



**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 DEI VIADOTTI
RAIO, ATERNO (AQ), ATTRAVERSAMENTO S.S.17
FOSSO VETOIO E RAMPA ROMA-L'AQUILA OVEST

PROGETTO DEFINITIVO


**GEOLOGIA E GEOTECNICA
VIADOTTO FOSSO VETOIO
GEOTECNICA**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
250	D	003	VI079	GET	RE	001	A	
Rev.	Data	Descrizione				Redatto	Verificato	Approvato
A	Febbraio 2018	Emissione				L. Cosciotti	G. Furlanetto	F. Presta

FILE: 250D003VI079GETRE001A.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' CONCESSIONARIA</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 CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

AUTOSTRADA A24

Adeguamento Sismico del Viadotto

Fosso Vetoio

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 GENERALE	7
4. INDAGINI ESEGUITE.....	11
4.1 Indagini di Sito	11
4.1.1 Viadotto Aterno.....	11
4.1.2 Viadotto Raio.....	12
4.1.3 Viadotto SS17	13
4.1.4 Viadotto Fosso Vetoio	14
4.2 Stratigrafie dei sondaggi	15
4.2.1 Viadotto Aterno.....	15
4.2.2 Viadotto Raio.....	16
4.2.3 Viadotto SS17	16
4.2.4 Viadotto Fosso Vetoio	17
4.3 Prove SPT.....	19
4.3.1 Viadotto Aterno.....	19
4.3.2 Viadotto Raio.....	20
4.3.3 Viadotto SS17	20
4.3.4 Viadotto Fosso Vetoio	20
4.4 Piezometri.....	21
4.4.1 Viadotto Aterno.....	21
4.4.2 Viadotto Raio.....	21
4.4.3 Viadotto SS17	21
4.4.4 Viadotto Fosso Vetoio	21
4.5 Indagini geofisiche.....	21
4.5.1 Viadotto Aterno.....	21
4.5.2 Viadotto Raio.....	22
4.5.3 Viadotto SS17	23
4.5.4 Viadotto Fosso Vetoio	24
4.6 Prove di laboratorio	24
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	25
5.1 Unità L1 (Terreni di riporto e limi sabbiosi umidi e poco consistenti).....	30
5.2 Unità L2 (Limi argillosi mediamente consistenti).....	31
5.3 Unità L3 (Ghiaie calcaree da molto addensate a cementata)	33

5.4	Unità L4 (Torbe e materiali organici)	34
5.5	Unità L5 (Argille limo-sabbiose consistenti)	35
5.6	Unità L6 (Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose).....	36
5.7	Parametri di progetto	37
6.	DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI BASE E PROGETTO	38
6.1	Categoria di suolo.....	38
6.2	Categoria topografica	39
6.3	Azione sismica di progetto	39
7.	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	41
7.1	Verifiche nei confronti di carichi assiali	41
7.1.1	Pali Fondazioni esistenti	43
7.2	Verifiche carichi orizzontali.....	44
7.2.1	Pali Fondazioni esistenti	45
8.	VERIFICA DEGLI ANCORAGGI PASSIVI.....	46
9.	CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE.....	50

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Definitivo degli interventi previsti per l'adeguamento sismico del Viadotto Raio, alla progressiva km 100 + 847 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 completa demolizione dell'attuale impalcato in c.a.p con un metallico, la sostituzione delle pile e degli appoggi nonché il rinforzo delle spalle esistenti mediante l'installazione di tiranti passivi.

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 Fosso Vetoio si sviluppa lungo l'autostrada A24 nel settore occidentale del comprensorio comunale di L'Aquila.



Figura 1: Ubicazione del viadotto Fosso Vetoio

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 GENERALE

L'assetto geologico-strutturale del settore di interesse è ampiamente descritto in bibliografia. In particolare si è fatto riferimento alle note illustrative del Foglio Geologico 359 "L'Aquila" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000.

La piana di L'Aquila rappresenta uno dei bacini quaternari intramontani più tipici dell'Appennino centrale. È un Graben asimmetrico di 30 km² a forma triangolare bordato a N dalla faglia principale distensiva del M. Pettino e a sud, lungo la linea pedemontana tra Pagliare di Sassa e Campo di Pile, da una faglia distensiva antitetica nord-immersa ad attività tettonica almeno medio-pleistocenica. La faglia del M. Pettino è considerata sismogenica con attività di crescita che ha condizionato fortemente la sedimentazione e l'asimmetria del Graben; è orientata NW-SE ed E-W e ribassa verso la piana, a SW, di almeno 1000 m le unità pre-quaternarie. Il bacino, con il depocentro attuale spostato verso la faglia del M. Pettino, è stato in parte colmato da circa 200 m di depositi clastici continentali quaternari di ambiente lacustre, fluviale e di versante. Il substrato pre-Quaternario e i rilievi circostanti sono costituiti da unità meso-cenozoiche silicocalcareo-marnose con apporti calcareo-detritici, di scarpata-bacino di transizione (unità dell'area Gran Sasso), e calcareo-dolomitiche di piattaforma carbonatica con soglia inclusa (unità dell'area dei Monti d'Ocre) deformate dalla dinamica orogenetica neogenica in pieghe e sovrascorrimenti.

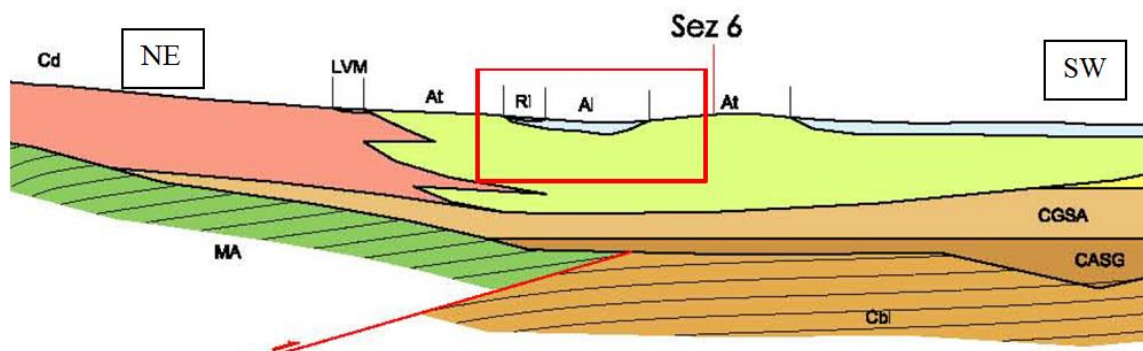


Figura 2: Sezione Geologica

Il viadotto Fosso Vetoio attraversa i depositi alluvionali olocenici del Fiume Aterno e del Torrente Raio, poggianti sui depositi terrazzati del Fosso Vetoio, secondo lo schema proposto in Figura 2.

Depositi alluvionali (Olocene): alternanze di ghiaie eterometriche parzialmente clasto-sostenute con elementi calcarei sia arrotondati che subangolosi che, a luoghi, presentano embriature e sabbie sottilmente stratificate (piano-parallela e incrociata) con lenti e livelli limoso-argillosi intercalati. Nell'area aquilana le alluvioni affiorano tra le quote 640 m e 590 m s.l.m.. Nel settore attraversato dal viadotto questi depositi costituiscono il più recente terrazzo alluvionale, attualmente inciso dal Fosso Vetoio.

