



**strada dei
PARCHI**spa
A24 autostrade A25

AUTOSTRADA A24
ROMA - L'AQUILA - TERAMO
TRATTA TORNIMPARTE - L'AQUILA OVEST

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO
AI SENSI DELLA LEGGE 228/2012
ART.1 COMMA 183**

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL
VIADOTTO FORNACA

PROGETTO DEFINITIVO

GEOLOGIA E GEOTECNICA
VIADOTTO FORNACA
GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

| COMMESSA | FASE | MACRO OPERA | AMBITO/OPERA | DISCIPLINA | TIPO | PROGR. | REV. | SCALA |
|----------|---------------|-------------|--------------|------------|------|--------------|---------------|-----------|
| 250 | D | 000 | VI074 | GET | RE | 001 | A | |
| Rev. | Data | Descrizione | | | | Redatto | Verificato | Approvato |
| A | Dicembre 2017 | Emissione | | | | L. Cosciotti | G. Furlanetto | F. Presta |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

FILE: 250D000VI074GETRE001A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

| | | | |
|---|---|--|--|
| <p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Francesco Presta)</p> | <p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p>  | <p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSORARIA</p>  <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p> | |
|---|---|--|--|



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSORIE AUTOSTRADALI

AUTOSTRADA A24

Adeguamento sismico del Viadotto

Fornaca

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PREMESSA..... | 4 |
| 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 5 |
| 2.1 Documentazione | 5 |
| 2.2 Normative..... | 5 |
| 2.3 Bibliografia..... | 5 |
| 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO | 7 |
| 4. INDAGINI ESEGUITE..... | 9 |
| 4.1 Indagini in sito e laboratorio | 9 |
| 4.1.2 Stratigrafie..... | 10 |
| 4.1.3 Prove SPT | 12 |
| 4.1.4 Indagini di Laboratorio..... | 12 |
| 4.2 Piezometro | 13 |
| 4.3 Indagini geofisiche..... | 13 |
| 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI..... | 15 |
| 5.1 Unità L1 (Limi argillosi) | 19 |
| 5.2 Unità L2 (Marne calcaree e calcareniti) | 20 |
| 6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA di progetto..... | 26 |
| 6.1 Categoria di suolo..... | 26 |
| 6.2 Categoria topografica | 27 |
| 6.3 Azione sismica di progetto..... | 27 |
| 7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA | 29 |
| 8. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI DELLE PILE | 32 |
| 8.1 Verifiche nei confronti del carico limite | 32 |
| 8.2 Verifiche nei confronti dello scorrimento | 33 |
| 9. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE..... | 39 |
| 9.1 Verifiche nei confronti di carichi assiali | 39 |
| 9.1.1 Pali Fondazioni esistenti | 41 |
| 9.2 Verifiche carichi orizzontali..... | 44 |
| 9.2.1 Pali Fondazioni esistenti | 45 |
| 10. VERIFICHE DEGLI ANCORAGGI | 46 |

| | |
|--|-----------|
| 11. VERIFICHE DEI MICROPALI..... | 49 |
| CONSIDERAZIONI SULLA liquefazione | 51 |

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Definitivo degli interventi previsti per l'adeguamento sismico del Viadotto Fornaca, alla progressiva km 92+417 circa dell'Autostrada A24 Roma - L'Aquila - Teramo, commissionati dall'Ente Gestore, Strada dei Parchi S.p.A., alla scrivente Infraengineering s.r.l.

Gli interventi in progetto prevedono la realizzazione di un nuovo implacato metallico in luogo dell'attuale in c.a.p., la sostituzione delle pile e degli appoggi nonché il rinforzo delle spalle esistenti mediante la realizzazione l'installazione di tiranti passivi e micropali di fondazione. La realizzazione dei micropali è stata prevista anche per il rinforzo delle fondazioni della pila 4, di entrambe le carreggiate.

La modifica dello schema geometrico, statico e di vincolo permette al viadotto nel suo complesso l'assorbimento delle forze sismiche in coerenza con le normative di cui al D.M. 14/01/2008.

Il viadotto Fornaca si sviluppa per una lunghezza di circa 300 m lungo l'autostrada A24 ad ovest della piana aquilana, nel settore settentrionale del comprensorio comunale di Lucoli.

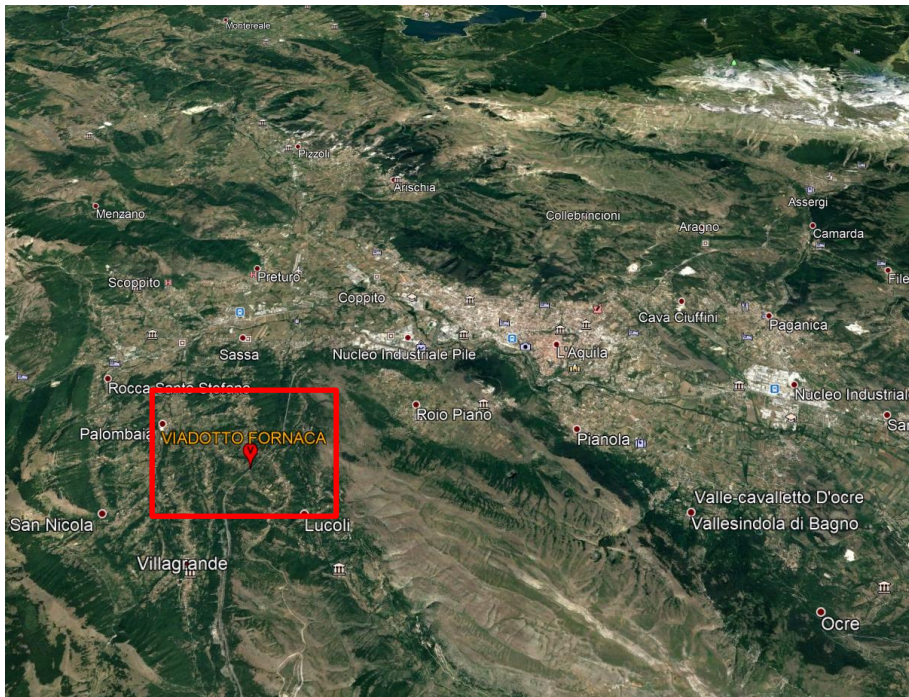


Figura 1: Ubicazione del viadotto Fornaca

Nei capitoli successivi, dopo un breve inquadramento geologico e geomorfologico dell'area ed una sintetica descrizione delle indagini realizzate nel 2015, vengono descritte le caratteristiche geomeccaniche del terreno su cui sono poggiate le fondazioni del viadotto.

La relazione si conclude con le verifiche geotecniche dei pali delle fondazioni esistenti e degli ancoraggi previsti per le spalle..

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nel seguito sono elencate le normative, le pubblicazioni specialistiche e i documenti che sono stati presi come riferimento nell'elaborazione di questa relazione.

2.1 Documentazione

- Elaborati As-built dell'opera;
- Schede di manutenzione dell'opera;
- Relazione Geologica.

2.2 Normative

- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti;
- Circolare esplicativa n.617 09/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto»;
- D.M. LL.PP. 11.03.88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare LL.PP. 24/9/1988 n.30483 - L.2.2.1974, n.64 - art.1 - Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/3/1988;
- UNI ENV 1997-1 - Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica";
- Ordinanza 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.P.R. n.380/2001 - art. 89 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)";
- Ordinanza PCM 3519 28/04/2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06 - "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

2.3 Bibliografia

- LANCELLOTTA R. (1991), "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli;
- LANCELLOTTA R. (2011), "Progettazione geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 2008) Geotecnica" - Hoepli;
- VIGGIANI (1999), "Fondazioni" - Hevelius Edizioni;

- BOWLES J. E. (1988), " Foundation Analysis and Design" - McGraw-Hill;
- KULHAWY F.H., MAYNE P.W. (1990): Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. EL-6800 Research Project 1493-6 Final Report, August 1990. Cornell University - Geotechnical Engineering Group Hollister Hall Ithaca, New York 14853-3501;
- CESTARI F. (1990), "Prove geotecniche in sito" - Geo-Graph;
- A.G.I. (1977), Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- AGI (1983), Parametri di progetto da prove in sito - Conferenze di geotecnica, Torino;
- A.G.I. (2005) - Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica;
- A.G.I. (2017) - Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio;
- Bieniawski Z.T. (1989) - Engineering rock mass classifications. New York, Wiley;
- Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum, B. (2002) - Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002;
- Marinos P., Benissi M. (1998) - Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Engg. Geol. Env. 57(2);
- Martinetti S., Ribacchi R. (1978) - Stabilità di scarpate in roccia;

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'assetto geologico-strutturale del settore di interesse è descritto nelle note illustrative del Foglio Geologico 358 "Pescorocchiano" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000.

Nell'area di sedime del viadotto affiorano le seguenti unità:

- **Complesso torbiditico altomiocenico laziale-abruzzese auctt. pars - unita' arenaceo-pelitica (UAP).** Costituita da 4 associazioni (UAPa-d) (Messiniano inf. p.p.). Costituita da arenarie quarzoso-feldspatiche, a cemento calcareo-argilloso e granulometria medio-grossolana, in strati medi e spessi (fino ad 1 m) a cui si alternano esili orizzonti di peliti in strati sottili. Si passa da litofacies con chiara laminazione a litofacies massive. Talvolta gli strati arenacei, frequentemente amalgamati, presentano spesso basi erosive, gradazione e, alla loro sommità, orizzonti laminati con lamine piano-parallele, ondulate e/o oblique. Localmente contengono abbondanti strutture a cogoli. Gli intervalli pelitici risultano nettamente subordinati, con spessori centimetrici. Messiniano inferiore p.p.
- **Unità argilloso-marnosa(UAM):**
 - o **UAM₁:** calcareniti e calciruditi, in strati medi, con intercalazioni marnose; alla base sono presenti marne verdastre con glauconite.
 - o **UAM₂:** alternanze di marne e marne calcaree con sottili intervalli calcarenitici.
 - o **UAM₃:** Marne, marne argillose, ed argille brune ricche di foraminiferi planctonici.



Figura 2: Stralcio della Carta Geologica

Il Viadotto Fornaca attraversa un settore caratterizzato da bassa energia di rilievo nella parte centrale con pendenze generalmente inferiori al 15% in corrisponde delle spalle.

Dall'analisi del foglio 359 Ovest della Carta geomorfologica della Regione Abruzzo, emerge che nel sito in esame non sono attivi rilevanti processi morfogenetici.

L'analisi dei dati bibliografici e i rilievi sito specifici effettuati su un'area sufficientemente estesa, permettono di considerare geomorfologicamente stabile l'area di sedime del Viadotto Fornaca

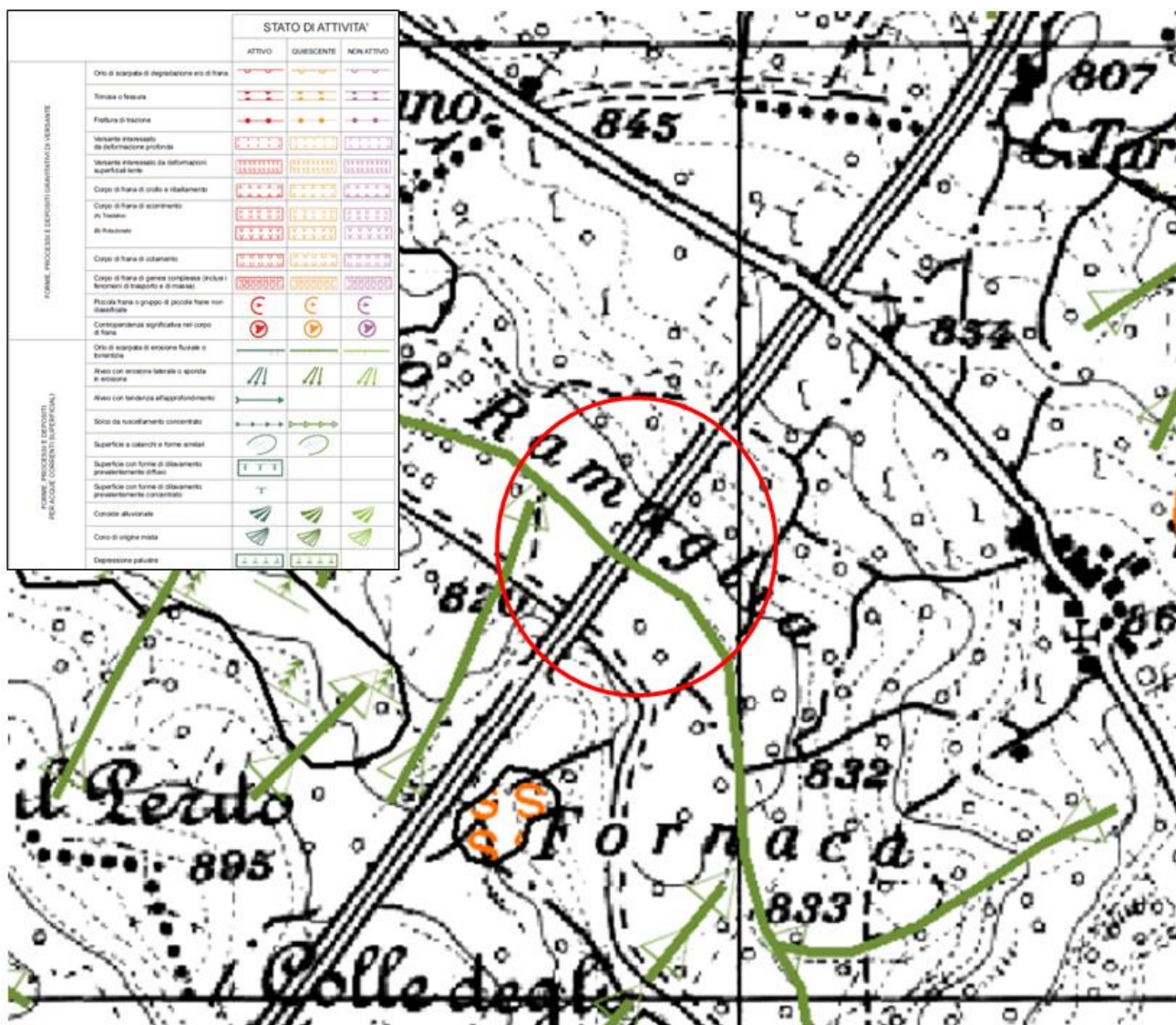


Figura 3: Stralcio della "Carta geomorfologica Regione Abruzzo" e relativa legenda, Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico, Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi Foglio 358 O

4. INDAGINI ESEGUITE

Nel mese di Febbraio 2015 è stata condotta una campagna di indagini di tipo geognostico, geotecnico e geofisico dalla società Dimms di Avellino. La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni campionati è stata condotta conferendo gli stessi presso il laboratorio geotecnico autorizzato della medesima società.

4.1 Indagini in sito e laboratorio

Sono stati effettuati 4 sondaggi geognostici, in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto autostradale. Le perforazioni sono state enumerate in ordine progressivamente crescente procedendo dal lato Roma verso Teramo (da S1 a S3). Ogni verticale di indagine è stata definita indicando nel nome del sondaggio la WBS del viadotto, il numero del sondaggio e l'allestimento dello stesso (es. VI074_S2_PZ).