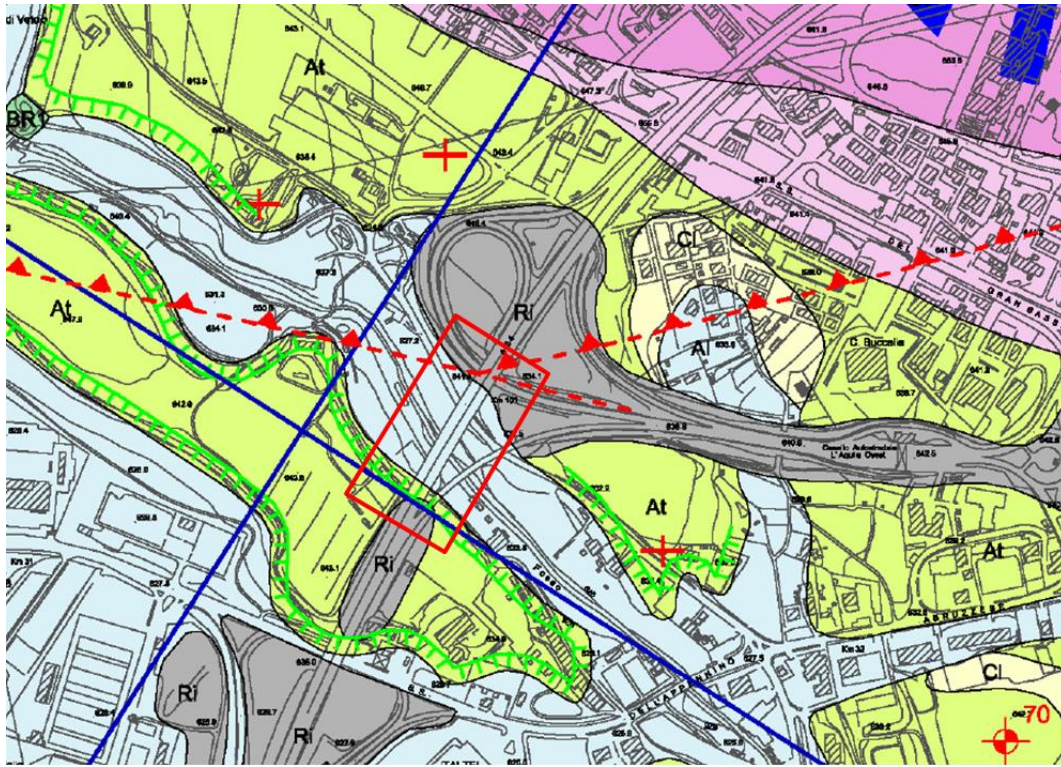


Figura 3: Stralcio della Carta Geologica

Depositi alluvionali terrazzati del Fosso Vetoio (Pleistocene medio-superiore): strati e lenti di spessore e dimensione variabile di ghiaie, sabbie, limi sabbiosi e argillosi a giacitura suborizzontale. Le ghiaie presentano una colorazione giallastra dovuta principalmente alla sabbia presente come matrice e, in alcuni casi, rosso-bruno legata a processi di alterazione e grigio-nerastra dovuta a patine di manganese. Sono di natura prevalentemente calcarea e subordinatamente silicea ed i clasti provengono prevalentemente dalle formazioni di scarpata-bacino delle Unità del Gran Sasso. Le ghiaie si presentano con vari gradi di classazione, da poco a fortemente cementate con legante calcitico, arrotondate e con una sfericità nell'insieme bassa; in alcune porzioni si notano gradazioni più o meno evidenti dirette e inverse ed embriciature. Le sabbie si dispongono in lenti di vario spessore ed in livelli con laminazioni piano-parallele e incrociate alternate alle ghiaie a formare strutture tipo foreset. I sedimenti più fini, presenti nella parte sommitale della serie, sono costituiti da limi sabbiosi ed argillosi (interpretati come legati a fenomeni di esondazione) di colore grigiastro, ricchi di gasteropodi dulcicoli e caratterizzati da un'alta percentuale di minerali vulcanici (soprattutto pirosseni e sanidino); al di sopra di questi ultimi è presente un livello tufitico di 20 cm. A luoghi un paleosuolo relitto (Luvisol).

I sedimenti di quest'unità affiorano a quote comprese tra 625 m e 640 metri s.l.m.e su queste è modellato un terrazzo alluvionale sospeso a circa 20 m sui thalweg attuali.

Da un punto di vista tecnico si tratta di materiali da sciolti granulari a debolmente coesivi con locali porzioni di ghiaie cementate; sono generalmente piuttosto addensati e dotati di discrete caratteristiche meccaniche. La compressibilità è praticamente trascurabile nelle porzioni ghiaiose e sabbiose mentre rimane modesta in quelle limoso argillose.

Complessivamente la configurazione geomorfologica attuale della conca aquilana è il risultato della combinazione dei processi morfotettonici legati all'attività delle faglie che bordano la conca stessa, e dei processi morfosculturali, erosivi e deposizionali, legati ai diversi ambienti (carsico, di versante, fluviale, ecc). La tettonica ha determinato la configurazione del bacino con la formazione delle conche e delle valli tettoniche sviluppatasi per la subsidenza tettonica locale lungo le principali faglie normali. La variazione dei livelli di base e l'incremento dell'energia di rilievo lungo i versanti, connessa a tali fenomeni, d'altro canto, ha determinato la distribuzione e l'intensità dei processi geomorfologici e delle relative forme erosive e deposizionali. Tali elementi, in sintesi, unitamente alla disposizione dei depositi continentali, indicano un'evoluzione morfostrutturale legata al bilancio tra la subsidenza tettonica locale lungo le faglie e a successive fasi di approfondimento del reticolo idrografico sin dal Pliocene superiore.

Il Viadotto Fosso Vetoio attraversa un settore caratterizzato da bassa energia di rilievo con pendenze generalmente inferiori al 5%, interrotte da scarpate di erosione fluviale inattive nell'attuale contesto morfoclimatico, di altezza massima pari a 5 m.

Dall'analisi del foglio 359 Ovest della Carta geomorfologica della Regione Abruzzo, stralcio in Figura, 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 Fosso Vetoio.

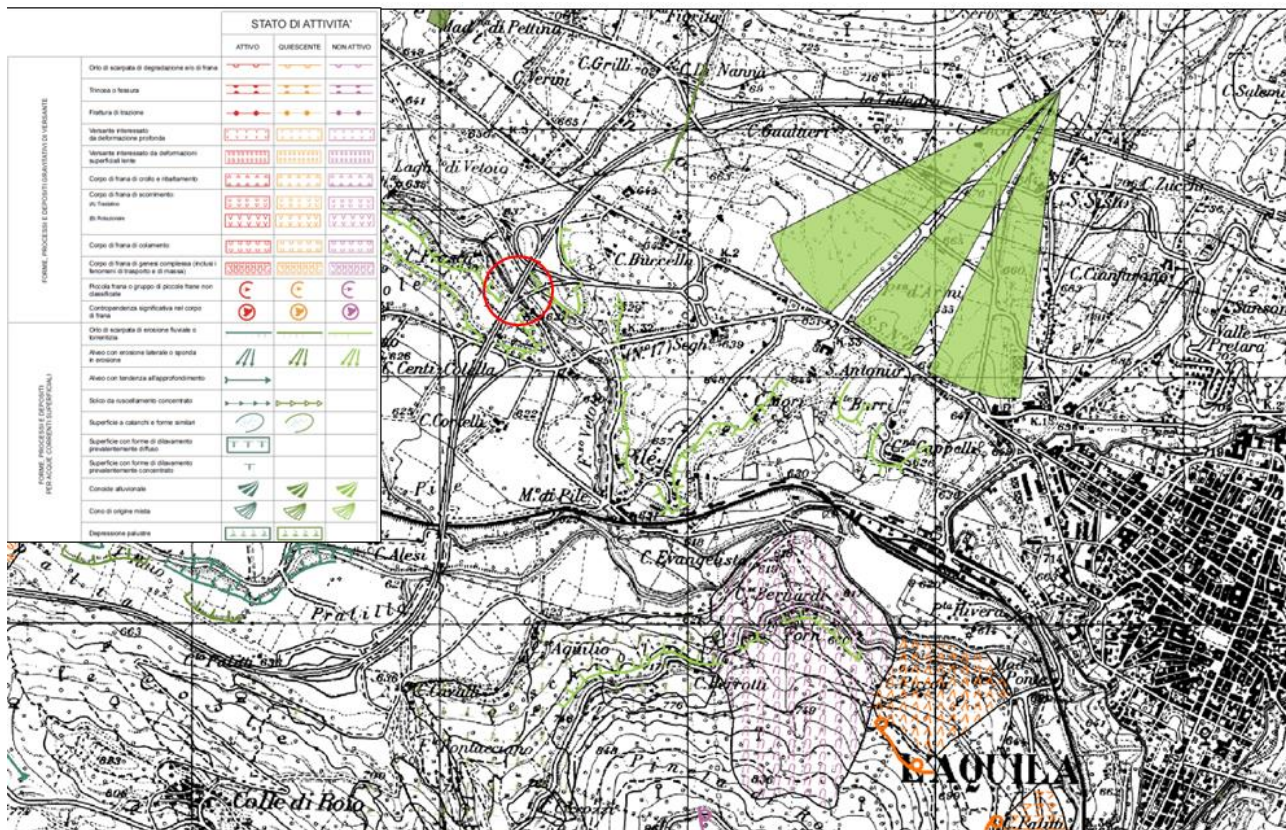


Figura 4: Stralcio della “Carta geomorfologica Regione Abruzzo” e relativa legenda, Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico, Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi Foglio 359 O.

4. INDAGINI ESEGUITE

Nei mesi di Gennaio-Marzo 2015 è stata condotta una campagna di indagini dalle società Dimms di Avellino ed Sondeile Srl, che ha interessato i terreni di sedime dei viadotti Raio, Aterno, SS17 e Fosso Vetoio, presenti nella piana dell'Aquila.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni campionati è stata condotta conferendo gli stessi presso il laboratorio geotecnico autorizzato della medesima società.

4.1 Indagini di Sito

Nel seguito vengono descritte le indagini realizzate per ciascun viadotto.

4.1.1 Viadotto Aterno

Sono stati effettuati 2 sondaggi geognostici, in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto autostradale.

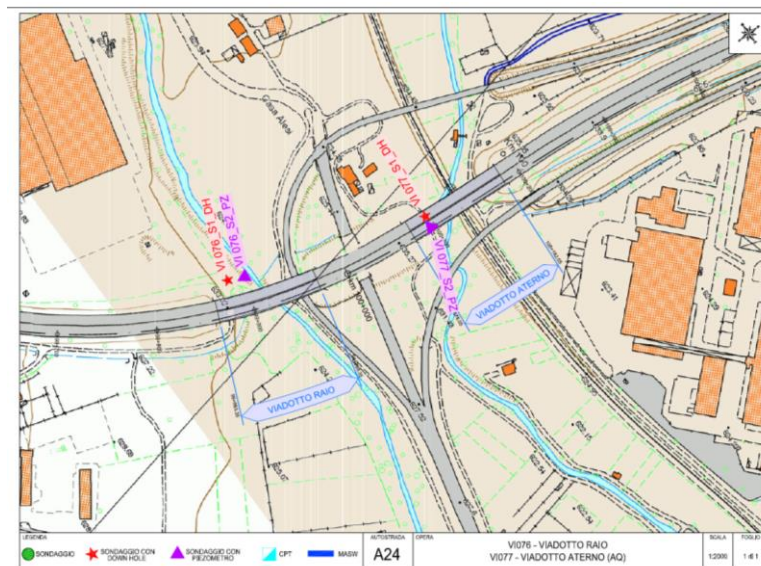


Figura 5: Ubicazione planimetrica delle prove in sito - Aterno

Durante la perforazione sono state effettuate 7 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 VI077_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 corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati sui quali sono state richieste le prove di laboratorio indicate nella tabella sottostante.