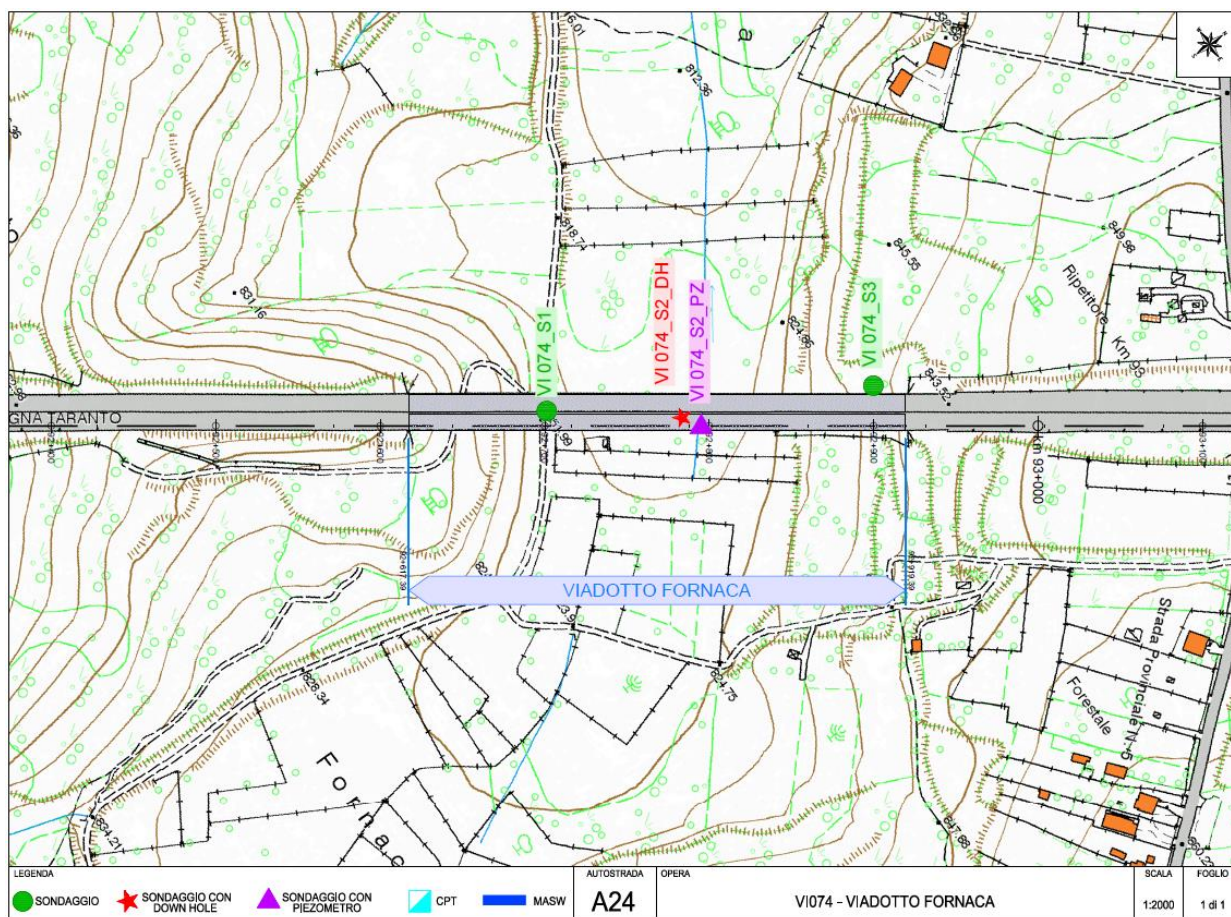


Figura 4: Ubicazione planimetrica delle prove in sito

Nel foro VI074_S2_DH, appositamente condizionato, è stata effettuata una prospezione geofisica di tipo down-hole, al fine di determinare la Categoria di appartenenza del sottosuolo investigato, in base a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Nell’ambito delle perforazioni di sondaggio, laddove possibile, sono stati prelevati 4 campioni indisturbati, sui quali sono state eseguite indagini di laboratorio finalizzate alla determinazione delle principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni prelevati. Si è inoltre provveduto al prelievo di ulteriori 5 campioni litoidi (Tabella 1).

Durante la perforazione sono state effettuate 9 prove SPT (ASTM D 1586-84). La prova penetrometrica dinamica consente in prima approssimazione di individuare la costituzione litologica del sottosuolo per omogeneità geomeccanica, differenziando i terreni coerenti da quelli incoerenti, e permettendo di stimare alcuni parametri geotecnici dal valore N_{SPT} , attraverso correlazioni note bibliograficamente.

Nel foro di sondaggio VI074_S2_PZ, condotto a distruzione di nucleo fino a -20 m dal p.c., è stato installato un piezometro a tubo aperto finestrato da -1 a -19 m dal p.c.

Tabella 1: Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati

| VIADOTTO | FORNACA | | | | | | | | | | | | |
|--|---------|----|----|----|----|-----|-------|-------|-------|-------|----|----|----|
| | S1 | S1 | S1 | S1 | S1 | S1 | S2 DH | S2 DH | S2 DH | S2 DH | S3 | S3 | S3 |
| SONDAGGIO | C1 | L1 | L3 | L4 | L8 | L10 | C1 | C2 | C3 | L2 | L1 | L2 | L3 |
| CAMPIONE | | | | | | | | | | | | | |
| PROFONDITA' CAMPIONE | | | | | | | | | | | | | |
| B - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO | | | | | | | | | | | | | |
| B1 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GENERALI DEL CAMPIONE | | | | | | | | | | | | | |
| Apertura ed estrazione di campione | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| Descrizione del campione | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| Determinazione del contenuto di acqua | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| Determinazione della massa volumica umida | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| Determinazione dei limiti di Atterberg (LLP, IP) | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| Determinazione del limite liquido per almeno 3 punti | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| Prelevaggio del materiale | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| Analisi granulometrica per via secca (voglia) | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| Analisi granulometrica per sedimentazione | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| Peso specifico assoluto dei granuli | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| Peso specifico apparente (Massa volumica) | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| B3 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE | | | | | | | | | | | | | |
| Prove triassiali - Non consolidata, non drenata (UU) | | | | | | | | | | | | | |
| a, senza misura delle sovrappressioni interstiziali | | | | | | | X | | X | | | | |
| Prove triassiali - Consolidata, non drenata o drenata (CIU, CID) | | | | | | | | | | | | | |
| CIU su tre provini | | | | | | | | | | | | | |
| Prova di taglio diretto | | | | | | | | | | | | | |
| CI su tre provini | X | | | | | | X | X | X | | | | |
| B4 - PROVE SU ROCCE | | | | | | | | | | | | | |
| Prova di compressione uniaxiale | | | | | | | | | | | | | |
| a, con rilievo della curva di deformazione | | | | | | | | | | | X | X | X |
| Prova triassiale su roccia | | | | | | | | | | | | | |

4.1.2 Stratigrafia

Nel seguito viene schematicamente descritta la stratigrafia dei sondaggi.

Sondaggio S1

| Profondità [m] | Descrizione Stratigrafia |
|----------------|--|
| 0.00 - 1.20 | Terreno di riporto limo-sabbio-argilloso di colore avana |
| 1.20 - 2.20 | Terreno rimaneggiato limo-sabbio argilloso, a tratti ghiaioso di colore marrone chiaro |

| | | |
|-------|-------|---|
| 2.20 | 5.00 | Argilla limosa e sabbiosa di colore marrone chiaro con tracce di s.o. e residui carboniosi. Da consistente a mod.consistente e umida. |
| 5.00 | 5.50 | Argilla limo-sabbiosa dio colore marrone chiaro molto consistente |
| 5.50 | 6.50 | Materiale arenaceo a grana fine grigiastro con legami di cementazione medio-deboli tra m 5,50-6.40, forti nella parte restante. |
| 6.50 | 8.80 | Sabbia media limosa grigiastra con sfumature giallastre, poco add. A luoghi deb.cementata. Presenti inclusi arenacei (dmax3cm) |
| 8.80 | 12.00 | Calcarenite lapidea biancastra-grigiastra, (effervescenza forte con HCl) a grana media, con segni di ossidazione tra m 11.00- 12.00. Si preleva in spezzoni di carota (Lmax ~ 36cm) , rari dischetti (smax 4cm) e frammenti (dmax~ 5cm) |
| 12.00 | 12.40 | Sabbia media limosa grigiastra, da molto addensata a cementata |
| 12.40 | 13.00 | Siltite sabbiosa grigiastra, da cementata tra m 12.40-12.60, a deb cementata tra m 12.60-12.90, cementata nella parte finale |
| 13.00 | 14.00 | Calcarenite lapidea biancastra . Si preleva in spezzoni (lmax 13 cm) di carota, e subord. in frammenti (dmax 5cm) |
| 14.00 | 19.80 | Marna calcarea grigiastra (effervescenza medio-forte con HCl), a luoghi compatta, con sup. di discontinuità ~45°, tra m 19.00-19.80. Si preleva in spezzoni (lmax 40cm) di carota, subordinatamente in dischetti (smax 3cm), e frammenti (dmax 5cm) |
| 19.80 | 20.60 | Calcarenite biancastra . Si preleva in frammenti (dmax>φ carot) e subord. in spezzoni di carota, (lmax 6cm) |
| 20.60 | 29.00 | Alternanza di calcarenite biancastra grigiastra con marna calcarea grigiastra. |
| 29.00 | 31.00 | Marna calcarea grigiastra. Si preleva in spezzoni (lmax 33cm) di carota, subordinatamente in frammenti (dmax 5cm) e dischetti (smax 3cm). Presenti sup. di discontinuità disposte a ~45° tra m 31.50-32.00, 33.00-33.40 |
| 31.00 | 35.00 | Marna calcarea grigiastra. Si preleva in spezzoni (lmax 33cm) di carota, subordinatamente in frammenti (dmax 5cm) e dischetti (smax 3cm). Presenti sup. di discontinuità disposte a ~45° tra m 31.50-32.00, 33.00-33.40 |

Sondaggio S2 DH

| Profondità [m] | | Descrizione Stratigrafia |
|----------------|-------|--|
| 0.00 | 4.90 | Da Sabbia con ghiaia limosa a sabbia ghiaiosa limo-argillosa, di colore marrone chiaro. Presenti inclusi calcarei (dmax 4cm) e livelletto torboso tra m 4.50-4.60. |
| 4.90 | 14.00 | Sabbia deb. limosa grigiastria da poco a mod. addensata |
| 14.00 | 15.00 | Calcarenite grigiastria a grana medio-grossa. Si preleva in spezzoni (lmax 20 cm), e frammenti (dmax > φcarot) |
| 15.00 | 19.00 | Da sabbia media limosa grigiastria, a sabbia deblimosa. Presenti inclusi arenacei (dmax3 cm). |
| 19.00 | 21.00 | Calcarenite grigiastria a grana media con livello sabbioso tra m 20.50-20.60 |
| 21.00 | 24.00 | Sabbia grigiastria deb.limosa con rari inclusi arenacei (dmax2cm) |
| 24.00 | 25.00 | Calcarenite grigiastria a grana media |
| 25.00 | 27.00 | Marna calcarea grigiastria (effervescenza medio-forte con HCL) con piani di stratificazione nei primi decimetri e sup disc. ~45° tra m 25.90- 26.00. Si preleva in frammenti (dmax>φ carot), e spezzoni (lmax15cm) |
| 27.00 | 30.50 | Calcarenite grigiastria a grana media. Si preleva in spezzoni (lmax 31 cm), e subord. In frammenti (dmax 6cm) |
| 30.50 | 31.00 | Calcarenite grigiastria a grana media. Si preleva in spezzoni (lmax 31 cm), e subord. In frammenti (dmax 6cm) |

Sondaggio S3 PZ

| Profondità [m] | | Descrizione Stratigrafia |
|----------------|-------|--------------------------|
| 0.00 | 20.00 | Distruzione del Nucleo |

4.1.3 Prove SPT

Nel seguito sono riportati i risultati delle prove SPT.

Tabella 2. - Risultati prove SPT

| DENOMINAZIONE E QUOTE | | | | | | | | | PROVA PENETROMETRICA DINAMICA | | | |
|-----------------------|----------|----------|-------|-------|-------------|-------------|-----------------|-------------|-------------------------------|-----|-----|------|
| CAMPAGNA | VIADOTTO | Litotipo | Sond. | Camp. | Prof. | Prof. media | Quota b.f. sond | Prof. media | N1 | N2 | N3 | NSPT |
| | | | | | (m da p.c.) | (m da p.c.) | (m slm) | (m slm) | (-) | (-) | (-) | (-) |
| A-2015 | FORNACA | | S1 | | 3-3,50 | 3,73 | | -3,73 | 9 | 11 | 12 | 23 |
| A-2015 | FORNACA | | S1 | | 5-5,50 | 5,25 | | -5,25 | | | | R |
| A-2015 | FORNACA | | S2-DH | | 2,50-2,95 | 2,73 | | -2,73 | 2 | 6 | 6 | 12 |
| A-2015 | FORNACA | | S2-DH | | 5,50-6,05 | 5,78 | | -5,78 | 1 | 3 | 4 | 7 |
| A-2015 | FORNACA | | S2-DH | | 7,95-8,40 | 8,18 | | -8,18 | 1 | 3 | 4 | 7 |
| A-2015 | FORNACA | | S2-DH | | 12-12,45 | 12,23 | | -12,23 | 6 | 9 | 9 | 18 |
| A-2015 | FORNACA | | S2-DH | | 21,20-21,65 | 21,43 | | -21,43 | 25 | 30 | 42 | 72 |
| A-2015 | FORNACA | | S2-DH | | 23-23,1 | 23,05 | | -23,05 | | | | R |
| A-2015 | FORNACA | | S3 | | 4,5-4,63 | 4,51 | | -4,51 | | | | R |

4.1.4 Indagini di Laboratorio

Nella successiva tabella sono riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale.

Tabella 3. - Risultati prove compressione monoassiale

| DENOMINAZIONE E QUOTE | | | | | | COMPRESSIONE MONOASSIALE | | | POINT LOAD TEST |
|-----------------------|----------|----------|-------|-------|-------------|--------------------------|-------|------|-----------------|
| CAMPAGNA | VIADOTTO | Litotipo | Sond. | Camp. | Prof. media | UCS | E50 | v50 | fc |
| | | | | | (m slm) | (MPa) | (MPa) | (-) | (MPa) |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | C1 | -3,25 | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S1 | L10 | -34,65 | | | | 11,52 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2DH | C1 | -5,30 | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2DH | C2 | -7,53 | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2DH | C3 | -11,70 | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S2DH | L2 | -12,65 | 26,37 | 32560 | 0,27 | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L1 | -7,50 | 41,38 | 40408 | 0,26 | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L2 | -12,65 | | | | 14,27 |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L3 | -22,65 | 34,55 | 36292 | 0,27 | |

4.2 Piezometro

Nel foro di sondaggio VI074_S2_PZ, condotto a distruzione di nucleo fino a -20 m dal p.c., è stato installato un piezometro a tubo aperto finestrato da -1 a -19 m dal p.c.

Nel piezometro la falda è stata rinvenuta alla profondità di circa 1.00 m dal piano campagna.

4.3 Indagini geofisiche

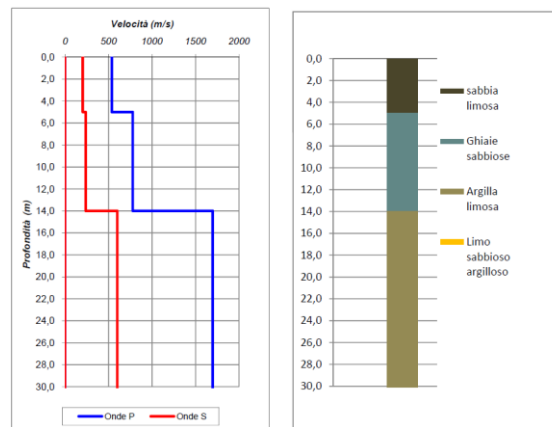
Al fine di caratterizzare sismicamente il sottosuolo investigato, è stata effettuata una prospezione sismica mediante il test down hole nel foro VI074_S2_DH. Il foro di sondaggio è stato appositamente “condizionato” cementando per 31 m dal p.c. l'intercapedine tra il tubo in PVC nel quale è stata effettuata la lettura, e le pareti del foro. Per permettere un adeguato ritiro della miscela cementizia (acqua-cemento-bentonite) i test sono stati eseguiti 20 giorni dopo la messa in posto della stessa.

L'indagine condotta permette di valutare il parametro $V_{s,30}$, necessario ad individuare la categoria di sottosuolo, in base a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Nel metodo sismico down hole (DH) viene misurato il tempo di trasmissione dalle onde P e S da una sorgente sismica, posta in superficie, ai ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio. Dall'analisi dei tempi d'arrivo, nota la geometria del sistema di acquisizione, è possibile calcolare lo spessore dei sismostrati ed alcune dei parametri geotecnici che caratterizzano il sottosuolo.

Tabella 4. - Risultati della prova Down - Hole

| Profondità base(m) | Onde P | Onde S |
|-----------------------|------------------|------------------|
| | Velocità (m/sec) | Velocità (m/sec) |
| 5,00 | 433,04 | 204,94 |
| 14,00 | 779,07 | 238,01 |
| 31,00 | 1696,97 | 599,86 |



V_{330 0-30}
332 Suolo
C

Figura 5: Profilo Velocità delle onde S e P

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

L'esame dei risultati delle indagini effettuate, dei dati bibliografici a disposizione e degli elaborati di As Built del viadotto ha permesso di definire in dettaglio la successione stratigrafica dei terreni interagenti con le fondazioni esistenti e le nuove spalle dello stesso.

Partendo dall'inquadramento delle principali unità litotecniche individuate dalle sezioni geologiche, sulla base di tutte le indagini e prove disponibili, si sono elaborati i dati con la profondità delle principali caratteristiche geotecniche e confrontando i risultati con il maggior dettaglio stratigrafico dei vari sondaggi, si è operata una schematizzazione con l'individuazione di unità geotecniche di riferimento, associando ad esse dei parametri caratteristici. Tale schematizzazione costituisce il modello geotecnico di riferimento che potrà essere eventualmente dettagliato o modificato con specifiche ipotesi di progetto dal progettista delle opere specifiche nelle relazioni del dimensionamento delle stesse.

L'analisi dei dati disponibili ha consentito di individuare le seguenti unità geotecniche aventi comportamento fisico-meccanico omogeneo:

Unità L1 Limi argillosi;

Unità L2 Marne calcaree e calcareniti.

In particolare, i parametri fisici e meccanici dei litotipi a grana fina sono stati desunti integrando i risultati delle relative prove SPT con quelli di laboratorio mentre per la valutazione delle caratteristiche del substrato roccioso sono state eseguite opportune prove di laboratorio.

Nelle tabelle e figure che seguono sono riportati i risultati delle indagini in sito ed in laboratorio da utilizzarsi per la definizione delle proprietà fisiche, meccaniche e di rigidità dei terreni nelle verifiche geotecniche. I campioni disponibili sono distinti in base al codice identificativo del sondaggio, della campagna di indagini relativa nonché per litotipo.

Tabella 5: Parametri fisici ricavati da prove di laboratorio

| CAMPAGNA | DENOMINAZIONE E QUOTE | | | | GRANULOMETRIA | | | | | | | CARATTERISTICHE FISICHE | | | | | | | | LIMITI DI ATTERBERG e PARAM. INDICE | | | | | | | |
|----------|-----------------------|-------|-------|----------------------------|---------------|------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------------------------------------|-------|-------|-------|------|-------|------|------|
| | Litotipo | Sond. | Camp. | Prof. media (m da p.c.) | G | S | L | A | L+A | D60 | D10 | U | ys | yn | yd | ysat | W | e | n | Sr | LL | LP | IL | IP | IC | A | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | C1 | 3,25 | 0,00 | 16,00 | 62,00 | 22,00 | 84,00 | 0,0309 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S1 | L10 | 34,65 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | SZDH | C1 | 5,30 | 0,00 | 17,00 | 63,00 | 20,00 | 83,00 | 0,0327 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | SZDH | C2 | 7,53 | 0,00 | 26,00 | 61,00 | 13,00 | 74,00 | 0,0389 | 0,0014 | 27,79 | 26,53 | 19,41 | 15,50 | 19,56 | 25,40 | 0,71 | 41,70 | 96,00 | 29,00 | 18,00 | 0,67 | 11,00 | 0,33 | 0,85 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | SZDH | C3 | 11,70 | 0,00 | 18,00 | 60,00 | 22,00 | 82,00 | 0,0224 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | SZDH | L2 | 28,64 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L1 | 7,50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L2 | 12,65 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L3 | 22,65 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L3 | 22,65 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Tabella 6: Parametri meccanici ricavati da prove di laboratorio

| DENOMINAZIONE E QUOTE | | | | | | | | PROVA TAGLIO DIRETTO/ANULARE | | PROVA CELLA TRIASSIALE CIU | | | | PROVA CELLA TRIASSIALE UU | |
|-----------------------|---------|----------|-------|-------|-------------|-----------------|-------------|------------------------------|---------|----------------------------|-----|-------|-----|---------------------------|-----|
| CAMPAGNA | | Litotipo | Sond. | Camp. | Prof. media | Quota b.f. sond | Prof. media | c'picco | φ'picco | cu | φu | c' | φ' | cu | φu |
| | | | | | (m da p.c.) | (m slm) | (m slm) | (kPa) | (°) | (kPa) | (°) | (kPa) | (°) | (kPa) | (°) |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | C1 | 3,25 | 838,00 | 834,75 | 20,36 | 23,32 | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S1 | L10 | 34,65 | 838,00 | 803,35 | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2DH | C1 | 5,30 | 838,00 | 832,70 | 16,52 | 24,29 | | | | | 48,40 | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2DH | C2 | 7,53 | 838,00 | 830,48 | 13,18 | 25,87 | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2DH | C3 | 11,70 | 838,00 | 826,30 | 20,05 | 23,49 | | | | | 63,50 | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S2DH | L2 | 12,65 | 838,00 | 825,35 | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L1 | 7,50 | 838,00 | 830,50 | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L2 | 12,65 | 838,00 | 825,35 | | | | | | | | |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | L3 | 22,65 | 838,00 | 815,35 | | | | | | | | |

Tabella 7: Resistenza non drenata ricavata da misure di pocket

| CAMPAGNA | VIADOTTO | Litotipo | Sond. | Camp. | Prof. | Prof. media | Quota | Prof. media | Pocket | cu |
|----------|----------|----------|-------|-------|-------------|-------------|---------|-------------|-----------------------|-------|
| | | | | | (m da p.c.) | (m da p.c.) | (m slm) | (m slm) | (kg/cm ²) | (kPa) |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | | | 3,00 | 838,00 | 835,00 | 0,80 | 40 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | | | 4,75 | 838,00 | 833,25 | 1,50 | 75 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | | | 5,50 | 838,00 | 832,50 | 2,40 | 120 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | | | 1,00 | 838,00 | 837,00 | 1,80 | 90 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2DH | | | 1,50 | 838,00 | 836,50 | 1,50 | 75 |

Tabella 8: Risultati delle prove penetrometriche dinamiche

| DENOMINAZIONE E QUOTE | | | | | | | | | PROVA PENETROMETRICA DINAMICA | | | |
|-----------------------|----------|----------|-------|-------|-------------|-------------|-----------------|-------------|-------------------------------|-----|-------|------|
| CAMPAGNA | VIADOTTO | Litotipo | Sond. | Camp. | Prof. | Prof. media | Quota b.f. sond | Prof. media | N1 | N2 | N3 | NSPT |
| | | | | | (m da p.c.) | (m da p.c.) | (m slm) | (m slm) | (kPa) | (°) | (kPa) | (°) |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S1 | | 3-3,50 | 3,73 | 838,00 | 834,28 | 9 | 11 | 12 | 23 |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S1 | | 5-5,50 | 5,25 | 838,00 | 832,75 | | | | R |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2-DH | | 2,50-2,95 | 2,73 | 838,00 | 835,28 | 2 | 6 | 6 | 12 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2-DH | | 5,50-6,05 | 5,78 | 838,00 | 832,23 | 1 | 3 | 4 | 7 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2-DH | | 7,95-8,40 | 8,18 | 838,00 | 829,83 | 1 | 3 | 4 | 7 |
| A-2015 | FORNACA | L1 | S2-DH | | 12-12,45 | 12,23 | 838,00 | 825,78 | 6 | 9 | 9 | 18 |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S2-DH | | 21,20-21,65 | 21,43 | 838,00 | 816,58 | 25 | 30 | 42 | 72 |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S2-DH | | 23-23,1 | 23,05 | 838,00 | 814,95 | | | | R |
| A-2015 | FORNACA | L2 | S3 | | 4,5-4,63 | 4,51 | 838,00 | 833,49 | | | | R |

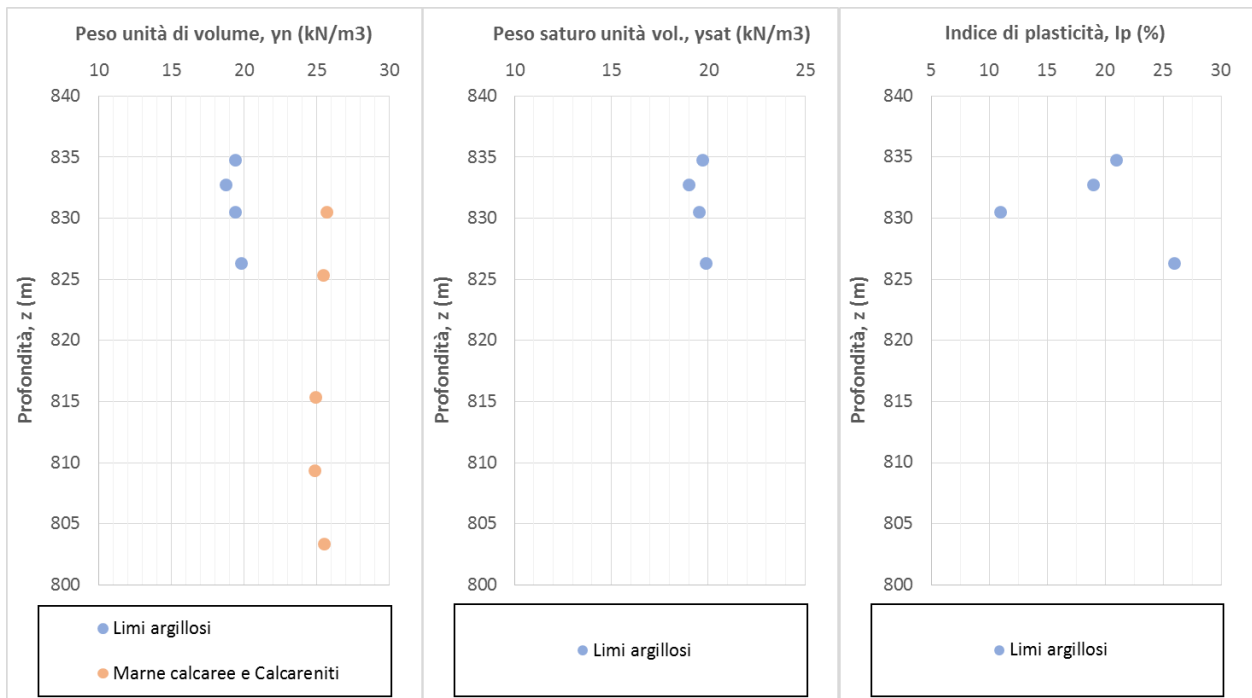


Figura 6: Principali parametri fisici e di stato per i litotipi rinvenuti

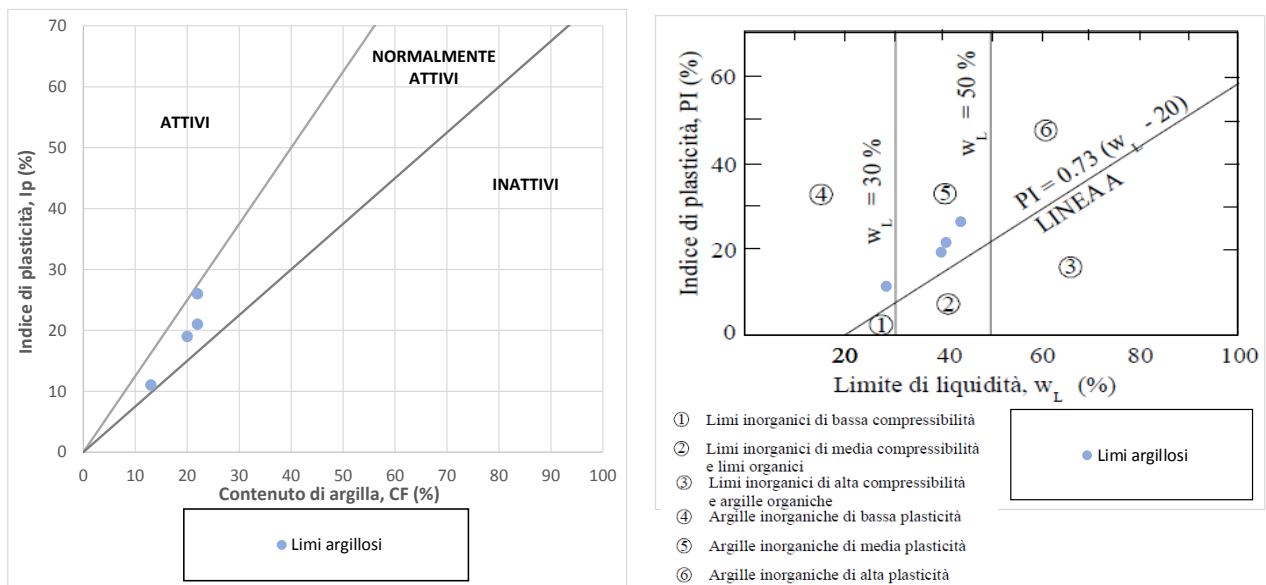


Figura 7: Grado di attività (a sinistra) e carta di plasticità di Casagrande (a destra)

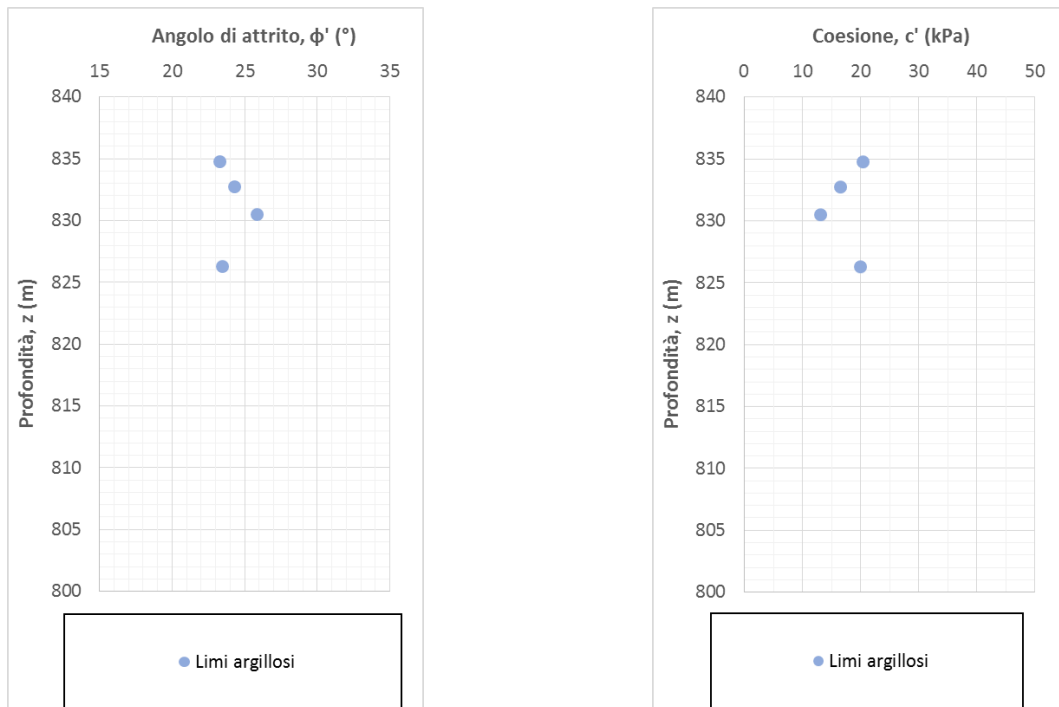


Figura 8: Parametri di resistenza in tensioni efficaci da prove di laboratorio per i litotipi rinvenuti