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

VIADOTTO SONDAGGIO CAMPIONE	ATERNO				
	S1DH C1	S1DH C2	S1DH CR1	S1DH CR2	S1DH CR3
B - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO					
B1 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GENERALI DEL CAMPIONE					
Apertura ed estrazione di campione	X	X	X	X	X
Descrizione dei campioni	X	X	X	X	X
Determinazione del contenuto di acqua	X	X			
Determinazione della massa volumica umida	X	X			
Determinazione dei limiti di Atterberg (LL,LP,IP)	X	X			
Determinazione del limite liquido per almeno 3 punti	X	X			
Prelavaggio del materiale	X	X			
Analisi granulometrica per via secca (vagliatura)	X	X	X	X	X
Analisi granulometrica per sedimentazione	X	X	X	X	X
Peso specifico assoluto dei grani	X	X			
Peso specifico apparente (Massa volumica)	X	X			
B3 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE					
Prova edometrica su campione indisturbato	X				
a. Sei carichi con tracciamento diagramma e/lgp					
b. Diagramma cedimenti-tempo in corrispondenza di un carico					
c. Ciclo di scarico					
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					
CL su tre provini	X	X			

4.1.2 Viadotto Raio

Sono stati effettuati 2 sondaggi geognostici, in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto autostradale.

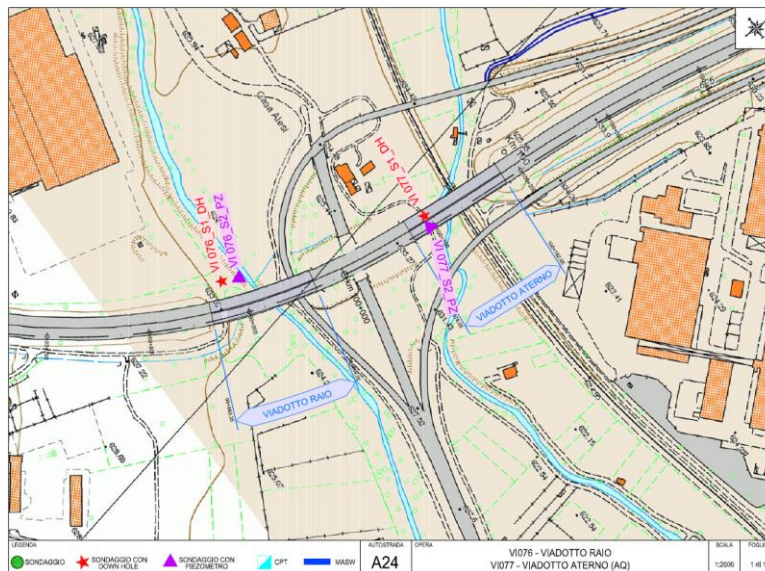


Figura 6: Ubicazione planimetrica delle prove in sito - Raio

Durante la perforazione sono state effettuate 7 prove SPT (ASTM D 1586-84).

Nel foro di sondaggio VI076_S2_PZ, condotto a distruzione di nucleo fino a -31 m dal p.c., è stato

installato un piezometro a tubo aperto finestrato da -1 a -30 m dal p.c.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati sui quali sono state richieste le prove di laboratorio indicate nella tabella sottostante.

Tabella 2: Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati

VIADOTTO SONDAGGIO CAMPIONE	RAIO							
	S1DH C1	S1DH C2	S1DH C3	S1DH CR1	S1DH CR2	S2PZ C1	S2PZ C2	
B - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO								
B1 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GENERALI DEL CAMPIONE								
Apertura ed estrazione di campione	X	X	X	X	X	X		
Descrizione dei campioni	X	X	X	X	X	X		
Determinazione del contenuto di acqua	X	X	X			X		
Determinazione della massa volumica umida	X	X	X			X		
Determinazione dei limiti di Atterberg (LL, LP, IP)	X	X	X			X		
Determinazione del limite liquido per almeno 3 punti	X	X	X			X		
Prelavaggio del materiale	X	X	X			X		
Analisi granulometrica per via secca (vaghiatura)	X	X	X	X	X	X		
Analisi granulometrica per sedimentazione	X	X	X	X	X	X		
Peso specifico assoluto dei grani	X	X	X			X		
Peso specifico apparente (Massa volumica)	X	X	X			X		
B3 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE								
Prova edometrica su campione indisturbato								
a. Sei carichi con tracciamento diagramma e/lgp	X							
a. senza misura delle sovrappressioni interstiziali		X					X	
Prove triassiali. Consolidata, non drenata o drenata (CIU, CID)								
CIU su tre provini			X					
Prova di taglio diretto								
CL su tre provini	X	X	X				X	

4.1.3 Viadotto SS17

Sono stati effettuati 2 sondaggi geognostici, in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto autostradale.

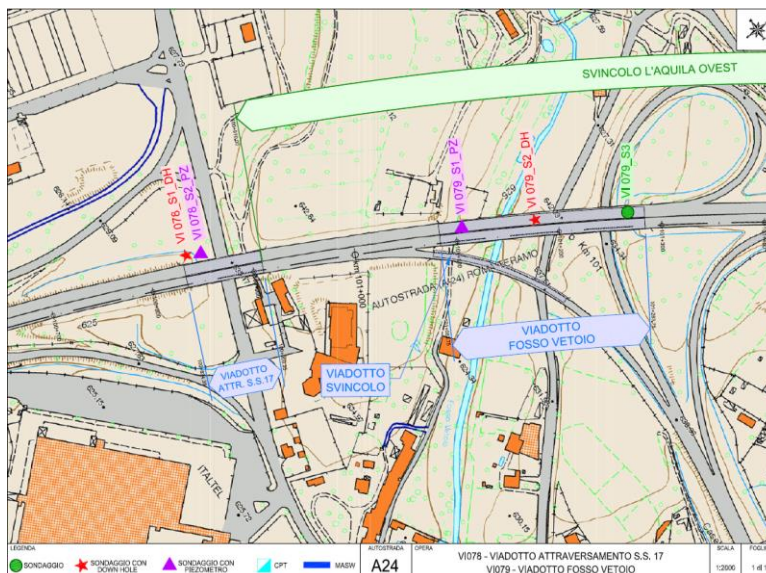


Figura 7: Ubicazione planimetrica delle prove in sito - SS17

Durante la perforazione sono state effettuate 5 prove SPT (ASTM D 1586-84).

Nel foro di sondaggio VI078_S2_PZ, condotto a distruzione di nucleo fino a -31 m dal p.c., è stato installato un piezometro a tubo aperto finestrato da -21.5 a -29.5 m dal p.c..

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati sui quali sono state richieste le prove di laboratorio indicate nella tabella sottostante.

Tabella 3: Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati

DATA DI INVIO	20/01/2015						
	SS17						
	S1DH	S1DH	S1DH	S1DH	S1DH	S1DH	S2PZ
VIADOTTO	C1	C2	C3	CR1	CR2	CR3	C1
SONDAGGIO							
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
Descrizione dei campioni	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
Determinazione dei limiti di Atterberg (LL,LP,IP)	X	X	X				X
Determinazione del limite liquido per almeno 3 punti	X	X	X				X
Prelavaggio del materiale	X	X	X				X
Analisi granulometrica per via secca (vagliatura)	X	X	X	X	X	X	X
Analisi granulometrica per sedimentazione	X	X	X	X	X	X	X
Peso specifico assoluto dei grani	X	X	X				X
Peso specifico apparente (Massa volumica)	X	X	X				X
B3 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE							
Prova edometrica su campione indisturbato							
a. Sei carichi con tracciamento diagramma e/lgp			X				X
b. Diagramma cedimenti-tempo in corrispondenza di un carico			X				X
c. Ciclo di scarico			X				X
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		X					X
Prova di taglio diretto							
CL su tre provini	X	X					

4.1.4 Viadotto Fosso Vetoio

Sono stati effettuati tre sondaggi geognostici a carotaggio continuo, in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto autostradale considerato.



Figura 8: Ubicazione planimetrica delle prove in sito - Fosso Vetoio

Durante la perforazione sono state effettuate 17 prove SPT (ASTM D 1586-84). Nel foro di sondaggio VI079_S1_PZ è stato installato un piezometro Casagrande avente cella posizionata a 14.5 m dal p.c

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati sui quali sono state richieste le prove di laboratorio indicate nella tabella sottostante.