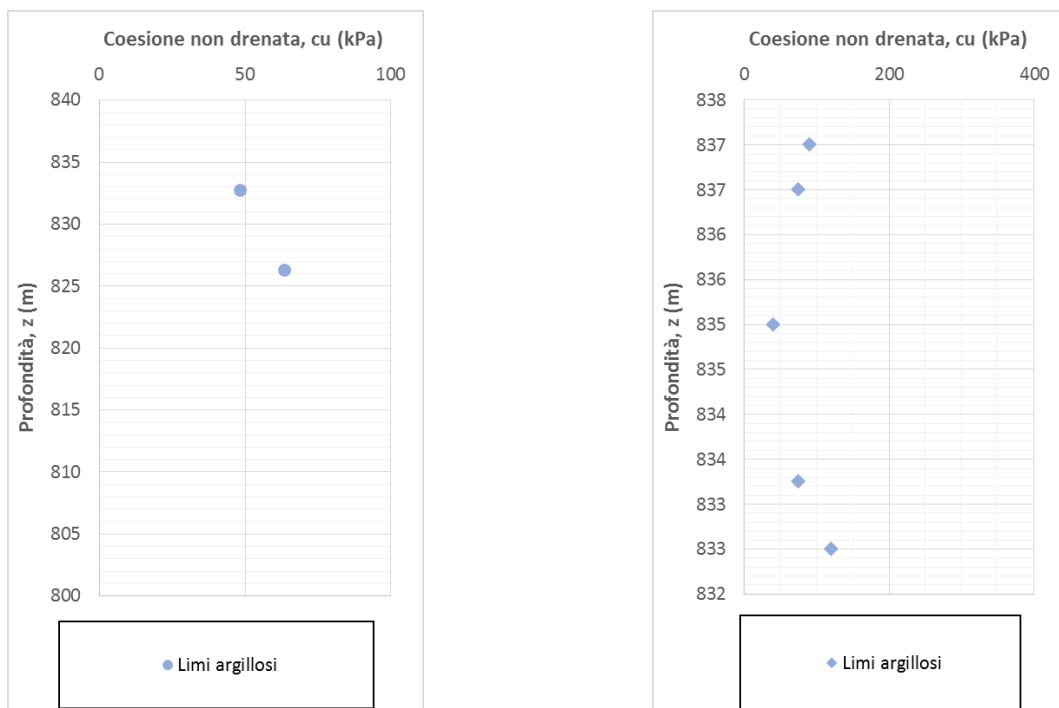


Figura 9: Parametri di resistenza in tensioni totali da prove in sito e di laboratorio per i litotipi rinvenuti (a sinistra da prove TxUU e a destra da misure di pocket)

Nel seguito, dopo una loro breve descrizione, vengono descritte le elaborazioni effettuate per la definizione delle caratteristiche delle diverse unità geotecniche.

5.1 Unità L1 (Limi argillosi)

L'unità L1 identifica i terreni appartenenti ad un livello limoso argilloso con una trascurabile percentuale sabbiosa variabile da un minimo di 16% ad un massimo di 28%. La frazione ghiaiosa è invece assente. Le prove SPT eseguite nei terreni caratterizzati dalla presente litologia hanno evidenziato valori dell'indice N_{SPT} compresi tra 7 e 23.

I 4 campioni prelevati all'interno di questa unità presentano un contenuto di limo pari a circa il 60% ed un contenuto di argilla compreso tra il 13 ed il 22%.

In condizioni di umidità naturale, il peso di unità di volume è mediamente pari a 19.35 kN/m^3 (min: 18.76 kN/m^3 max: 19.85 kN/m^3), con un grado di saturazione sempre superiore al 93%. Il peso del terreno secco è in media pari a 15.45 kN/m^3 .

Il contenuto in acqua w è compreso tra 23.4% e 28.5%. Il limite di liquidità (LL) è compreso tra 29% e 44%, mentre il limite plasticità (LP) è variabile tra il 18 ed il 21%.

L'indice di plasticità, I_p , presenta una certa dispersione assumendo valori che vanno da un minimo di circa il 11% ad un massimo del 26%. Sulla carta di plasticità di Casagrande, i campioni ricadono nella zona delle argille inorganiche di bassa e media plasticità.

Le caratteristiche di resistenza del terreno, in termini di tensioni totali ed efficaci, sono state determinate mediante 4 prove di taglio diretto (TD) e 2 prove di compressione triassiale non consolidata non drenata (TxUU). Le prove di taglio diretto hanno evidenziato un coesione variabile tra 13.18 e 20.36 kPa ed un angolo di attrito minimo pari a 23.32° e massimo di 25.87° .

La coesione non drenata, c_u , valutata attraverso le prove di laboratorio del tipo TxUU, assume valori compresi tra 48.4 e 63.5 kPa. Questa è stata determinata anche in maniera indiretta correlandola ai valori dell'indice N_{SPT} tramite la relazione:

$$c_u = 0.067 N_{SPT} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Assumendo cautelativamente un valore del numero dei colpi di 10 si ottiene un valore della coesione non drenata pari a circa 67 kPa in linea con i massimi determinati da prove di laboratorio.

Le misure di pocket eseguite, da cui si è stimata la coesione non drenata, hanno evidenziato anch'essi valori comparabili con le prove triassiali non drenate fornendo mediamente 80 kPa.

Vista l'assenza di prove geotecniche per la valutazione della rigidità a grandi deformazioni, una stima del parametro è stata fatta utilizzando le correlazioni proposte da Teixeira e Godoy (1996), valide la prima per limi argillosi e la seconda per limi sabbiosi:

$$E = 5 \cdot 0.25 \cdot \sqrt{N_{SPT}} \text{ (MPa)}$$

$$E = 5 \cdot 0.45 \cdot \sqrt{N_{SPT}} \text{ (MPa)}$$

Assumendo ancora il valore cautelativo del numero dei colpi pari a 10 il modulo di Young per la presente unità è compreso tra 4 MPa e 7 MPa, con il valore più basso valido per i limi argillosi.

La rigidità a bassi livelli deformativi è stata stimata sulla base dei risultati delle prove geofisiche. Nei terreni appartenenti a questa unità le prove down-hole hanno fatto registrare valori delle velocità V_s , in funzione della profondità, compresi tra 110 e 285 m/s a cui corrispondono valori delle del modulo di taglio compresi tra 20 e 140 MPa.

5.2 Unità L2 (Marne calcaree e calcareniti)

L'unità L2 identifica il substrato caratterizzato da marne calcaree e calcareniti.

Il materiale lapideo di base è stato caratterizzato meccanicamente con il valore della resistenza a compressione monoassiale ricavata da prove di laboratorio, che forniscono valori di σ_c mediamente superiore a 20 MPa.

Le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dipendono sia dalle caratteristiche del materiale roccioso intatto sia dalle discontinuità. Nella letteratura tecnica sono presenti numerose classifiche che permettono di formulare un giudizio sulla "qualità" dell'ammasso sulla base di alcuni parametri indici. I due sistemi di classificazione più utilizzati sono il "Rock Mass Rating" (indice RMR) di Bieniawski (1984, 1989) ed il "Rock tunnelling quality index" (indice Q) di Barton (1974). Nella Tabella 9 sono riportati i parametri principali con i relativi indici per la classificazione dell'ammasso secondo quanto proposto da Bieniawski nel 1989.

Tabella 9: Classifica dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski (1984, 1989)

| PARAMETRI PER LA CLASSIFICAZIONE | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|---|--|---|---|---|---|---------|---------|
| PARAMETRI | | | CAMPO VALORI | | | | | | |
| 1 | Resistenza roccia intatta | Carico puntuali | > 10 MPa | 4-10 MPa | 2-4 MPa | 1-2 MPa | Non applicabile | | |
| | | Compres. unissiale | > 250 MPa | 100-250 MPa | 50-100 MPa | 25-50 MPa | 5-25 MPa | 1-5 MPa | < 1 MPa |
| | Indice | | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 |
| 2 | RQD | | 90%-100% | 75%-90% | 50%-75% | 25%-50% | < 25% | | |
| | Indice | | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | |
| 3 | Spaziatura giunti | | > 2 m | 0.6 - 2 m | 200- 600mm | 60-200 mm | < 60 mm | | |
| | Indice | | 20 | 15 | 10 | 8 | 5 | | |
| 4 | Condizione giunti | | Superfici molto scabre, non continue. Chiusi. Pareti della roccia non alterate | Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia legg. alterate | Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia alterate | Superfici lisce o riempimento < 5 mm o aper 1-5 mm Giunti cont. | Riempimento tenero > 5 mm o Apertura > 5 mm Giunti continui | | |
| | Indice | | 30 | 25 | 20 | 10 | 0 | | |
| 5 | Condizioni idrauliche | Afflusso per 10m lung. tunnel | Assente | < 10 | 10 - 25 | 25 - 125 | > 125 | | |
| | | (pressione nei giunti) / (soll. Nat. in situ) | 0 | < 0.1 | 0.1 - 0.2 | 0.2 - 0.5 | > 0.5 | | |
| | | Condizioni generali | Completam. asciutto | Umido | Bagnato | Stillicidio | Flusso | | |
| | Indice | | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 | | |
| FATTORI CORRETTIVI FUNZIONE DELL'ORIENTAZIONE DEI GIUNTI | | | | | | | | | |
| Direzione e immersione | | | Molto favorevole | Favorevole | | Sfavorevole | Molto sfavorevole | | |
| Indice | Gallerie e miniere | | 0 | -2 | -5 | -10 | -12 | | |
| | Fondazioni | | 0 | -2 | -7 | -15 | -25 | | |
| | Pendii | | 0 | -5 | -25 | -50 | | | |
| CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO | | | | | | | | | |
| Indice | | | 100 ← 81 | 80 ← 61 | 60 ← 41 | 40 ← 21 | < 21 | | |
| Classe | | | I | II | III | IV | V | | |
| Descrizione | | | Molto buona | Buona | Discreta | Scadente | Molto scadente | | |

Nel 1995 Hoek et al. hanno introdotto l'indice GSI (Geological Strength Index) basato sulle caratteristiche geolitologiche e strutturali della formazione e sulle condizioni delle superfici di discontinuità dell'ammasso. Per valutare l'indice di "qualità" intrinseca dell'ammasso Hoek et al. (1995).

La stima degli indice GSI può essere anche effettuata sulla base di una descrizione qualitativa della struttura dell'ammasso roccioso e delle condizioni delle superfici di discontinuità. A tale scopo può essere utilizzato lo schema proposto da Hoek e Marinos nel 2000 (Figura 10). Sulla base dei sopralluoghi effettuati è stato possibile attribuire all'ammasso roccioso un indice GSI compreso tra 30 e 50.







| Geological strength index for jointed rocks (Hoek and Marinos, 2000) | | SURFACE CONDITIONS | | | | |
|--|--|------------------------------|------|------|------|-----------|
| | | VERY GOOD | GOOD | FAIR | POOR | VERY POOR |
| STRUCTURE | | DECREASING SURFACE QUALITY → | | | | |
|  | INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities | 90 | | | N/A | N/A |
|  | BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets | 80 | 70 | | | |
|  | VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets | | 60 | | | |
|  | BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity | | | 50 | | |
|  | DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces | | | | 40 | |
|  | LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes | | | | | 30 |
| | | | | | 20 | |
| | | | | | | 10 |
| | | N/A | N/A | | | |
| | | | | | | |

Figura 10: Valutazione dell'indice GSI per l'ammasso in esame

Per il progetto esecutivo sono in corso di esecuzione rilievi geostrutturali ed indagini geofisiche per la valutazione di dettaglio dello stato di fratturazione dell'ammasso e degli spessori delle coltri detritiche presenti al disopra del substrato.

La resistenza dell'ammasso può essere espressa in termini di sollecitazioni principali efficaci σ_1' e σ_3' mediante il criterio non lineare di Hoek e Brown (1980):

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

in cui σ_c indica la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso mentre m_b , s ed a sono costanti che caratterizzano l'ammasso roccioso.

La resistenza a compressione uniassiale, σ_c , può essere determinata da prove di laboratorio su campioni di roccia intatta oppure, in assenza di prove dirette, da indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Doruk, 1991; Hoek et al., 1992).

Per quanto riguarda le costanti m_b , s ed a , Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) hanno proposto le seguenti relazioni con l'indice GSI:

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

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

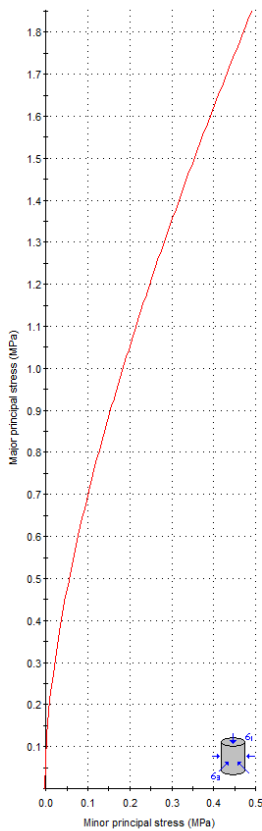
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

in cui m_i è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio o stimata dai dati di letteratura, e D è un fattore variabile tra 0 e 1 che dipende dal grado di disturbo dovuto alle operazioni di scavo e al detensionamento dell'ammasso (0 per un ammasso indisturbato, 1 per un ammasso molto disturbato).

La stima del modulo elastico dell'ammasso è stata effettuata utilizzando invece la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983), successivamente modificata da Hoek (2002):

$$E(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{0.5} \cdot 10 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)$$

Nelle verifiche geotecniche si è preferito far riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, più noto e più diffuso rispetto a quello di Hoek. I parametri di resistenza (coesione e angolo di attrito) sono stati determinati linearizzando la curva di Hoek e Brown con la procedura proposta dallo stesso Hoek (2002) ed implementata nel programma RocLab v. 1.032, considerando un pendio di altezza media pari a 25m. Per la valutazione dei parametri di resistenza si è fatto riferimento cautelativamente ai valori minimi dell'indice GSI.



Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 20 MPa
 GSI = 30 mi = 11 Disturbance factor = 0.7

Hoek-Brown Criterion
 mb = 0.235 s = 3.93e-5 a = 0.522

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.096 MPa friction angle = 31.90 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.003 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.100 MPa
 global strength = 1.135 MPa
 modulus of deformation = 919.24 MPa

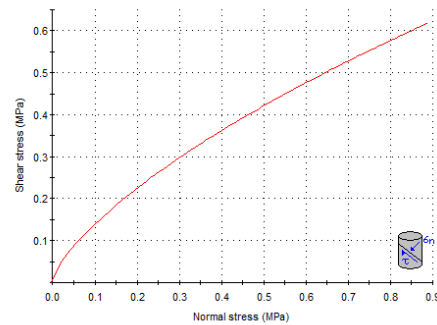


Figura 11: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

La linearizzazione della curva di Hoek e Brown nel campo delle tensioni di interesse ha fornito una coesione di 95 kPa ed un angolo di attrito di 32° circa mentre il modulo elastico dell'ammasso è risultato essere pari a circa 900 MPa (Figura 11).