Tabella 4: Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati

VIADOTTO SONDAGGIO CAMPIONE	RAIO							
	S1DH C1	S1DH C2	S1DH C3	S1DH CR1	S1DH CR2	S2PZ C1	S2PZ C2	
B - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO								
B1 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GENERALI DEL CAMPIONE								
Apertura ed estrazione di campione	X	X	X	X	X	X		
Descrizione dei campioni	X	X	X	X	X	X		
Determinazione del contenuto di acqua	X	X	X			X		
Determinazione della massa volumica umida	X	X	X			X		
Determinazione dei limiti di Atterberg (LL,LP,IP)	X	X	X			X		
Determinazione del limite liquido per almeno 3 punti	X	X	X			X		
Prelavaggio del materiale	X	X	X			X		
Analisi granulometrica per via secca (vagliatura)	X	X	X	X	X	X		
Analisi granulometrica per sedimentazione	X	X	X	X	X	X		
Peso specifico assoluto dei grani	X	X	X			X		
Peso specifico apparente (Massa volumica)	X	X	X			X		
B3 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE								
Prova edometrica su campione indisturbato								
a. Sei carichi con tracciamento diagramma e/lgp	X							
a. senza misura delle sovrappressioni interstiziali		X				X		
Prove triassiali. Consolidata, non drenata o drenata (CIU, CID)								
CIU su tre provini			X					
Prova di taglio diretto								
CL su tre provini	X	X	X			X		

4.2 Stratigrafie dei sondaggi

Nel seguito vengono brevemente descritte le stratigrafie dei sondaggi effettuati; per maggiori dettagli si rimanda al quaderno delle indagini.

4.2.1 Viadotto Aterno

Sondaggio S1 DH

Profondità [m]	Descrizione Stratigrafia
0.00 - 1.30	Terreno di riporto bincastro. Si riconosce nei primi 50 cm ghiaia e ciottoli, poi ghiaia, sabbia e subordinatamente ciottoli (dmax 7 cm), nella parte restante
1.30 - 6.50	Materiale sabbio-limoso, a luoghi argilloso, di colore marrone, inglobante clasti (dmax 4cm) calcarei, talvolta alterati. Poco consistente e da umido a saturo.
6.50 - 11.60	Alternanza di ghiaia calcarea (dmax 5cm) e rari ciottoli (dmax 7cm), in matrice sabbiosa grossolana di colore bincastro, con livelli di sabbia media deb. Ghiaiosa, e tra m 11.50 – 11.60, sabbia medio-fine deb.limosa grigiastra.
11.60 - 15.15	Da argilla limosa a sabbia medio-fine limosa grigiastra, a luoghi inglobante minuti frammenti (dmax1cm) litici con livello decimetrico ghiaio-sabbioso nel tratto finale.
15.15 - 31.00	Alternanza di materiale argilloso, a luoghi limo sabbio- argilloso di colore grigiastro con sabbie e ghiaie

Sondaggio S2 PZ

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	20.00	Distruzione di Nucleo

4.2.2 Viadotto Raio

Sondaggio S1 DH

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	2.00	Terreno di riporto di colore avana costituito da ghiaia e ciottoli (dmax 7cm), subarrotondati, prevalentemente sciolto e tra m. 0.0 – 0.60 in matrice sabbiosa. Si riconosce spezzone di carota (l 14cm) litoide tra m 1.50-1.70
2.00	5.50	Limo sabbio-argilloso marrone a tratti inglobante clasti (dmax 4cm) prevalentemente calcarei sub-arrotondati. Da poco a moderatamente consistente e da umido a molto umido
5.50	6.20	Da ghiaia con sabbia a ghiaia sabbiosa giallastra con striature rossicce
6.20	7.10	Argilla limosa deb. Sabbiosa giallastra. Mod.consistente con livello ghiaioso negli ultimi 30cm
7.10	8.10	Argilla grigia mod.consistente con livelletto sabbio-ghiaioso
8.10	8.80	Sabbia limosa, a tratti deb. argillosa grigiastra
8.80	9.10	Livello ghiaioso sabbioso grigiastro
9.10	9.80	Limo argillo-sabbioso grigiastro con livelletto centimetrino torboso nerastra
9.80	10.00	Livello ghiaioso sabbioso grigiastro
10.00	12.00	Limo argilloso-sabbioso grigiastro inglobante rari clasti (dmax 4cm) lapidei, con livellero cent. Torboso
12.00	12.40	Da sabbia ghiaiosa a sabbia con ghiaia biancastra
12.40	14.30	Limo argillo-sabbioso grigiastro, a tratti inglobante clasti (dmax 3cm) lapidei
14.30	17.20	Da ghiaia sabbiosa a ghiaia con sabbia biancastra
17.20	18.00	Argilla limo-sabbiosa giallastra consistente
18.00	30.50	Ghiaia con sabbia deb ciottolosa biancastra con livelli ghiaiosi in matrice sabbiosa prevalente. Da sciolta a mod.addensata
30.50	31.00	Argilla limo-sabbiosa giallastra consistente

Sondaggio S2 PZ

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	31.00	Distruzione di Nucleo

4.2.3 Viadotto SS17

Sondaggio S1 DH

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	1.20	Conglomerato bituminoso nei primi 10 cm, poi riporto costituito da ghiaia e sabbia prev. Calcarea
1.20	2.00	Materiale argilloso marrone con s.o. inglobante clasti (dmax 2cm) prevalentemente calcarei con spigoli sub-arrotondati
2.00	2.40	Sabbia ghiaiosa e limosa di colore marrone da chiaro a scuro con tracce di s.o. Presenti clasti (dmax 3cm) calcarei
2.40	5.05	Ghiaia con sabbia biancastra debolmente ciottolosa
5.05	5.50	Limo sabbioso grigiastro
5.50	6.00	Argilla grigiastra debolmente limosa
6.00	6.60	Sabbia con ghiaia debolmente limosa
6.60	7.55	Sabbia medio fine grigiastra debolmente limosa, da poco a moderatamente addensata e da umida a molto umida
7.55	8.20	Argilla grigiastra mod. consistente e tra m 8.0 - 8.20 argilla organica nerastra mod.consistente
8.20	9.50	Materiale torboso nerastra limoso debolmente sabbioso

9.50	10.00	Argilla organica nerastra
10.00	21.00	Argilla grigiastra a luoghi nerastra con s.o da tracce a diffusa. Presenti livelli torbosi nerastri tra m 11.30 - 11.50, 12.0 - 12.60, 14.20 - 14.30, e qualche livello sabbioso tra m 15.70 - 16.50.
21.00	31.00	Sabbia con ghiaia limosa biancastra mod addensata .Presenti livelli di ghiaia (dmax 5cm) e rari ciottoli (dmax 7cm) sub-arrotondati, prevalentemente sciolta tra m 22-22.4,23.0-23.40,24.0-25.5,30.0-30.50

Sondaggio S2 PZ

Profondità	Descrizione Stratigrafia
0.00	31.00 Distruzione di Nucleo

4.2.4 Viadotto Fosso Vetoio

Sondaggio S1 PZ

Profondità [m]	Descrizione Stratigrafia
0.00	2.00 Terreno rimaneggiato costituito da ghiaia eterometrica, poligenica, con matrice sabbiosa fine, poco umida, addensata, marrone di colore grigiastra. I clasti della frazione ghiaiosa si presentano subangolari (più raramente subarrotondati) Ø con max 3cm. Presente a 1,7 m da p.c. ciottolo calcarenitico.
2.00	3.30 Ghiaia medio fine di origine prevalentemente calcarea, con sabbia fine, asciutta, addensata, di colore marrone chiaro. Clasti arrotondati biancastri Ø max 3 cm.
3.30	4.50 Limo con argilla con intercalazioni millimetriche sabbioso fini, umido, da consistente a molto consistente, di colore marrone con zonature ocracee. Da 4,40m a 4,50m ghiaia arrotondata, sciolta, poligenica.
4.50	4.80 Sabbia fine debolmente limosa,umida, moderatamente addensata, di colore nocciola. Resti lignei a 4,80m da p.c.
4.80	10.20 Ghiaia eterometrica di origine prevalentemente calcarea, con matrice sabbiosa fine debolmente limosa, da umida a molto umida, da addensata a molto addensata, di colore marrone chiaro. Presenti clasti da subangolari ad arrotondati, biancastri Ø max 3-4 cm.Presenti rari ciottoli a 8,90 e a 9,90 m da p.c..
10.20	11.80 Sabbia medio fine con ghiaia fine, molto umida, da addensata a molto addensata, da nocciola a marrone/ocracea.
11.80	12.60 Ghiaia calcarea angolare, eterometrica, biancastra, umida, addensata, da nocciola a marrone ocracea.
12.60	13.50 Limo debolmente argilloso, umido, consistente, di colore grigio-verdastro, passante a 13,00m a sabbia fine limosa con ghiaia, molto umida, moderatamente addensata grigiastra.
13.50	15.60 Ghiaia di origine calcarea, con sabbia fine, limosa, molto umida satura, molto addensata, avana/grigiastra. Inclusi clasti eterometrici, angolari, Ø max 3 cm.
15.60	17.80 Livello torboso costituito da limo organico nerastro/marrone scuro, umido, mediamente consistente, con livelli da millimetrici a centimetrici sabbioso fini.Inclusi clasti angolari.
17.80	18.80 Limo sabbioso fine, passante a sabbia fine limosa, umido da mediamente consistente passante ad addensato. Colore grigio chiaro.
18.80	22.50 Argilla debolmente limosa, grigio azzurra, umida, da consistente a molto consistente, con livelli da millimetrici a centimetrici sabbioso fini e inclusi litoidi angolari.
22.50	27.00 Saqqbia fine argillosa, molto umida, addensata, grigio azzurra. Da 25,20m a

		25,40m Argilla grigio azzurra molto consistente. Trovante calcarenitico a 25,70m.
27.00	29.50	Sabbia fine limosa, molto umida, addensata, avana, di colore ocraceo.
29.50	30.00	Ghiaia calcarea in matrice limoso sabbiosa fine, umida, da molto addensata a debolmente cementata (breccia marrone chiaro-ocracea). I clasti si presentano medio fini, angolari Ø max 2,5cm.

Sondaggio S2 DH

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	6.00	Terreno di riporto costituito da ghiaia e ciottoli di origine poligenica, con abbondante matrice limosa, a luoghi debolmente sabbiosa fine argillosa, molto umida, poco addensata, prevalentemente di colore merrone ocraceo. Presenti sparsi resti di laterizi fino a 0,50m clasti e ciottoli da subarrotondati a subangolari, eterometrici Ø max 7cm.
6.00	7.50	Soletta in CLS.
7.50	8.00	Limo sabbioso fine, umido, mediamente consistente, avana con sfumature grigiastre.
8.00	11.40	Limo argilloso, a luoghi con livelli centimetrici organici, molto umido, da inconsistente a mediamente consistente, grigio con livelli nerastri e gfrigio azzurri.
11.40	13.20	Livello torboso costituito da limo organico nerastro, umido, consistente, con sparsi inclusi da millimetrici a Ø max 1-2 cm angolari biancastri. Tracce di lignite fino a 12,25m da 12,40m di colore marrone scuro.
13.20	15.60	Sabbia fine limosa, molto umida, moderatamente addensata, di colore grigio chiaro passante da 14,40m ad avana chiaro. Livello ghiaioso angolare Ø max 3 cm, da 14,90m a 15,20m.
15.60	19.10	Limo argilloso con livelli millimetrici sabbioso fini e livelli da centimetrici a decimetrici con ghiaia calcarea angolare (Ømax 2-3 cm), molto umido, da consistente a molto consistente, di colore grigio. Presenti su tutto il livello inclusi millimetrici biancastri, di origine calcarea.
19.10	25.50	Argilla debolmente limosa, grigio azzurra, umida, molto consistente, con inclusi mllimetrici Ø max 1 cm di origine calcarea biancastri, e livelli centimetrici sabbioso fini saturi. Presenti livelli millimetrici di ossidazione ocracei. Da 22,70m
25.50	27.90	Limo debolmente argilloso sabbioso, umido, molto consistente, di colore nocciola verdaastro.
27.90	30.40	Sabbia fine argillosa, molto umida, da addensata a molto addensata, avana, di colore ocraceo.
30.40	32.00	Ghiaia di origine calcarea in matrice limoso sabbiosa fine, umida, da molto addensata a debolmente cementata, avana biancastra (Breccia). Clasti eterometrici, angolari, biancastri (Ø max 2-3 cm), presenti ciottoli calcarei biancastri.

Sondaggio S3

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	0.30	Terreno vegetale
0.30	2.50	Riporto: ghiaia di origine poligenica, eterometrica, da arrotondata a subangolare, in matrice sabbiosa fine limosa, da asciutta a poco umida da moderatamente addensata ad addensata, marrone/biancastra. Da 1,50m a

		1,80m livello sabbioso fine nocciola
2.50	3.30	Sabbia medio-fine limosa, umida, addensata, avana.
3.30	5.00	Sabbia medio-fine, limosa, umida, moderatamente addensata, marrone. Presenti inclusi millimetrici biancastri
5.00	7.70	Ghiaia di origine poligenica, eterometrica (\varnothing max 2cm), da arrotondata a subangolare, biancastra, in matrice sabbiosa fine-limosa, molto umida, addensata, nocciola.
7.70	8.80	Limo debolmente sabbioso fine, umido, consistente, marrone.
8.80	10.20	Sabbia fine limosa con livelli centimetrici ghiaiosi, umida, addensata, marrone
10.20	10.50	Blocco di conglomerato.
10.50	15.40	Ghiaia prevalentemente di origine calcarea e calcarenitica, con abbondante matrice sabbiosa eterometrica limosa, molto umida, da addensata a molto addensata, avana con sfumature ocracee. Presenti livelli da centimetrici a decimetrici di limo debolmente sabbioso argilloso, molto umidi, di colore nocciola verdastro da 12,60m a 13,00m; da 13,50m a 14,00m e da 14,80m a 15,00m.
15.40	16.00	Blocco di calcare biancastro, mediamente alterato, fratturato, struttura laminata.
16.00	20.00	Ghiaia calcarea, subangolare ed eterometrica, (\varnothing max 4cm), in abbondante matrice sabbiosa debolmente limosa, umida, molto addensata, avano-biancastra.

4.3 Prove SPT

4.3.1 Viadotto Aterno

Tabella 5. - 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	ATERNO	L1			5-5,45	5,23	627,00	621,78	3	5	5	10
A-2015	ATERNO	L3			8,5-8,6	8,55	627,00	618,45				R
A-2015	ATERNO	L1			12-12,45	12,23	627,00	614,78	2	2	3	5
A-2015	ATERNO	L5			15-15,13	15,07	627,00	611,94				R
A-2015	ATERNO	L6			20-20,33	20,17	627,00	606,84	22	36	r	R
A-2015	ATERNO	L5			23,5-23,95	23,73	627,00	603,28	18	24	30	54
A-2015	ATERNO	L5			28,0-28,45	28,23	627,00	598,78	7	18	50	68

4.3.2 Viadotto Raio

Tabella 6. - 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	RAIO	L1			3,6-4,05	3,83	627,00	623,18	6	6	6	12
A-2015	RAIO	L5			7-7,45	7,23	627,00	619,78	15	24	32	56
A-2015	RAIO	L2			11,5-11,95	11,73	627,00	615,28	11	12	15	27
A-2015	RAIO	L2			14-14,45	14,23	627,00	612,78	11	13	19	32
A-2015	RAIO	L3			17-17,07	17,04	627,00	609,97				R
A-2015	RAIO	L3			22,5-22,6	22,55	627,00	604,45				R
A-2015	RAIO	L3			28,5-28,68	28,59	627,00	598,41				R

4.3.3 Viadotto SS17

Tabella 7. - 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	SS 17	L6	S1		3-3,45	3,23	630,50	627,28	3	9	12	21
A-2015	SS 17	L1	S1		6-6,45	6,23	630,50	624,28	2	2	3	5
A-2015	SS 17	L2	S1		12-12,45	12,23	630,50	618,28	8	10	14	24
A-2015	SS 17	L2	S1		18-18,45	18,23	630,50	612,28	9	12	18	30
A-2015	SS 17	L3	S1		24-24,03	24,02	630,50	606,49				R

4.3.4 Viadotto Fosso Vetoio

Tabella 8. - 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	F. VETOIO	L6	S1	X	3-3,45	3,23	636,00	632,78	16	18	9	27
A-2015	F. VETOIO	L3	S1	X	8-8,45	8,23	636,00	627,78	17	28	40	68
A-2015	F. VETOIO	L6	S1	X	12-12,45	12,23	636,00	623,78	7	19	24	43
A-2015	F. VETOIO	L1	S1		18,5-18,95	18,73	636,00	617,28	6	7	7	14
A-2015	F. VETOIO	L3	S1		24,45-24,9	24,68	636,00	611,33	9	17	21	38
A-2015	F. VETOIO	L1	S2		1,5-1,95	1,73	635,50	633,78	1	1	2	3
A-2015	F. VETOIO	L1	S2		8-8,45	8,23	635,50	627,28	2	3	3	6
A-2015	F. VETOIO	L6	S2	X	13,6-14,05	13,83	635,50	621,68	7	12	9	21
A-2015	F. VETOIO	L1	S2		17,8-18,25	18,03	635,50	617,48	21	7	9	16
A-2015	F. VETOIO	L3	S2		22,2-22,65	22,43	635,50	613,08	15	25	37	62
A-2015	F. VETOIO	L3	S2		25,6-26,05	25,83	635,50	609,68	15	25	37	62
A-2015	F. VETOIO	L6	S2	X	29-29,45	29,23	635,50	606,28	13	20	27	47
A-2015	F. VETOIO	L1	S3		4,5-4,95	4,73	635,00	630,28	3	5	4	9
A-2015	F. VETOIO	L6	S3	X	7,5-7,95	7,73	635,00	627,28	10	10	12	22
A-2015	F. VETOIO	L6	S3	X	12-12,45	12,23	635,00	622,78	8	13	17	30
A-2015	F. VETOIO	L3	S3		15-15,18	15,09	635,00	619,91	17	r	r	R
A-2015	F. VETOIO	L3	S3		18-18,33	18,17	635,00	616,84	13	27	r	R

4.4 Piezometri

4.4.1 Viadotto Aterno

Nel piezometro installato nella perforazione di sondaggio S2 la falda è stata rinvenuta alla profondità di circa 2.30 m dal piano campagna.

4.4.2 Viadotto Raio

Nel piezometro installato nella perforazione di sondaggio S2 la falda è stata rinvenuta alla profondità di circa 3.10 m dal piano campagna.