Le prove di laboratorio relative alla determinazione dei parametri fisici hanno permesso di individuare un peso dell'unità di volume del materiale roccioso pari a circa 26,0 kN/m³.

I valori delle proprietà geotecniche indicate sono da intendersi come valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle varie opere andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni pali o opere di sostegno), alle ipotesi di calcolo assunte.

Sulla base di una stima ragionata e cautelativa i parametri fisico-meccanici sono espressi come valori caratteristici. I parametri di progetto per le verifiche delle opere, secondo l'approccio considerato, sono determinati dai parametri caratteristici applicando i coefficienti parziali γ_M di seguito riportati. Si rimanda alle relazioni di calcolo delle opere per la determinazione dei parametri di progetto.

Tabella 10 - Coefficienti parziali dei parametri geotecnici

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

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|---|---|--|------|------|
| <i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i> | $\tan \phi'_k$ | γ_ϕ | 1,0 | 1,25 |
| <i>Coazione efficace</i> | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| <i>Resistenza non drenata</i> | c_{dk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| <i>Peso dell'unità di volume</i> | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

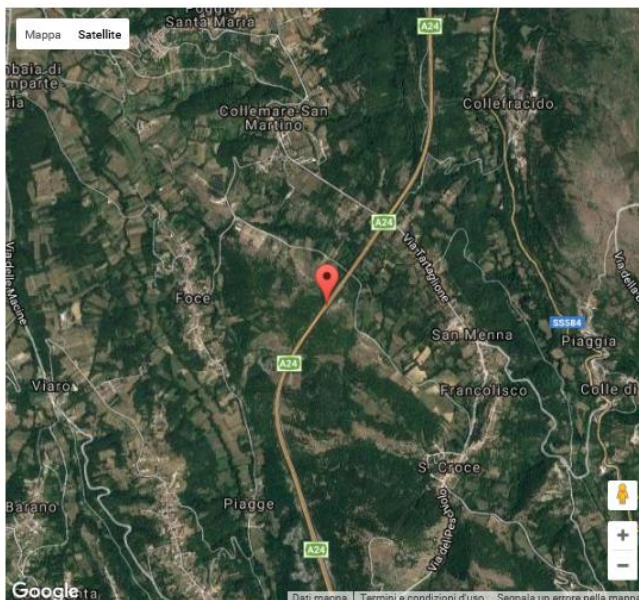
6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'azione sismica di progetto è stata valutata, in accordo con quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008, a partire dalla pericolosità sismica di base del sito con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV - $P_{VR} = 10\%$), ad una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso IV ($C_u = 2.00$).

La vita di riferimento risulta quindi essere pari a 100 anni.

| | | | |
|------------------|--|--------------------------------------|----------------------|
| Via | <input type="text"/> | n° | <input type="text"/> |
| Comune | <input type="text"/> | Cap | <input type="text"/> |
| Provincia | <input type="text"/> | <input type="button" value="Cerca"/> | |
| WGS84 (°) | | | |
| Latitudine | <input type="text" value="42.313614"/> | | |
| Longitudine | <input type="text" value="13.308456"/> | <input type="button" value="Cerca"/> | |
| Isole | <input type="text" value="-- Seleziona --"/> | | |

| | |
|--|--|
| (1)* Coordinate WGS84 (°) | |
| Latitudine <input type="text" value="42.313614"/> | Longitudine <input type="text" value="13.308455"/> |
| (1)* Coordinate ED50 (°) | |
| Latitudine <input type="text" value="42,314588"/> | Longitudine <input type="text" value="13,309369"/> |
| Classe dell'edificio | |
| <input type="text" value="IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti..."/> | |
| Cu = 2 | |
| Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100) | <input type="text" value="50"/> |
| Interpolazione | <input type="text" value="Media ponderata"/> |
| <input type="button" value="Calcola"/> | |



| Stato Limite | Tr [anni] | a_a [g] | Fo | Tc' [s] |
|--|-----------|-----------|-------|---------|
| Operatività (SLO) | 60 | 0,111 | 2,327 | 0,284 |
| Danno (SLD) | 101 | 0,140 | 2,304 | 0,295 |
| Salvaguardia vita (SLV) | 949 | 0,328 | 2,399 | 0,361 |
| Prevenzione collasso (SLC) | 1950 | 0,416 | 2,444 | 0,376 |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 100 | | | |

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
 (2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

Figura 12: Individuazione della pericolosità sismica di base

6.1 Categoria di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare gli effetti indotti dalle successioni stratigrafiche sul moto sismico che si propaga dal bedrock in superficie; tale

influenza può essere determinata utilizzando l'approccio semplificato basato sull'identificazione della categoria di sottosuolo.

Visti i risultati ottenuti dalle indagini geofisiche effettuate, considerato l'assetto litostratigrafico del sottosuolo interessato dal viadotto Fornaca ed in accordo con la prospezione geofisica svolta, si assume per il sottosuolo investigato la Categoria C (*Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s*), prevista dal D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

6.2 Categoria topografica

L'azione sismica di progetto è influenzata anche dalla topografia del sito in esame, ovvero dalla possibile amplificazione del moto sismico indotta dall'orografia del sito.

Come per le condizioni stratigrafiche, le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono quattro categorie topografiche, in funzione della superficie topografica e della sua inclinazione.

A tal proposito, vista la configurazione plano-altimetrica della zona si è assunta come categoria topografica T1. Per la stima del coefficiente di amplificazione topografica si è tenuto conto della variazione spaziale dello stesso con l'altezza così come definito al paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/2008.

6.3 Azione sismica di progetto

Tenendo conto delle considerazioni appena esposte e assegnata l'ubicazione del viadotto, si è potuti definire l'azione sismica da assegnare al manufatto per le verifiche geotecniche.

In particolare, in relazione al tipo di verifica da eseguire ed al comportamento del componente da verificare (fondazioni, muri di spalla, ecc.) i coefficienti k_h e k_v , calcolati secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle D.M. 14/01/2008, assumono i seguenti valori:

Il calcolo dei coefficienti sismici k_h e k_v è stato effettuato secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle N.T.C. 2008:

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

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

dove:

β è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito funzione della verifica in

esame;

S_S rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica.

Nel caso in esame, per lo stato limite considerato, i coefficienti risultano:

$$a_g/g = 0.329;$$

$$S_S = 1.23;$$

$$S_T = 1.00;$$

7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA

Le principali problematiche geotecniche correlate con l'esecuzione degli interventi previsti in progetto riguardano la verifica, secondo quanto previsto dalle NTC 2008, delle fondazioni esistenti delle pile, sia dirette che su pali ($\Phi 1200$), nei confronti delle sollecitazioni trasmesse dal nuovo impalcato nonché la verifica delle spalle.

Per quanto riguarda le fondazioni delle pile, l'intervento di rinforzo consiste nella realizzazione di un ringrosso in c.a., di spessore 1.50 m, da realizzarsi all'estradosso del plinto esistente avente la funzione di ricentrare i carichi provenienti dall'impalcato.

In aggiunta, vista l'impossibilità di trasferire attraverso la sola fondazione esistente i carichi provenienti dalla sovrastruttura al terreno, a coronamento delle fondazioni della pila 4 di entrambe le carreggiate sono stati realizzati, per ognuna, n. 33 micropali verticali ($\Phi 300 - L = 14.0$ m)

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle pile sono state effettuate facendo riferimento al collasso per carico limite della fondazione ed allo scorrimento sul piano di posa; il carico limite è stato determinato mediante la formula trinomia di Brinch-Hansen.

Le attuali spalle del viadotto sono realizzate lato Teramo con fondazione diretta mentre lato Roma su due file di pali $\Phi 1200$. L'intervento in progetto prevede, per entrambe, la realizzazione di micropali di fondazioni in numero adeguato da assorbire le sollecitazioni di calcolo ed in aggiunta, per quella lato Roma, la realizzazione di n. 8 tiranti passivi. Dal punto di vista geotecnico queste sono state verificate nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, dello sfilamento del tirante e della sua resistenza strutturale ultima.

Le verifiche sono state condotte sia per le condizioni statiche che per quelle sismiche; le sollecitazioni sulle strutture di fondazione e sulle spalle sono state valutate con un'analisi tridimensionale agli elementi finiti effettuata con il codice di calcolo SAP2000 v.15. Nelle tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni per le condizioni statiche (SLU) e per le condizioni sismiche (SLV) ed ad intradosso plinto delle pile (comprensive del peso del plinto, del ringrosso posto all'estradosso e del peso dell'eventuale rinterro). Nelle tabelle la direzione "x" è quella parallela all'asse del viadotto mentre la direzione "y" è quella ortogonale. Per i dettagli si rimanda alla relazione di calcolo del viadotto.

Per lo stato limite ultimo considerato è stato verificato che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo, ovvero che sia rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema.

Le verifiche geotecniche, che riguardano il collasso per carico limite dei pali nei riguardi dei carichi

assiali e nei riguardi dei carichi trasversali, sono state condotte sia in campo statico sia in condizioni sismiche.

Le sollecitazioni sulle strutture di fondazione e sulle spalle sono state valutate con un'analisi tridimensionale agli elementi finiti effettuata con il codice di calcolo SAP2000 v.15.

Le azioni trasferite dalle singole pile, sono state riportate nel baricentro della fondazione e poi ripartite per i singoli pali.

La sollecitazione assiale sui singoli pali è stata determinata con la formula seguente:

$$P = \frac{N^*}{n} \pm \frac{My}{\sum x_i^2} \cdot x_i \pm \frac{Mx}{\sum y_i^2} \cdot y_i$$

$$T = \frac{\sqrt{T_x^2 + T_y^2}}{n}$$

dove:

n = numero dei pali;

x_i = distanza x del palo i -esimo dal baricentro della fondazione;

y_i = distanza y del palo i -esimo dal baricentro della fondazione;

Le verifiche geotecniche dei pali sono state condotte con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo, verificando che:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

dove $F_{c,d}$ è il carico di progetto ed $R_{c,d}$ la resistenza di progetto allo stato limite ultimo.

Le verifiche sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Di seguito si riportano la planimetria del viadotto a quota appoggi con evidenza e numerazione delle sottostrutture e il profilo longitudinale (Figura 13, Figura 14, Figura 15).

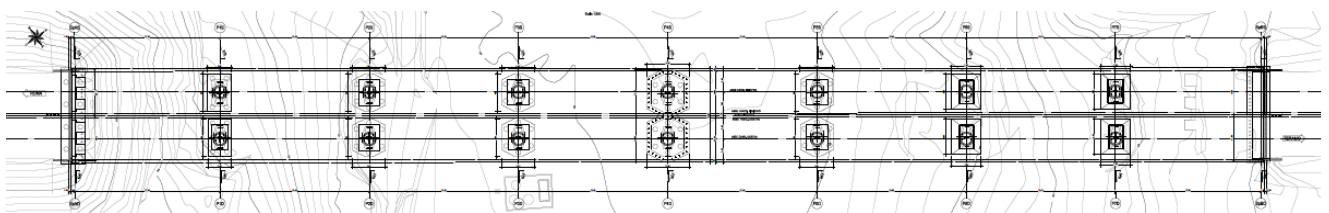


Figura 13: Pianta dell'impalcato

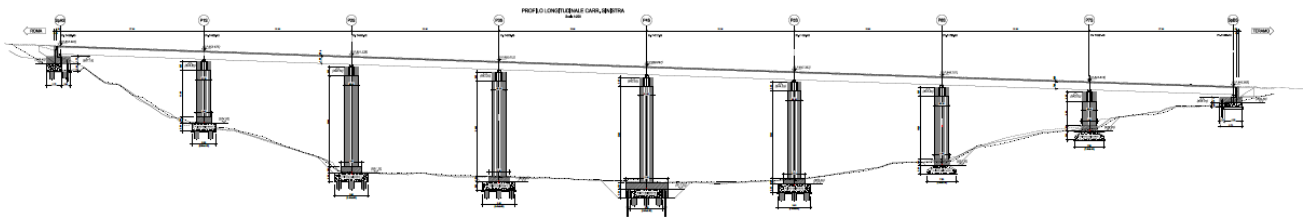


Figura 14: Profilo longitudinale della carreggiata sinistra

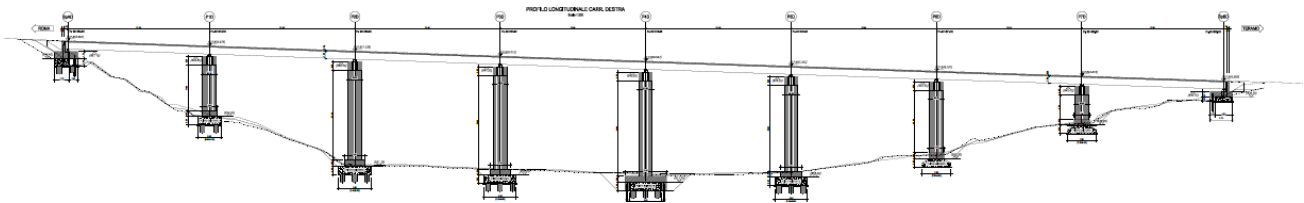


Figura 15: Profilo longitudinale della carreggiata destra

8. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI DELLE PILE

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle pile sono state effettuate facendo riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

- Collasso per carico limite della fondazione;
- Scorrimento sul piano di posa;

Il carico limite della fondazione è stato determinato mediante la formula trinomia di Brinch-Hansen.

8.1 Verifiche nei confronti del carico limite

Le verifiche nei confronti del carico limite, determinato con la formula trinomia di Brinch-Hansen, sono state effettuate utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) proposto dal D.M. 14 gennaio 2008, dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 (Tabella 6.2.I del Norme tecniche per le costruzioni) ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella Tabella 12.

Le verifiche sono state effettuate per le condizioni sismiche (SLV) adottando per i coefficienti A1 e A2 un valore pari a 1.

Tabella 11: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|----------------------------|-------------|--|-----|-------------|-------------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Tabella 12: Coefficienti parziali per le resistenze

| VERIFICA | Coefficiente parziale (R1) | Coefficiente parziale (R2) | Coefficiente parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,8$ | $\gamma_r = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,1$ | $\gamma_r = 1,1$ |

Il carico limite delle fondazioni dirette è stato determinato, come detto, mediante l'applicazione della formula di Brinch-Hansen:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q b_q z_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c z_c g_c + 0,5 \gamma'_c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma z_\gamma g_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno (ϕ');

$i_q i_c i_\gamma$ = fattori di inclinazione della risultante dei carichi;

$s_q s_c s_\gamma$ = fattori di forma della fondazione;

$d_q d_c d_\gamma$ = fattori di profondità della fondazione ($d_i < B'$);

$b_q b_c b_\gamma$ = fattori di inclinazione della base della fondazione;

$g_q g_c g_\gamma$ = fattori di inclinazione del piano campagna;

$z_q z_c z_\gamma$ = coefficienti inerziali.

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte:

$$B' = B - 2 e_B$$

$$L' = L - 2 e_L$$

dove B ed L sono le reali dimensioni della fondazione ed e_B ed e_L l'eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione.

Le verifiche risultano soddisfatte se: $E_d \leq R_d$

In cui

$$E_d = N / (B' \times L')$$

$$R_d = R_k / \gamma_R = Q_{lim} / \gamma_R$$

Per il terreno di fondazione, sono stati assunti, cautelativamente i seguenti parametri geotecnici:

- Peso di volume (γ) = 26 kN/m³
- Angolo di attrito (ϕ) = 32°
- Coesione (c) = 95 kPa

Nella tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni di calcolo per le combinazioni di carico esaminate ed i risultati delle verifiche nei confronti dei carichi assiali; le verifiche risultano tutte soddisfatte.

8.2 Verifiche nei confronti dello scorrimento

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta se:

$$R_d / E_d > 1$$

dove:

$E_d = H$ (carico orizzontale in fondazione)

$$R_d = R_k / \gamma_R = (N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B' L') / \gamma_R$$

Con:

N = componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione;

δ_f = angolo d'attrito terreno-fondazione;

c_a = adesione terreno-fondazione;

B' = larghezza della fondazione reagente;

L' = lunghezza della fondazione reagente.

Le verifiche nei confronti dello scorrimento sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2:

Approccio 2 (A1+M1+R3): dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 (Tabella 11) ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati in Tabella 12.

Per le verifiche a traslazione è stato assunto un angolo di attrito terreno-fondazione pari a 35° mentre è stato cautelativamente trascurato il contributo di adesione tra fondazione e piano di posa.

Nelle tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni di calcolo per le combinazioni di carico esaminate ed i risultati delle verifiche nei confronti dello scorrimento; le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Tabella 13: Sollecitazioni delle pile agenti in fondazione per lo SLU e lo SLV

| | Pila | Element | Combo | P | | Vlong | Vtrasv | Torsione | Mtrasv | Mlong |
|-----|--------|----------|--------|----------|---------------------|---------------------|---------|----------------------|----------------------|-------|
| | | | | N [kN] | V ₂ [kN] | V ₃ [kN] | T [kNm] | M ₂ [kNm] | M ₃ [kNm] | |
| SLV | Pila 6 | 447 | max N | -6200 | 30 | -27 | 0,0 | 825 | 2495 | |
| | | 447 | min N | -12634 | 103 | -110 | 0,0 | 335 | 829 | |
| | | 447 | max V2 | -9362 | 1393 | -566 | 0,0 | 6866 | 20863 | |
| | | 447 | min V2 | -9149 | -1362 | 241 | 0,0 | 54 | -17913 | |
| | | 447 | max V3 | -9281 | 53 | 1492 | 0,0 | -17517 | 416 | |
| | | 447 | min V3 | -8467 | 407 | -1433 | 0,0 | 15474 | 8069 | |
| | | 447 | max M2 | -11415 | -160 | -1189 | 0,0 | 16572 | -2927 | |
| | | 447 | min M2 | -8311 | -77 | 1395 | 0,0 | -17705 | -1221 | |
| | | 447 | max M3 | -9362 | 1393 | -566 | 0,0 | 6866 | 20863 | |
| | | 447 | min M3 | -9788 | -1269 | -139 | 0,0 | 555 | -18672 | |
| | Pila 7 | 523 | max N | -7607 | -447 | -396 | 0,0 | 2744 | -4445 | |
| | | 523 | min N | -12083 | -573 | 71 | 0,0 | -2181 | -4244 | |
| | | 523 | max V2 | -8926 | 1209 | 19 | 0,0 | 11 | 8815 | |
| | | 523 | min V2 | -9975 | -1308 | -279 | 0,0 | 1612 | -10398 | |
| | | 523 | max V3 | -9531 | 405 | 1296 | 0,0 | -9475 | 4051 | |
| | | 523 | min V3 | -9262 | 276 | -1132 | 0,0 | 8198 | 3854 | |
| | | 523 | max M2 | -9492 | -60 | -1049 | 0,0 | 8491 | 31 | |
| | | 523 | min M2 | -9531 | 405 | 1296 | 0,0 | -9475 | 4051 | |
| | | 523 | max M3 | -10178 | 1122 | -13 | 0,0 | 152 | 9664 | |
| | | 523 | min M3 | -10104 | -1198 | 313 | 0,0 | -1028 | -10484 | |
| SLU | Pila 6 | 447 | SLU_1 | -14538,8 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 2912,8 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_1 | -19197,6 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | -6358,7 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_2 | -14565,0 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 2803,9 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_2 | -19223,8 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | -6467,5 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_3 | -14720,3 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 1560,1 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_3 | -17216,5 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | -3211,8 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_4 | -11868,5 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 1451,2 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_4 | -14364,8 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | -3320,6 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_5 | -14702,8 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 1632,6 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_5 | -17199,1 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | -3139,2 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_6 | -12029,0 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 181,4 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_6 | -12029,0 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 181,4 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_7 | -14720,3 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 1560,1 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_7 | -17216,5 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | -3211,8 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_8 | -12072,7 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | -8941,8 | |
| | | 447 | SLU_8 | -12072,7 | -406,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | -8941,8 | |
| | Pila 7 | 523 | SLU_1 | -18388,8 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 3170,7 | -1779,5 | |
| | | 523 | SLU_1 | -23047,6 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | -7552,8 | -1779,5 | |
| | | 523 | SLU_2 | -18415,0 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 3126,2 | -1779,5 | |
| | | 523 | SLU_2 | -23073,8 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | -7597,3 | -1779,5 | |
| | | 523 | SLU_3 | -18570,3 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 1704,5 | -1779,5 | |
| | | 523 | SLU_3 | -21066,5 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | -3900,4 | -1779,5 | |
| | | 523 | SLU_4 | -15718,5 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 1660,0 | -1779,5 | |
| | | 523 | SLU_4 | -18214,8 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | -3944,8 | -1779,5 | |
| 523 | SLU_5 | -18552,8 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 1733,9 | -1779,5 | | | |
| 523 | SLU_5 | -21049,1 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | -3870,9 | -1779,5 | | | |
| 523 | SLU_6 | -15879,0 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 74,1 | -1779,5 | | | |
| 523 | SLU_6 | -15879,0 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 74,1 | -1779,5 | | | |
| 523 | SLU_7 | -18570,3 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 1704,3 | -1779,5 | | | |
| 523 | SLU_7 | -21066,5 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | -3900,6 | -1779,5 | | | |
| 523 | SLU_8 | -15922,7 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | -1779,5 | | | |
| 523 | SLU_8 | -15922,7 | -148,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | -1779,5 | | | |

| COMB. | Pila 6D | | | | Pila 7D | | | |
|----------|------------------|------|----------------|------|------------------|------|----------------|-----|
| | FS Carico Limite | | FS Scorrimento | | FS Carico Limite | | FS Scorrimento | |
| | SLV | SLU | SLV | SLU | SLV | SLU | SLV | SLU |
| COMB. 1 | >10 | 3,96 | >10 | 7,45 | 2,61 | 2,22 | >10 | >10 |
| COMB. 2 | 6,04 | 4,26 | >10 | 4,90 | 1,92 | 1,75 | >10 | >10 |
| COMB. 3 | 1,85 | 1,85 | 4,62 | 4,62 | 1,82 | 1,67 | >10 | >10 |
| COMB. 4 | 2,70 | 2,66 | 5,23 | 5,96 | 1,52 | 1,55 | >10 | >10 |
| COMB. 5 | 4,29 | 4,02 | 5,07 | >10 | 1,75 | 1,46 | >10 | >10 |
| COMB. 6 | 3,30 | 3,21 | 4,52 | >10 | 1,91 | 1,14 | >10 | >10 |
| COMB. 7 | - | 4,02 | - | >10 | - | 1,46 | - | >10 |
| COMB. 8 | - | 3,20 | - | >10 | - | 1,14 | - | >10 |
| COMB. 9 | - | 4,06 | - | >10 | - | 1,47 | - | >10 |
| COMB. 10 | - | 3,58 | - | >10 | - | 1,28 | - | >10 |
| COMB. 11 | - | 4,65 | - | >10 | - | 1,72 | - | >10 |
| COMB. 12 | - | 4,03 | - | >10 | - | 1,46 | - | >10 |
| COMB. 13 | - | 4,06 | - | >10 | - | 1,47 | - | >10 |
| COMB. 14 | - | 3,59 | - | >10 | - | 1,28 | - | >10 |
| COMB. 15 | - | 4,71 | - | >10 | - | 1,74 | - | >10 |
| COMB. 16 | - | 3,58 | - | >10 | - | 1,28 | - | >10 |

Nel seguito sono riportati i calcoli relativi al plinto della pila 7 della carreggiata destra per il quale le verifiche restituiscono i valori minori dei coefficienti di sicurezza.

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| d₁, d₂, d₃ : fattori di profondità del piano di appoggio | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| d ₁ = | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |
| d ₂ = | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |
| d ₃ = | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |
| b₁, b₂, b₃ : fattori di inclinazione base della fondazione | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| b ₁ = | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |
| b ₂ = | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |
| b ₃ = | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |
| g₁, g₂, g₃ : fattori di inclinazione piano di campagna | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| g ₁ = | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | | |
| g ₂ = | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | | |
| g ₃ = | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | | |
| z₁, z₂, z₃ : fattori di inerzia | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| z ₁ = | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | | |
| z ₂ = | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | | |
| z ₃ = | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | 0,91 | | |
| Carico limite unitario | q_{lim} = | 869,68 | 908,39 | 751,63 | 744,26 | 824,46 | 842,99 | 896,29 | 824,46 | 776,46 | 755,93 | 978,55 | 986,40 | 978,50 | 986,46 | 976,62 | 981,10 | 973,96 | 979,57 | 976,65 | 981,06 | 971,64 | 971,64 | 976,62 | 981,10 | 971,58 | 971,58 |
| coefficiente di resistenza carico limite | γ_{Rq} = | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 | 2,30 |
| Carico limite unitario ridotto | q_{lim} / γ_{Rq} = | 378,12 | 394,95 | 326,79 | 323,59 | 358,46 | 366,52 | 389,69 | 358,46 | 337,59 | 328,67 | 425,46 | 428,87 | 425,44 | 428,90 | 424,62 | 426,57 | 423,46 | 425,90 | 424,63 | 426,55 | 422,45 | 422,45 | 424,62 | 426,57 | 422,42 | 422,42 |
| Carico limite | Q_{lim} = | 19818,42 | 23193,49 | 16244,77 | 15204,71 | 16714,27 | 17668,91 | 21056,52 | 16714,27 | 16961,31 | 15663,7 | 26905,23 | 26287,87 | 26921,52 | 26280,32 | 27359,59 | 26986,64 | 27070,19 | 26651,72 | 27349,28 | 26992,64 | 27634,58 | 27634,58 | 27359,66 | 26986,58 | 27663,86 | 27663,86 |
| <i>Verifica di sicurezza capacità portante</i> | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N | Q _{lim} ≥ N |
| Fattore di sicurezza | FS= | 2,61 | 1,92 | 1,82 | 1,52 | 1,75 | 1,91 | 2,22 | 1,75 | 1,67 | 1,55 | 1,46 | 1,14 | 1,46 | 1,14 | 1,47 | 1,28 | 1,72 | 1,46 | 1,47 | 1,28 | 1,74 | 1,74 | 1,47 | 1,28 | 1,74 | 1,74 |
| VERIFICA A SCORIMENTO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Risultante azione orizzontale | H = | 596,64 | 577,35 | 1208,82 | 1337,38 | 1358,18 | 1165,31 | 1050,95 | 1358,18 | 1122,17 | 1238,59 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 | 148,92 |
| Azione Resistente | Sd = | 6167,72 | 8570,83 | 6647,65 | 7000,88 | 6775,58 | 6729,44 | 7127,80 | 6775,58 | 7258,17 | 7097,43 | 11736,75 | 13812,06 | 11751,02 | 13823,20 | 11881,13 | 12986,73 | 10525,96 | 11622,57 | 11871,68 | 12979,44 | 10675,25 | 10675,25 | 11881,14 | 12986,72 | 10699,27 | 10699,27 |
| coefficiente di resistenza scorrimento | γ_{Rs} = | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 | 1,10 |
| Azione Resistente ridotto | Sd / γ_{Rs} = | 5607,02 | 7791,66 | 6043,32 | 6364,44 | 6159,62 | 6117,67 | 6479,82 | 6159,62 | 6598,34 | 6452,21 | 10669,77 | 12556,42 | 10682,75 | 12566,55 | 10801,03 | 11806,12 | 9569,05 | 10565,97 | 10792,44 | 11799,49 | 9704,77 | 9704,77 | 10801,04 | 11806,11 | 9726,61 | 9726,61 |
| <i>Verifica di sicurezza allo scorrimento</i> | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H | Sd/gR ≥ H |
| Fattore di sicurezza | FS= | 9,40 | 13,50 | 5,00 | 4,76 | 4,54 | 5,25 | 6,17 | 4,54 | 5,88 | 5,21 | 71,65 | 84,32 | 71,74 | 84,39 | 72,53 | 79,28 | 64,26 | 70,95 | 72,47 | 79,24 | 65,17 | 65,17 | 72,53 | 79,28 | 65,32 | 65,32 |

9. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Nel seguito sono riportate le verifiche dei pali delle fondazioni delle pile (esistenti) e dei nuovi micropali previsti per la ricostruzione delle spalle.

I pali di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

9.1 Verifiche nei confronti di carichi assiali

La portata totale limite di un singolo palo (R_u) sottoposto a carichi assiali è espressa dalla seguente relazione:

$$R_u = R_b + R_s$$

in cui R_b è la resistenza alla punta, R_s è la resistenza laterale.

I valori delle resistenze di progetto R_{cd} sono ricavati dai valori caratteristici tramite i coefficienti parziali riportati nella Tabella 14:

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

Nella valutazione dei valori caratteristici delle resistenze i parametri geotecnici del terreno non sono fattorizzati.

Tabella 14 - Coefficienti parziali

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | | | Pali trivellati | | | Pali ad elica continua | | |
|--------------------|---------------|--------------|------|------|-----------------|------|------|------------------------|------|------|
| | | R1 | R2 | R3 | R1 | R2 | R3 | R1 | R2 | R3 |
| | γ_R | | | | | | | | | |
| Base | γ_b | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,70 | 1,35 | 1,0 | 1,60 | 1,30 |
| Laterale in compr. | γ_s | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,45 | 1,15 |
| Totale(*) | γ_t | 1,0 | 1,45 | 1,15 | 1,0 | 1,60 | 1,30 | 1,0 | 1,55 | 1,25 |
| Laterale in traz. | γ_{st} | 1,0 | 1,60 | 1,25 | 1,0 | 1,60 | 1,25 | 1,0 | 1,60 | 1,25 |

Il valore caratteristico della resistenza è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle

resistenze calcolate i fattori di correlazione riportati nella tabella sottostante (Tabella 15). Con questo metodo di calcolo, è necessario valutare due volte la resistenza del palo, una volta con i parametri geotecnici medi ed una volta con quelli minimi.

Tabella 15 - Coefficienti parziali per il numero indagini

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

Le verifiche dei pali sono state effettuate per il massimo carico assiale, calcolato secondo quanto riportato nei paragrafi precedenti, al quale è stato aggiunto il peso del palo (moltiplicato per un coefficiente pari a 1.3 nelle condizioni statiche e pari ad 1 nelle condizioni simiche).