4.4.3 Viadotto SS17

Nel piezometro installato nella perforazione di sondaggio S2 è stata rinvenuta la presenza di una falda in pressione con risalita fino al piano campagna.

4.4.4 Viadotto Fosso Vetoio

Nel piezometro installato nella perforazione di sondaggio S1 la falda è stata rinvenuta alla profondità di circa 6.50 m dal piano campagna.

4.5 Indagini geofisiche

Al fine di caratterizzare sismicamente il sottosuolo investigato, sono state effettuate prospezioni sismiche mediante il test Down-Hole. L'indagine condotta permette di valutare il parametro Vs30, 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 alcuni parametri geotecnici che caratterizzano il sottosuolo investigato.

4.5.1 Viadotto Aterno

Tabella 9. - Risultati della prova Down Hole

Profondità base(m)	Onde P	Onde S
	Velocità (m/sec)	Velocità (m/sec)
6.00	972.08	297.48
12.00	2431.25	409.16
15.00	1781.32	355.33
30.00	1903.84	495.16

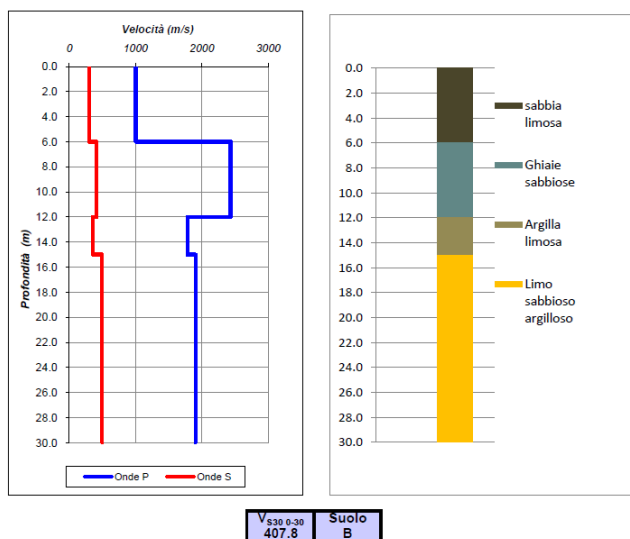


Figura 9: Profilo Velocità delle onde S - Profondità e P - Profondità

4.5.2 Viadotto Raio

Tabella 10. - Interpretazione della prova Down Hole

Profondità base(m)	Onde P	Onde S
	Velocità (m/sec)	Velocità (m/sec)
16.00	1666.31	328.00
30.00	1964.57	445.80

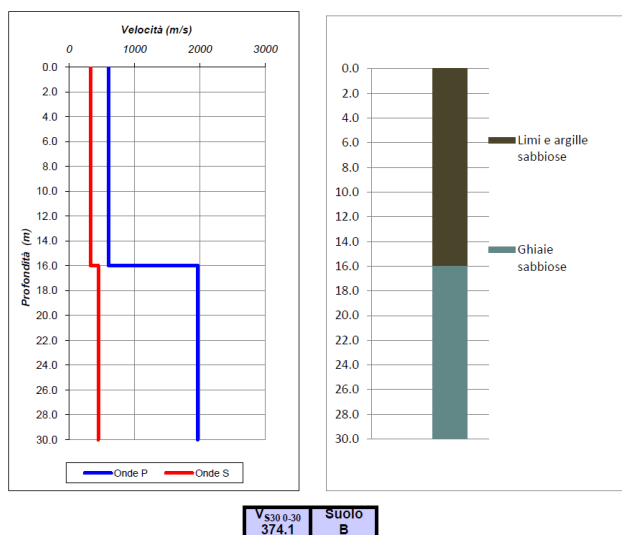


Figura 10: Profilo Velocità delle onde S - Profondità e P - Profondità

4.5.3 Viadotto SS17

Tabella 11. - Interpretazione della prova MASW

Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs (m/s)
1	0,0	9,0	9,0	203,00
2	9,0	20,0	11,0	298,00
3	20,0	31,0	11,0	489,00
4	31,0	INF	INF	532,00
5				
6				
7				

VS ₃₀	295
Suolo	C

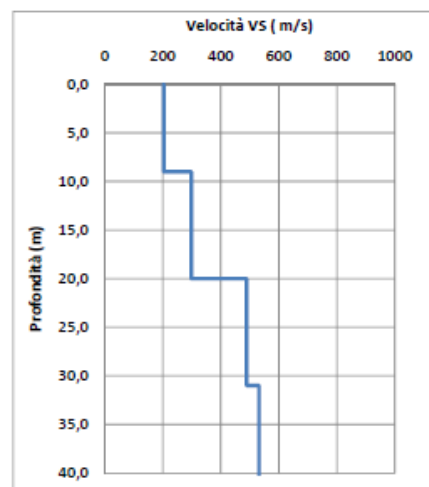
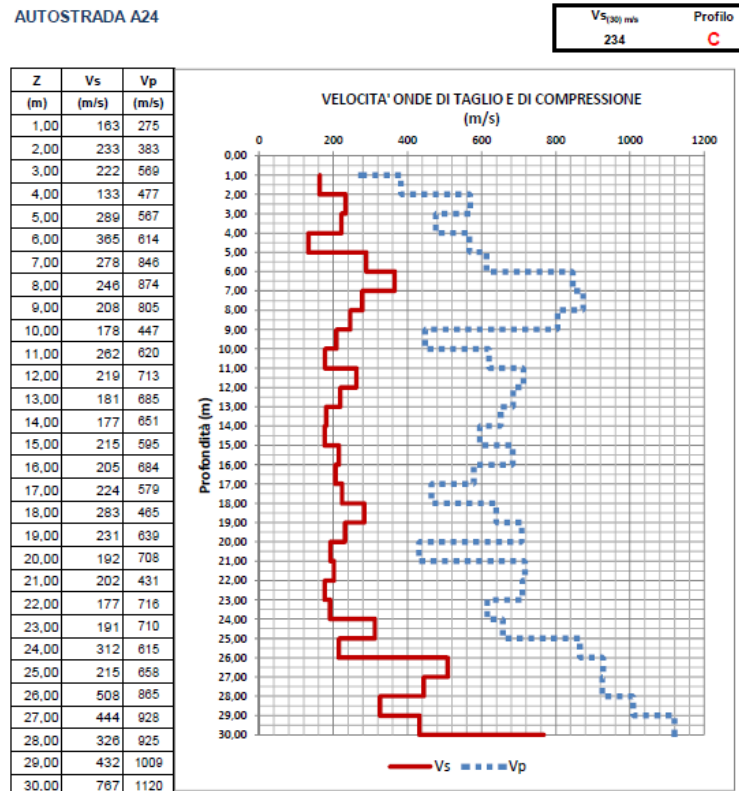


Figura 11: Profilo Velocità delle onde S - Profondità e P - Profondità

4.5.4 Viadotto Fosso Vetoio
Tabella 12. - Interpretazione della prova Down Hole

 CALCOLO DELLA $V_{s(30)}$
 AUTOSTRADA A24

4.6 Prove di laboratorio

Nella successiva tabella sono riportati i principali risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nel corso delle perforazioni; per maggiori dettagli si rimanda al paragrafo relativo alla caratterizzazione geotecnica dei terreni,

Tabella 13: Parametri geotecnici ricavati da prove di laboratorio

DENOMINAZIONE E QUOTE							PROVA TAGLIO DIRETTO/ANULARE		PROVA CELLA TRIASSIALE CIU				PROVA CELLA TRIASSIALE UU		PROVA EDOMETRICA					
CAMPAGNA		Litotipo	Sond.	Camp.	Prof. media (m da p.c.)	Quota b.f. sond (m sim)	Prof. media (m sim)	c'picco (kPa)	ϕ' picco (°)	cu (kPa)	ϕ_u (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	cu (kPa)	ϕ_u (°)	Cv (cm ² /s)	Eed (kPa)	Cc (-)	Cs (-)	k (cm/s)
A-2015	RAIO	L1	S1	C1	3,25	627,00	623,75	16,22	24,99					96,00		0,001700	1900	0,10	0,0419	1,70E-09
A-2015	ATERNO	L1	S1	C1	4,75	627,00	622,25	10,71	25,91					38,00		0,000594	2300	0,12	0,0173	2,52E-10
A-2015	F. VETOIO	L2	S2	C1	21,90	635,50	613,60	4,60	29,60					110,00						
A-2015	SS 17	L2	S1	C2	15,25	630,50	615,25	26,29	21,76	62,30	20,90	41,20	26,70							
A-2015	SS 17	L2	S1	C3	20,75	630,50	609,75							84,20			6000	0,27		
A-2015	RAIO	L2	S1	C2	11,25	627,00	615,75	23,73	21,83	56,90	21,53	38,75	26,45							
A-2015	RAIO	L2	S1	C3	13,75	627,00	613,25	26,36	22,31											
A-2015	RAIO	L2	S2	C1	8,25	627,00	616,75	25,57	22,78					121,70						
A-2015	ATERNO	L2	S1	C2	11,80	627,00	616,20	24,25	23,93					146,60						
A-2015	SS 17	L3	S1	CR2	26,25	630,50	604,25													
A-2015	SS 17	L3	S1	CR3	30,25	630,50	600,25													
A-2015	SS 17	L4	S1	C1	9,25	630,50	621,25	11,26	27,92					44,90						
A-2015	SS 17	L4	S2	C1	8,75	630,50	621,75			31,70	26,40	24,30	32,90				6000	1,40		
A-2015	F. VETOIO	L5	S1	C1	18,25	636,00	617,75	15,30	26,90					319,00						
A-2015	F. VETOIO	L5	S1	C2	24,23	636,00	611,78	35,80	21,00					214,00						

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.

Inoltre, la presenza di indagini svolte nelle aree di sedime dei viadotti adiacenti, ha permesso di stimare, con un maggior grado di accuratezza, le proprietà fisiche, di resistenza e di rigidità (alle grandi e piccole deformazioni) dei terreni.

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	Terreni di riporto e limi sabbiosi umidi e poco consistenti;
Unità L2	Limi argillosi mediamente consistenti;
Unità L3	Ghiaie calcaree da molto addensate a cementata;
Unità L4	Torbe e materiali organici;
Unità L5	Argille limo-sabbiose consistenti;
Unità L6	Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose.

In particolare, i parametri fisici e meccanici dei litotipi L3 ed L6 sono stati ricavati attraverso un'opportuna elaborazione dei risultati delle prove SPT mentre la caratterizzazione geotecnica dei litotipi a grana fina è stata desunta integrando i risultati delle relative prove SPT con quelli 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 14: Parametri fisici ricavati da prove di laboratorio

CAMPAGNA	DENOMINAZIONE E QUOTE				GRANULOMETRIA					CARATTERISTICHE FISICHE								LIMITI DI ATTERBERG e PARAM. INDICE					
	Litotipo	Sond.	Camp.		G	S	L	A	L+A	ys	yn	yd	ysat	W	e	n	Sr	LL	LP	IL	IP	IC	A
					(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(%)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(-)	(%)	(-)	(-)
A-2015	RAIO	L1	S1	C1	24,00	20,00	34,00	22,00	56,00	26,40	19,46	16,20	19,96	20,50	0,63	38,80	87,00	35,00	19,00	0,09	16,00	0,91	0,73
A-2015	ATERNO	L1	S1	C1	19,00	25,00	44,00	12,00	56,00	26,53	19,52	15,70	19,73	24,00	0,69	40,70	95,00	30,00	18,00	0,50	12,00	0,50	1,00
A-2015	F.VETOIO	L2	S2	C1	0,00	1,10	60,90	38,00	98,90	26,20	18,50	14,40	18,70	28,00	0,78	43,90	93,80	39,40	30,10	-0,23	9,30	1,23	0,24
A-2015	SS 17	L2	S1	C2	2,00	14,00	43,00	41,00	84,00	25,77	18,55	14,30	18,64	30,00	0,81	44,60	98,00	35,20	25,80	0,45	9,40	0,55	0,11
A-2015	SS 17	L2	S1	C3	0,00	3,00	82,00	15,00	97,00	25,79	18,00	13,40	18,10	34,50	0,93	48,10	98,00	35,20	25,80	0,93	9,40	0,07	0,10
A-2015	RAIO	L2	S1	C2	1,00	8,00	53,00	38,00	91,00	26,38	19,16	15,20	19,38	25,80	0,73	42,20	95,00	53,00	29,00	-0,13	24,00	1,13	0,63
A-2015	RAIO	L2	S1	C3	0,00	9,00	63,00	28,00	91,00	26,43	19,77	16,00	19,89	23,30	0,65	39,30	97,00	38,00	18,00	0,27	20,00	0,74	0,71
A-2015	RAIO	L2	S2	C1	7,00	2,00	54,00	37,00	91,00	26,44	19,34	15,50	19,57	24,70	0,70	41,30	94,00	52,00	22,00	0,09	30,00	0,91	0,81
A-2015	ATERNO	L2	S1	C2	0,00	14,00	60,00	26,00	86,00	26,47	19,91	16,50	20,16	21,00	0,61	37,85	93,09	48,00	24,00	-0,13	24,00	1,13	0,92
A-2015	F.VETOIO	L2	S2	C2 (A)	0,00	14,70	63,00	22,30	85,30	27,60													
A-2015	F.VETOIO	L2	S2	C3 (B)	0,00	9,10	71,70	19,20	90,90	26,50													
A-2015	F.VETOIO	L2	S3	C2 (B)	0,40	18,30	64,20	17,10	81,30	27,80													
A-2015	SS 17	L3	S1	CR1	39,00	29,00	19,00	13,00	32,00														
A-2015	SS 17	L3	S1	CR2	51,00	27,00	12,00	10,00	22,00														
A-2015	SS 17	L3	S1	CR3	67,00	19,00	8,00	6,00	14,00														
A-2015	RAIO	L3	S1	CR1	57,00	27,00	10,00	6,00	16,00	26,48													
A-2015	RAIO	L3	S1	CR2	62,00	22,00	9,00	7,00	16,00	26,48													
A-2015	ATERNO	L3	S1	CR1	53,00	27,00	13,00	7,00	20,00	26,48													
A-2015	SS 17	L4	S1	C1	10,00	38,00	45,00	7,00	52,00	24,27	11,99	6,10	13,42	98,10	3,01	75,10	81,00	35,20	25,80	7,69	9,40	-6,69	0,18
A-2015	SS 17	L4	S2	C1	19,00	34,00	37,00	10,00	47,00	23,93	12,17	6,30	13,52	93,20	2,80	73,70	81,00	39,40	30,10	6,78	9,30	-5,78	0,93
A-2015	F.VETOIO	L5	S1	C1	0,00	7,20	51,00	41,80	92,80	26,90	20,10	16,40	20,10	22,50	0,61	37,90	99,30	35,20	25,80	-0,35	9,40	1,35	0,22
A-2015	ATERNO	L5	S1	CR2	0,00	24,00	58,00	18,00	76,00	26,48													
A-2015	F.VETOIO	L5	S1	C2	0,00	0,40	30,80	68,80	99,60	25,80	18,60	14,50	18,70	28,50	0,75	42,80	98,40	52,00	35,30	-0,41	16,70	1,41	0,24
A-2015	ATERNO	L6	S1	CR3	20,00	63,00	12,00	5,00	17,00	26,48													
A-2015	F.VETOIO	L6	S1	C3 (A)	10,50	42,30	29,00	18,20	47,20	27,50													
A-2015	F.VETOIO	L6	S3	C1 (A)	0,70	52,60	32,90	13,58	46,48	26,20													

Tabella 15: Parametri meccanici ricavati da prove di laboratorio

CAMPAGNA	DENOMINAZIONE E QUOTE				PROVA TAGLIO DIRETTO/ANULARE				PROVA CELLA TRIASSIALE CIU				PROVA CELLA TRIASSIALE UU		PROVA EDOMETRICA					
	Litotipo	Sond.	Camp.	Prof. media	Quota b.f. sond	Prof. media	c'picco	φ'picco	cu	φu	c'	φ'	cu	φu	Cv	Eed	Cc	Cs	k	
				(m da p.c.)	(m slm)	(m slm)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(cm ² /s)	(kPa)	(-)	(-)	(cm/s)	
A-2015	RAIO	L1	S1	C1	3,25	627,00	623,75	16,22	24,99						96,00	0,001700	1900	0,10	0,0419	1,70E-09
A-2015	ATERNO	L1	S1	C1	4,75	627,00	622,25	10,71	25,91						38,00	0,000594	2300	0,12	0,0173	2,52E-10
A-2015	F.VETOIO	L2	S2	C1	21,90	635,50	613,60	4,60	29,60						110,00					
A-2015	SS 17	L2	S1	C2	15,25	630,50	615,25	26,29	21,76	62,30	20,90	41,20	26,70							
A-2015	SS 17	L2	S1	C3	20,75	630,50	609,75							84,20		6000	0,27			
A-2015	RAIO	L2	S1	C2	11,25	627,00	615,75	23,73	21,83	56,90	21,53	38,75	26,45							
A-2015	RAIO	L2	S1	C3	13,75	627,00	613,25	26,36	22,31											
A-2015	RAIO	L2	S2	C1	8,25	627,00	618,75	25,57	22,78					121,70						
A-2015	ATERNO	L2	S1	C2	11,80	627,00	615,20	24,25	23,93					146,60						
A-2015	SS 17	L3	S1	CR1	21,25	630,50	609,25													
A-2015	SS 17	L3	S1	CR2	26,25	630,50	604,25													
A-2015	SS 17	L3	S1	CR3	30,25	630,50	600,25													
A-2015	SS 17	L4	S1	C1	9,25	630,50	621,25	11,26	27,92					44,90						
A-2015	SS 17	L4	S2	C1	8,75	630,50	621,75			31,70	26,40	24,30	32,90			6000	1,40			
A-2015	F.VETOIO	L5	S1	C1	18,25	636,00	617,75	15,30	26,90					319,00						
A-2015	F.VETOIO	L5	S1	C2	24,23	636,00	611,78	35,80	21,00					214,00						