Nelle figure che seguono è riportata la stratigrafia di calcolo, i parametri geotecnici assunti nelle verifiche ed i risultati delle verifiche; la resistenza di calcolo è maggiore del carico applicato; le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

9.1.1 Pali Fondazioni esistenti

Pila 3 (carico limite verticale) SLV

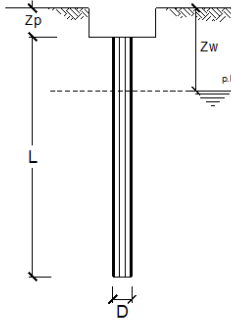
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: VIADOTTO FORNACA - PILA 3 - SLV

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1,20 (m) Area del Palo (Ap): 1,131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z₀): 2,50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 1,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 3593 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2  Lpalo = 13,20 (m)



| coefficienti parziali | | azioni | | resistenza laterale e di base | | |
|--------------------------|----------|----------------|----------------|-------------------------------|----------------|------------------|
| Metodo di calcolo | | permanenti | variabili | γ _b | γ _s | γ _{res} |
| | | γ _G | γ _Q | | | |
| SLU | A1+M1+R1 | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | A2+M1+R2 | 1,00 | 1,30 | 1,70 | 1,45 | 1,60 |
| | A1+M1+R3 | 1,30 | 1,50 | 1,35 | 1,15 | 1,25 |
| | SISMA | 1,00 | 1,00 | 1,35 | 1,15 | 1,25 |
| DM88 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| definiti dal progettista | | 1,10 | 1,20 | 1,50 | 1,30 | 1,30 |

| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥10 | T.A. | prog. |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| γ _b | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 | 1,00 | 1,00 |
| γ _s | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 | 1,00 | 1,00 |

PARAMETRI MEDI

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|-----------|-----------------|------------------------|------------------------|----------------------|--------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{med} (kPa) | φ _{med} (°) | C _{u,med} (kPa) |
| 1 | 11,00 | L1 | 19,0 | 0,0 | 0,0 | 50,0 |
| 2 | 2,20 | L2 | 25,0 | 100,0 | 32,0 | |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|------|------|------|
| k | μ | a | α |
| 0,00 | 0,00 | | 0,80 |
| 0,47 | 0,62 | 1,00 | |

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|-----------|-----------------|------------------------|------------------------|----------------------|--------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{min} (kPa) | φ _{min} (°) | C _{u,min} (kPa) |
| 1 | 11,00 | L1 | 19,00 | 0,0 | 0,0 | 50,0 |
| 2 | 2,20 | L2 | 25,00 | 100,0 | 32,0 | 0,0 |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|------|------|------|
| k | μ | a | α |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,80 |
| 0,47 | 0,62 | 1,00 | 0,00 |

RISULTATI

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | media | | | | | minima (solo SLU) | | | | |
|--------|-----------|-----------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| | | | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 1 | 11,00 | L1 | 1658,8 | | | | | 1658,8 | | | | |
| 2 | 2,20 | L2 | 1189,9 | 21,03 | 32,05 | 6664,8 | 7537,7 | 1189,9 | 21,03 | 32,05 | 6664,8 | 7537,7 |

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_G · γ_G + N_Q · γ_Q
 N_d = 3593,0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = 7537,7 (kN)
 laterale R_{s,cal med} = 2848,7 (kN)
 totale R_{c,cal med} = 10386,4 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = 7537,7 (kN)
 laterale R_{s,cal min} = 2848,7 (kN)
 totale R_{c,cal min} = 10386,4 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

R_{b,k} = Min(R_{b,cal med}/γ_b ; R_{b,cal min}/γ_b) = 4434,0 (kN)
 R_{s,k} = Min(R_{s,cal med}/γ_s ; R_{s,cal min}/γ_s) = 1675,7 (kN)
 R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6109,7 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

R_{c,d} = R_{b,k}/γ_b + R_{s,k}/γ_s F_s = R_{c,d} / N_d
 R_{c,d} = 4741,5 (kN) F_s = 1,32

Pila 3 - Trazione- (carico limite verticale) SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

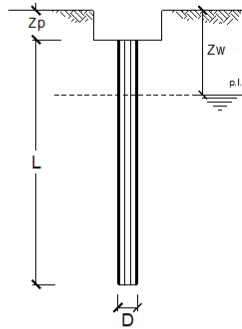
CANTIERE: VIADOTTO FORNACA - PILA 3 - SLV

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1,20 (m) Area del Palo (Ap): 1,131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 2,50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 1,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): -635 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2 $\frac{1}{2}$ Lpalo = 13,20 (m)

| coefficienti parziali | azioni | | resistenza laterale e di base | | |
|--------------------------|------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|----------------|--------------------|
| | permanenti γ _G | variabili γ _Q | γ _b | γ _s | γ _{s,raz} |
| Metodo di calcolo | | | | | |
| SLU | | | | | |
| A1+M1+R1 | ○ | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 |
| A2+M1+R2 | ○ | 1,00 | 1,30 | 1,70 | 1,45 |
| A1+M1+R3 | ○ | 1,30 | 1,50 | 1,35 | 1,15 |
| SISMA | ● | 1,00 | 1,00 | 1,35 | 1,15 |
| DM88 | ○ | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| definiti dal progettista | ○ | 1,10 | 1,20 | 1,50 | 1,30 |



| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥10 | T.A. | prog. |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| ξ _b | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 | 1,00 | 1,00 |
| ξ _s | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 | 1,00 | 1,00 |

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | PARAMETRI MEDI | | | |
|--------|-----------|-----------------|------------------------|------------------------|----------------------|--------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{med} (kPa) | φ _{med} (°) | C _{u,med} (kPa) |
| 1 | 11,00 | L1 | 19,0 | 100,0 | 32,0 | 50,0 |
| 2 | 2,20 | L2 | 25,0 | 100,0 | 32,0 | 0,0 |

| Coefficienti di Calcolo | | | | |
|-------------------------|------|------|------|--|
| k | μ | a | α | |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,80 | |
| 0,47 | 0,62 | 1,00 | 0,00 | |

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | PARAMETRI MINIMI (solo per SLU) | | | |
|--------|-----------|-----------------|---------------------------------|------------------------|----------------------|--------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{min} (kPa) | φ _{min} (°) | C _{u,min} (kPa) |
| 1 | 11,00 | L1 | 19,00 | 0,0 | 0,0 | 50,0 |
| 2 | 2,20 | L2 | 25,00 | 100,0 | 32,0 | 0,0 |

| Coefficienti di Calcolo | | | | |
|-------------------------|------|------|------|--|
| k | μ | a | α | |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,80 | |
| 0,47 | 0,62 | 1,00 | 0,00 | |

RISULTATI

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | media | | | | | minima (solo SLU) | | | | |
|--------|-----------|-----------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| | | | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 1 | 11,00 | L1 | 1658,8 | | | | | 1658,8 | | | | |
| 2 | 2,20 | L2 | 1189,9 | 21,03 | 32,05 | 6664,8 | 7537,7 | 1189,9 | 21,03 | 32,05 | 6664,8 | 7537,7 |

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_G · γ_G + N_Q · γ_Q
 N_d = -635,0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = ,0 (kN)
 laterale R_{s,cal med} = 2848,7 (kN)
 totale R_{c,cal med} = 2848,7 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = ,0 (kN)
 laterale R_{s,cal min} = 2848,7 (kN)
 totale R_{c,cal min} = 2848,7 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

R_{b,k} = Min(R_{b,cal med}/ξ_b; R_{b,cal min}/ξ_b) = ,0 (kN)
 R_{s,k} = Min(R_{s,cal med}/ξ_s; R_{s,cal min}/ξ_s) = 1675,7 (kN)
 R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1675,7 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

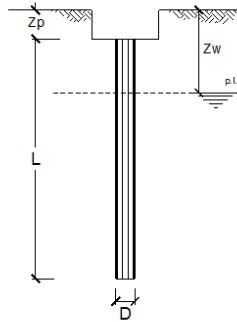
R_{c,d} = R_{b,k}/γ_b + R_{s,k}/γ_s
 R_{c,d} = 1340,6 (kN)
 F_s = R_{c,d} / N_d
 F_s = 2,11

Pila 3 (carico limite verticale) SLU
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO
CANTIERE: VIADOTTO FORNACA - PILA 3 - SLU

OPERA:
DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1,20 (m) Area del Palo (A_p): 1,131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 2,50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 1,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4228 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati $2 \frac{2}{2}$ Lpalo = 13,20 (m)

| coefficienti parziali | azioni | | resistenza laterale e di base | | | | |
|--------------------------|------------|-----------|-------------------------------|----------------|---------------------|------|------|
| | permanenti | variabili | γ _G | γ _S | γ _{S, var} | | |
| Metodo di calcolo | | | | | | | |
| SLU | A1+M1+R1 | ○ | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | A2+M1+R2 | ○ | 1,00 | 1,30 | 1,70 | 1,45 | 1,60 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1,30 | 1,50 | 1,35 | 1,15 | 1,25 |
| | SISMA | ○ | 1,00 | 1,00 | 1,35 | 1,15 | 1,25 |
| DM88 | ○ | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | |
| definiti dal progettista | ● | 1,00 | 1,00 | 1,35 | 1,15 | 1,25 | |



| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥10 | T.A | prog |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| γ _G | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 | 1,00 | 1,00 |
| γ _S | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 | 1,00 | 1,00 |

PARAMETRI MEDI

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|-----------|-----------------|------------------------|------------------------|----------------------|---------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{med} (kPa) | φ _{med} (°) | C _{u, med} (kPa) |
| 1 | 11,00 | L1 | 19,0 | | | 50,0 |
| 2 | 2,20 | L2 | 25,0 | 100,0 | 32,0 | |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|------|------|----------------|
| k | μ | α | α _s |
| 0,00 | 0,00 | | 0,80 |
| 0,47 | 0,62 | 1,00 | |

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | |
|--------|-----------|-----------------|------------------------|------------------------|----------------------|---------------------------|
| | | | γ (kN/m ³) | C _{min} (kPa) | φ _{min} (°) | C _{u, min} (kPa) |
| 1 | 11,00 | L1 | 19,00 | 0,0 | 0,0 | 50,0 |
| 2 | 2,20 | L2 | 25,00 | 100,0 | 32,0 | 0,0 |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|------|------|----------------|
| k | μ | α | α _s |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,80 |
| 0,47 | 0,62 | 1,00 | 0,00 |

RISULTATI

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno | media | | | | | minima (solo SLU) | | | | |
|--------|-----------|-----------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| | | | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) | Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 1 | 11,00 | L1 | 1658,8 | | | | | 1658,8 | | | | |
| 2 | 2,20 | L2 | 1189,9 | 21,03 | 32,05 | 6664,8 | 7537,7 | 1189,9 | 21,03 | 32,05 | 6664,8 | 7537,7 |

CARICO ASSIALE AGENTE
 $N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 4228,0 \text{ (kN)}$
CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b, cal \text{ med}} = 7537,7 \text{ (kN)}$
 laterale $R_{s, cal \text{ med}} = 2848,7 \text{ (kN)}$
 totale $R_{c, cal \text{ med}} = 10386,4 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b, cal \text{ min}} = 7537,7 \text{ (kN)}$
 laterale $R_{s, cal \text{ min}} = 2848,7 \text{ (kN)}$
 totale $R_{c, cal \text{ min}} = 10386,4 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b, k} = \text{Min}(R_{b, cal \text{ med}}/\gamma_S; R_{b, cal \text{ min}}/\gamma_S) = 4434,0 \text{ (kN)}$
 $R_{s, k} = \text{Min}(R_{s, cal \text{ med}}/\gamma_S; R_{s, cal \text{ min}}/\gamma_S) = 1675,7 \text{ (kN)}$
 $R_{c, k} = R_{b, k} + R_{s, k} = 6109,7 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c, d} = R_{b, k}/\gamma_b + R_{s, k}/\gamma_s$
 $R_{c, d} = 4741,5 \text{ (kN)}$
 $F_s = R_{c, d} / N_d = 1,12$

9.2 Verifiche carichi orizzontali

Il carico limite orizzontale H_u per un singolo palo con rotazione in testa impedita è stato calcolato facendo riferimento alla teoria di Broms (1964).

Il valore della resistenza di progetto, $R_{tr,d}$, dei pali soggetti a carichi trasversali si ottiene a partire dal valore caratteristico della resistenza $R_{tr,k}$, applicando i coefficienti parziali γ_t della tab. 6.4.VI del D.M. 14/01/2008:

$$\gamma_T = 1.30$$

Il valore caratteristico della resistenza ai carichi trasversali è pari al rapporto tra quella di calcolo $R_{tr,cal}$, valutata con metodi analitici ed i coefficienti ($\xi_3 = \xi_4 = 1.7$) riportati nella Tabella 15 del paragrafo precedente.

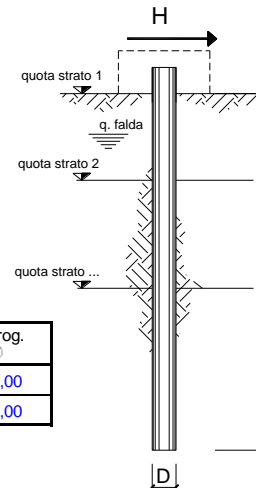
La resistenza di progetto è superiore al massimo carico di taglio agente alla testa dei palo; le verifiche a collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali risultano pertanto soddisfatte.

9.2.1 Pali Fondazioni esistenti

Pila 2 (carico limite orizzontale) SLV

opera **FORNACA - PILA 2 SLV**

| coefficienti parziali | | | A | | M | | R | |
|--------------------------|----------|----------------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------|---------------|------------|------|
| Metodo di calcolo | | | permanenti γ_G | variabili γ_Q | γ_ϕ | γ_{cu} | γ_T | |
| SLV | A1+M1+R1 | <input type="radio"/> | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | |
| | A2+M1+R2 | <input type="radio"/> | 1,00 | 1,30 | 1,00 | 1,00 | 1,60 | |
| | A1+M1+R3 | <input type="radio"/> | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,30 | |
| | SISMA | <input checked="" type="radio"/> | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,30 | |
| DM88 | | <input type="radio"/> | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | |
| definiti dal progettista | | | <input type="radio"/> | 1,30 | 1,50 | 1,25 | 1,40 | 1,00 |



| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 | T.A. | prog. |
|---------|------|------|------|------|------|------|-----------|------|-------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 | 1,00 | 1,00 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 | 1,00 | 1,00 |

| strati terreno | descrizione | quote (m) | γ (kN/m ³) | γ' (kN/m ³) | ϕ (°) | Parametri medi | | Parametri minimi | | |
|--|-------------|-----------|-------------------------------|--------------------------------|------------|----------------|-------------|------------------|-------|-------------|
| | | | | | | k_p | c_u (kPa) | ϕ (°) | k_p | c_u (kPa) |
| p.c.=strato 1 | L1 | 100,00 | 19 | 9 | 0 | 1,00 | 50 | 0 | 1,00 | 50 |
| <input checked="" type="checkbox"/> strato 2 | L2 | 96,00 | 26 | 16 | 32 | 3,25 | | 32 | 3,25 | 0 |
| <input type="checkbox"/> strato 3 | | | | | | 1,00 | | | 1,00 | |
| <input type="checkbox"/> strato 4 | | | | | | 1,00 | | | 1,00 | |
| <input type="checkbox"/> strato 5 | | | | | | 1,00 | | | 1,00 | |
| <input type="checkbox"/> strato 6 | | | | | | 1,00 | | | 1,00 | |

Quota falda ✓ 99,00 (m)
 Diametro del palo D 1,20 (m)
 Lunghezza del palo L 6,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 855,08 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

| | <u>H medio</u> | | <u>H minimo</u> | |
|--------------------------------|---|-------------------|-----------------------------------|-------------------|
| Palo lungo | 699,3 (kN) | | 699,3 (kN) | |
| Palo intermedio | 813,2 (kN) | | 813,2 (kN) | |
| Palo corto | 2646,2 (kN) | | 2646,2 (kN) | |
| | H_{med} 699,3 (kN) | Palo lungo | H_{min} 699,3 (kN) | Palo lungo |
| | H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) | | 411,35 (kN) | |
| | H_d = H_k/γ_T | | 316,43 (kN) | |
| Carico Assiale Permanente (G): | | G = | 209 (kN) | |
| Carico Assiale variabile (Q): | | Q = | 0 (kN) | |
| | F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = | | 209,00 (kN) | |
| | FS = H_d / F_d = | | 1,51 | |

10. VERIFICHE DEGLI ANCORAGGI

Per contrastare l'azioni orizzontali che agiscono sulle spalle in condizioni sismiche, sono stati previsti micropali (ancoraggi passivi) inclinati di circa 20° rispetto l'orizzontale, del tipo TITAN 103/78 (vedi tabella sottostante), da ancorarsi sul realizzando cordolo in calcestruzzo armato di ciascuna spalla. Gli ancoraggi hanno una lunghezza complessiva pari a 26m.

Tabella 16: Caratteristiche dei micropali tipo TITAN

| Descrizione | Unità di misura | TITAN 30/16 | TITAN 30/11 | TITAN 40/20 | TITAN 40/16 | TITAN 52/26 | TITAN 73/56 | TITAN 73/53 | TITAN 73/45 | TITAN 73/35 | TITAN 103/78 | TITAN 103/51 | TITAN 103/43 | TITAN 127/103 | TITAN 196/130 |
|--|-----------------------------------|-------------------|----------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|--------------------|--------------------|---------------|
| Diametro nominale D_{esterno} | mm | 30 | 30 | 40 | 40 | 52 | 73 | 73 | 73 | 73 | 103 | 103 | 103 | 127 | 196 |
| Diametro nominale D_{interno} | mm | 16 | 11 | 20 | 16 | 26 | 56 | 53 | 45 | 35 | 78 | 51 | 43 | 103 | 130 |
| Sezione effettiva A_{eff} | mm ² | 340 | 415 | 730 | 900 | 1250 | 1360 | 1615 | 2239 | 2714 | 3140 | 5680 | 6025 | 3475 | 16200 |
| Carico di rottura F_r | kN | 245 | 320 | 540 | 660 | 925 | 1035 | 1160 | 1575 | 1865 | 2270 | 3660 | 4155 | 2320* | 10300 |
| Resistenza caratteristica R_{Rk} secondo omologazione DiBt ⁹⁾ | kN | 155 ²⁾ | 225 ²⁾ (250) | 372 | 490 | 650 | 695 ²⁾ | 900 | 1218 | 1386 | 1626 | 2500 | 3015 ²⁾ | 1800 ²⁾ | 7040 |
| Forza al limite di snervamento - allungamento al 0,2% - (valore medio) $F_{0,2\%}$ | kN | 190 | 260 | 425 | 525 | 730 | 830 | 970 | 1270 | 1430 | 1800 | 2670 | 3398 | 2030 | 7152 |
| Rigidità assiale $E \cdot A^3)$ | 10 ³ kN | 63 | 83 | 135 | 167 | 231 | 251 | 299 | 414 | 502 | 580 | 1022 | 1202 | 640 | 3310 |
| Rigidità alla flessione $E \cdot I^4)$ | 10 ⁶ kNmm ² | 3,7 | 4,6 | 15 | 17 | 42 | 125 | 143 | 178 | 195 | 564 | 794 | 838 | 1163 | 11037 |
| Peso | kg/m | 2,7 | 3,29 | 5,8 | 7,17 | 9,87 | 10,75 | 13,75 | 17,8 | 21,0 | 25,3 | 44,6 | 47,3 | 28,9 | 127,5 |
| Lunghezze standard | m | 3 | 2/3/4 | 3/4 | 2/3/4 | 3 | 6,25 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Filettatura sinistrorsa/ destrorsa | - | sin. | sin. | sin. | sin. | sin. e des. | des. | des. | des. | des. | des. | des. | des. | des. | des. |

Per la verifica degli ancoraggi sono stati considerati i seguenti stati limite:

SLU di tipo strutturale (STR) per raggiungimento della resistenza della barra:

il massimo tiro negli ancoraggi è stato confrontato con la massima forza sopportabile dalla stessa pari a $N_{Rd} = N_{Rk} / \gamma_s = 1413.91$ kN

dove:

N_{Rk} è la resistenza caratteristica secondo omologazione DiBt pari a 1626 kN

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio = 1.15.

Il valore massimo della forza negli ancoraggi vale $N_{Sd} = 657.50$ kN, minore quindi della resistenza

di calcolo; le verifiche risultano dunque soddisfatte.

SLU di tipo geotecnico (GEO) per sfilamento

E' stata effettuata verificando la relazione $E_d \leq R_{ad}$ per la condizione A1+M1+R3

dove:

E_d è la massima azione assiale negli ancoraggi;

R_{ad} è la resistenza di progetto del tirante:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso in esame è stato posto: $(R_{a,e})_{\text{medio}} = n \times D_b \times L_b \times q_s$

dove:

- D_b è il diametro del bulbo, posto pari al diametro della perforazione (175 mm), moltiplicato per un coefficiente a pari ad 1.1;
- L_b è la lunghezza del bulbo (tratto al di fuori del cono di spinta $L_b = 10$ m);
- q_s è l'aderenza limite bulbo-terreno, posta pari a 300 kPa nell'ammasso roccioso; tale valore è stato ricavato utilizzando gli abachi di Bustamante in funzione del tipo di terreno (per iniezioni tipo IGU).

E' stato inoltre assunto, secondo le indicazioni contenute nel D.M. 14 gennaio 2008:

- $\gamma_R = 1.2$, valido per ancoraggi di tipo permanente;
- $\xi_{a3} = 1.8$, valido per numero di profili di indagine pari a 1.

Nella tabella è riportata la lunghezza minima da assegnare al tirante affinché la verifica allo sfilamento risulti soddisfatta. Nell'analisi in esame, avendo utilizzato una lunghezza maggiore rispetto a quella necessaria, è stato garantito il rispetto delle prescrizioni normative.

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Fornaca

DATI DI INPUT:

Terreno:

Tirante tipo: TITAN 103/78

Diametro armatura: $d_{arm} = 103$ (mm)

Area complessiva dell'armatura: $A_{arm} = 3140$ (mm²)

| coefficienti parziali | | Azioni | | Resistenza |
|-----------------------------------|---|------------|------------|------------|
| Metodo di calcolo | | permanenti | variabili | γ_a |
| | | γ_G | γ_Q | |
| Stato limite ultimo permanenti | ○ | 1,00 | 1,30 | 1,20 |
| Stato limite ultimo temporanei | ○ | 1,00 | 1,30 | 1,10 |
| Tensioni ammissibili (permanenti) | ○ | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| Tensioni ammissibili (temporanei) | ○ | 1,00 | 1,00 | 2,00 |
| definiti dal progettista | ● | 1,00 | 1,00 | 1,20 |

| n | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥5 | T.A. | altro |
|---------|------|------|------|------|------|------|-------|
| ξ_3 | ● | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 1,80 | 1,75 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,00 | 1,27 |
| ξ_4 | 1,80 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,00 | 1,12 |

N_G Azione permanente sul tirante: 657,5 kN

N_Q Azione variabile sul tirante: 0 kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): 657,5 kN

Verifica della resistenza esterna $L = N_t / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = 175 (mm)

α (-) Coeff. moltiplicativo = 1,1

D_s (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) = 192,5 (mm)

$s_{k, med}$ (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = 0,30 (Mpa)

$s_{k, min}$ (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = 0,30 (Mpa)

s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = 0,14 (Mpa)

Lunghezza minima dell'ancoraggio $L_{min} = 7,83$ (m)

Poiché $E_d < R_{a,d}$ le verifiche risultano soddisfatte.

Il dimensionamento degli ancoraggi è stato eseguito sulla base di motivazioni tecniche e dei risultati delle indagini geotecniche effettuate per questa fase di progettazione. Le caratteristiche definitive degli ancoraggi andranno comunque stabilite in base all'esecuzione di prove preliminari su ancoraggi dello stesso tipo, realizzati nello stesso sito e con lo stesso sistema di perforazione di quelli di progetto, secondo quanto prevedono le Norme UNI EN 1537 e le raccomandazioni AICAP.

Negli stessi campi prova dovranno essere inoltre definite in dettaglio la modalità di perforazione ed i parametri di iniezione.

11. VERIFICHE DEI MICROPALI

Per l'adeguamento sismico delle fondazioni delle spalle del viadotto è stato previsto l'inserimento di un numero adeguato di micropali (ϕ 300 - L=14 m) in grado di assorbire, insieme alle fondazioni esistenti, le forze derivanti dalla sovrastruttura. In particolare le massime azioni di taglio sollecitante il singolo micropalo è pari a 90 kN.

Nel seguito si riporta le verifiche di sicurezza in accordo alla normativa vigente per l'elemento più sollecitato.

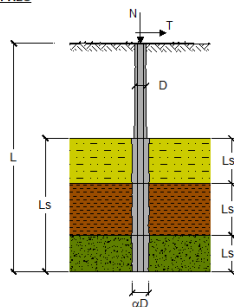
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: esempio

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

| | Permanenti | Temporanee | Calcolo |
|--------|------------|------------|---------|
| N (kN) | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| T (kN) | 90,00 | 0,00 | 90,00 |



| Metodo di calcolo | coefficienti parziali | | azioni | | resistenza laterale | |
|--------------------------|-----------------------|------------|------------|-----------|---------------------|------------------|
| | γ_G | γ_Q | permanenti | variabili | γ_s | $\gamma_{s,red}$ |
| A1+M1+R1 | 1,30 | 1,50 | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 |
| A2+M1+R2 | 1,00 | 1,30 | 1,00 | 1,30 | 1,45 | 1,60 |
| A1+M1+R3 | 1,30 | 1,50 | 1,30 | 1,50 | 1,15 | 1,25 |
| SISMA | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,15 | 1,25 |
| DM88 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| definiti dal progettista | 1,10 | 1,20 | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,30 |

| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥10 | DM88 | prop. |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| λ_b | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 | 1,00 | 1,00 |
| λ_s | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 | 1,00 | 1,00 |

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,30 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 14,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

ø193,7 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 5771 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2,442E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 252.100 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 8,75 (MN/m³)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,598 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 75,23 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 298,43$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -298,43$ (N/mm²)

$\tau = 31,19$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$\sigma_{id} = 303,28$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

I micropali di fondazione sono stati utilizzati anche per l'adeguamento sismico delle fondazioni della pila 4 di entrambe le carreggiate e dimensionati in modo da garantire il rispetto delle prescrizioni normative, Nel seguito si riporta la verifica del micropalo maggiormente sollecitato.

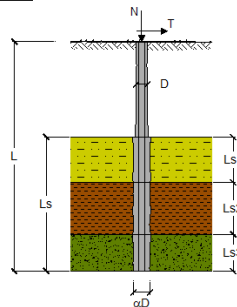
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

| | Permanenti | Temporanee | Calcolo |
|---------------|------------|------------|---------|
| N (kN) | 500,00 | 0,00 | 650,00 |
| T (kN) | 15,00 | 0,00 | 19,50 |



Area dell'armatura (A_{arm}): 4667 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2,016E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 208.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1,05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

| coefficienti parziali | azioni | | resistenza laterale | |
|--------------------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|
| | permanenti | variabili | γ _s | γ _{s,lim} |
| Metodo di calcolo | γ _a | γ _o | | |
| A1-M1+R1 | 1,30 | 1,50 | 1,00 | 1,00 |
| A2-M1+R2 | 1,00 | 1,30 | 1,45 | 1,60 |
| A1-M1+R3 | 1,30 | 1,50 | 1,15 | 1,25 |
| SISMA | 1,00 | 1,00 | 1,15 | 1,25 |
| DM88 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| definiti dal progettista | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,30 |

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 8,75 (MN/m³)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | x10 | DM88 | prog. |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| z ₁ | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 | 1,00 | 1,00 |
| z ₂ | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 | 1,00 | 1,00 |

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,628 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 15,54 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

σ_{max} = 213,93 (N/mm²)

σ_{min} = 64,61 (N/mm²)

τ = 8,36 (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

σ_{id} = 214,42 (N/mm²)

verifica soddisfatta

ø193,7 x 8,0

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Relativamente alle verifiche a liquefazione la normativa di riferimento (N.T.C. 2008) permette di escluderle quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 16 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C < 3.5$ e (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C > 3.5$.

Altri criteri di esclusione possono essere stabiliti sulla base del contenuto di fine FC (frazione passante al setaccio 200ASTM - 0.074mm) e delle sue caratteristiche. In particolare secondo l'EC8 quando si ha accelerazione massima minore di 0.15g ed è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

- Le sabbie hanno un contenuto di argilla maggiore del 20% con un indice di plasticità $I_p > 10$;
- Le sabbie hanno un contenuto di limo maggiore del 35% e, allo stesso tempo, il valore dei

colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia $(N_1)_{60} > 20$;

- Le sabbie contengono una frazione fine non trascurabile ($FC > 5\%$), con il valore del numero di colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia $(N_1)_{60} > 30$.

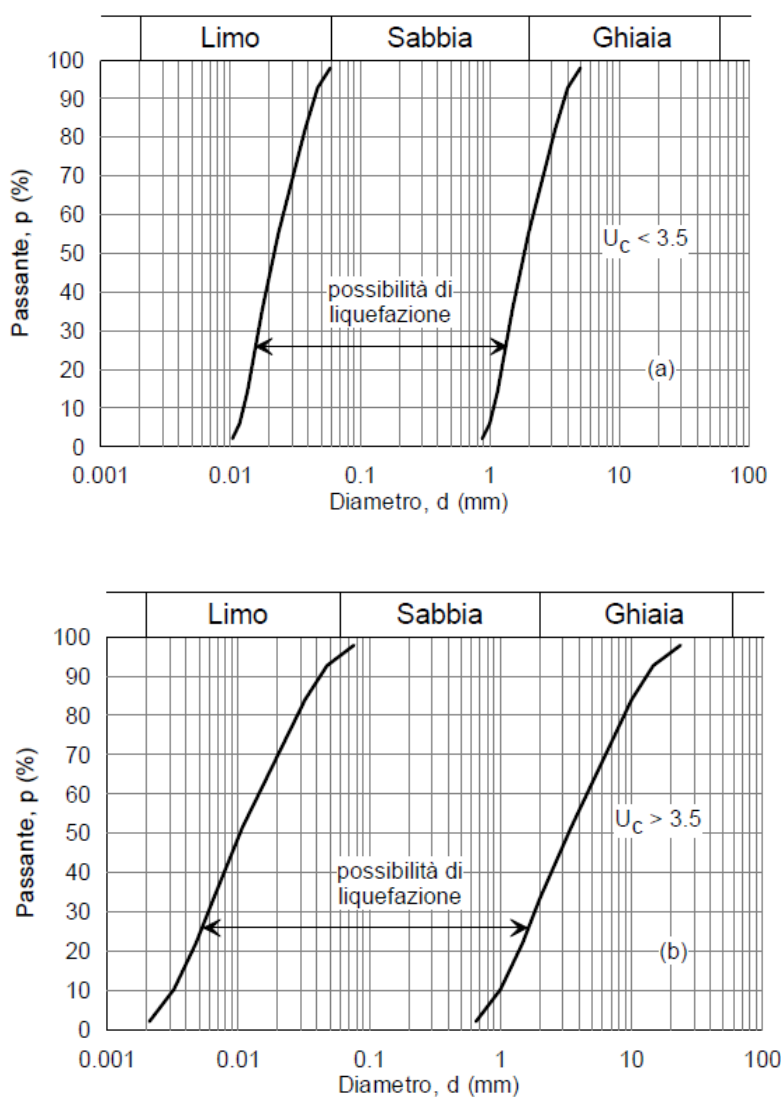


Figura 16 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame le fondazioni del viadotto poggiano o sul substrato o su uno strato di limi argillosi, di modesto spessore, che ricopre il substrato e pertanto la verifica a liquefazione è apparsa non pertinente, in quanto non sussistono i presupposti perché tale fenomeno possa innescarsi.