Tabella 16: Resistenza non drenata ricavata da misure di pocket

CAMPAGNA	VIADOTTO	Litotipo	Sond.	Camp.	Prof. (m da p.c.)	Prof. media (m da p.c.)	Quota (m slm)	Prof. media (m slm)	Pocket (kg/cm ²)	cu (kPa)
A-2015	ATERNO	L1	S1			2,0	627,00	625,00	2,2	110
A-2015	ATERNO	L1	S1			3,0	627,00	624,00	1,5	75
A-2015	ATERNO	L1	S1			4,0	627,00	623,00	1,6	80
A-2015	ATERNO	L1	S1			5,5	627,00	621,50	1,8	90
A-2015	RAIO	L1	S1			4,5	627	622,50	1,4	70
A-2015	RAIO	L1	S1			5,0	627	622,00	1,5	75
A-2015	RAIO	L1	S1			5,4	627	621,60	1,5	75
A-2015	SS 17	L1	S1			1,80	630,5	628,70	1,50	75
A-2015	F. VETOIO	L1	S1			3,50	636,00	632,50	4,25	212,5
A-2015	F. VETOIO	L1	S1			3,75	636,00	632,25	3,00	150
A-2015	F. VETOIO	L1	S1			4,00	636,00	632,00	5,00	250
A-2015	F. VETOIO	L1	S1			12,75	636,00	623,25	3,75	187,5
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			1,50	635,50	634,00	1,25	62,5
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			2,25	635,50	633,25	7,80	390
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			15,50	635,50	620,00	1,50	75
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			15,75	635,50	619,75	1,50	75
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			16,40	635,50	619,10	1,60	80
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			16,75	635,50	618,75	1,25	62,5
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			17,25	635,50	618,25	1,50	75
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			17,50	635,50	618,00	2,00	100
A-2015	F. VETOIO	L1	S2			18,50	635,50	617,00	2,00	100
A-2015	F. VETOIO	L1	S3			7,75	635	627,25	3,25	162,5
A-2015	F. VETOIO	L1	S3			8,05	635	626,95	4,00	200
A-2015	F. VETOIO	L1	S3			8,35	635	626,65	5,50	275
A-2015	F. VETOIO	L1	S3			8,65	635	626,35	4,25	212,5
A-2015	ATERNO	L2	S1			12,0	627,00	615,00	1,8	90
A-2015	ATERNO	L2	S1			13,5	627,00	613,50	1,3	65
A-2015	RAIO	L2	S1			6,5	627	620,50	1,6	80
A-2015	RAIO	L2	S1			7,0	627	620,00	1,6	80
A-2015	RAIO	L2	S1			7,4	627	619,60	1,6	80
A-2015	RAIO	L2	S1			7,7	627	619,30	1,5	75
A-2015	RAIO	L2	S1			9,5	627	617,50	1,5	75
A-2015	RAIO	L2	S1			10,5	627	616,50	1,3	65
A-2015	RAIO	L2	S1			11,5	627	615,50	1,5	75
A-2015	RAIO	L2	S1			14,0	627	613,00	1,7	85
A-2015	RAIO	L2	S1			17,3	627	609,70	1,8	90
A-2015	RAIO	L2	S1			17,7	627	609,30	1,9	95
A-2015	SS 17	L2	S1			5,50	630,5	625,00	1,80	90
A-2015	SS 17	L2	S1			7,50	630,5	623,00	1,50	75
A-2015	SS 17	L2	S1			8,00	630,5	622,50	1,80	90
A-2015	SS 17	L2	S1			10,80	630,5	619,70	2,00	100
A-2015	SS 17	L2	S1			11,80	630,5	618,70	2,30	115
A-2015	SS 17	L2	S1			12,80	630,5	617,70	2,20	110
A-2015	SS 17	L2	S1			13,80	630,5	616,70	2,30	115
A-2015	SS 17	L2	S1			14,80	630,5	615,70	2,00	100
A-2015	SS 17	L2	S1			16,00	630,5	614,50	2,10	105
A-2015	SS 17	L2	S1			17,50	630,5	613,00	2,60	130
A-2015	SS 17	L2	S1			19,80	630,5	610,70	2,40	120
A-2015	F. VETOIO	L2	S2			7,75	635,50	627,75	1,75	87,5
A-2015	F. VETOIO	L2	S2			8,25	635,50	627,25	0,50	25
A-2015	F. VETOIO	L2	S2			8,75	635,50	626,75	1,75	87,5
A-2015	F. VETOIO	L2	S2			9,75	635,50	625,75	1,75	87,5
A-2015	F. VETOIO	L2	S2			10,50	635,50	625,00	1,00	50
A-2015	F. VETOIO	L4	S1			16,50	636,00	619,50	1,75	87,5
A-2015	F. VETOIO	L4	S1			16,75	636,00	619,25	1,50	75
A-2015	F. VETOIO	L4	S1			17,50	636,00	618,50	1,75	87,5
A-2015	F. VETOIO	L4	S1			17,75	636,00	618,25	1,00	50
A-2015	F. VETOIO	L4	S2			12,50	635,50	623,00	3,50	175
A-2015	F. VETOIO	L4	S2			12,75	635,50	622,75	3,00	150
A-2015	ATERNO	L5	S1			16,0	627,00	611,00	2,5	125
A-2015	ATERNO	L5	S1			18,0	627,00	609,00	2,8	140
A-2015	ATERNO	L5	S1			20,5	627,00	606,50	2,3	115
A-2015	ATERNO	L5	S1			23,5	627,00	603,50	3,5	175
A-2015	ATERNO	L5	S1			26,5	627,00	600,50	2,2	110
A-2015	ATERNO	L5	S1			28,0	627,00	599,00	3,7	185
A-2015	RAIO	L5	S1			30,7	627	596,30	2,3	115
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			19,00	636,00	617,00	2,50	125
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			19,25	636,00	616,75	3,50	175
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			19,50	636,00	616,50	4,00	200
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			20,50	636,00	615,50	2,00	100
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			20,75	636,00	615,25	3,75	187,5
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			21,25	636,00	614,75	3,75	187,5
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			22,50	636,00	613,50	5,75	287,5
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			23,40	636,00	612,60	4,75	237,5
A-2015	F. VETOIO	L5	S1			28,25	636,00	607,75	5,00	250
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			13,25	635,50	622,25	4,00	200
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			19,25	635,50	616,25	3,00	150
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			19,50	635,50	616,00	3,25	162,5
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			19,75	635,50	615,75	3,50	175
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			20,00	635,50	615,50	4,75	237,5
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			21,50	635,50	614,00	4,00	200
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			22,50	635,50	613,00	6,75	337,5
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			24,75	635,50	610,75	4,50	225
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			25,25	635,50	610,25	5,00	250
A-2015	F. VETOIO	L5	S2			27,20	635,50	608,30	5,50	275

Tabella 17: Risultati delle prove penetrometriche dinamiche

DENOMINAZIONE E QUOTE								PROVA PENETROMETRICA DINAMICA				
CAMPAGNA	VIADOTTO	Litotipo	Sond.	Camp.	Prof. (m da p.c.)	Prof. media (m da p.c.)	Quota b.f. sond (m slm)	Prof. media (m slm)	N1 (kPa)	N2 (°)	N3 (kPa)	NSPT (°)
A-2015	ATERNO	L1			5-5,45	5,23	627,00	621,78	3	5	5	10
A-2015	ATERNO	L1			12-12,45	12,23	627,00	614,78	2	2	3	5
A-2015	F. VETOIO	L1	S1		18,5-18,95	18,73	636,00	617,28	6	7	7	14
A-2015	F. VETOIO	L1	S2		1,5-1,95	1,73	635,50	633,78	1	1	2	3
A-2015	F. VETOIO	L1	S2		8-8,45	8,23	635,50	627,28	2	3	3	6
A-2015	F. VETOIO	L1	S2		17,8-18,25	18,03	635,50	617,48	21	7	9	16
A-2015	F. VETOIO	L1	S3		4,5-4,95	4,73	635,00	630,28	3	5	4	9
A-2015	RAIO	L1			3,6-4,05	3,83	627,00	623,18	6	6	6	12
A-2015	SS 17	L1	S1		6-6,45	6,23	630,50	624,28	2	2	3	5
A-2015	RAIO	L2			11,5-11,95	11,73	627,00	615,28	11	12	15	27
A-2015	RAIO	L2			14-14,45	14,23	627,00	612,78	11	13	19	32
A-2015	SS 17	L2	S1		12-12,45	12,23	630,50	618,28	8	10	14	24
A-2015	SS 17	L2	S1		18-18,45	18,23	630,50	612,28	9	12	18	30
A-2015	ATERNO	L3			8,5-8,6	8,55	627,00	618,45				R
A-2015	F. VETOIO	L3	S1		8-8,45	8,23	636,00	627,78	17	28	40	68
A-2015	F. VETOIO	L3	S2		22,2-22,65	22,43	635,50	613,08	15	25	37	62
A-2015	F. VETOIO	L3	S2		25,6-26,05	25,83	635,50	609,68	15	25	37	62
A-2015	F. VETOIO	L3	S3		15-15,18	15,09	635,00	619,91	17	r	r	R
A-2015	F. VETOIO	L3	S3		18-18,33	18,17	635,00	616,84	13	27	r	R
A-2015	RAIO	L3			17-17,07	17,04	627,00	609,97				R
A-2015	RAIO	L3			22,5-22,6	22,55	627,00	604,45				R
A-2015	RAIO	L3			28,5-28,68	28,59	627,00	598,41				R
A-2015	SS 17	L3	S1		24-24,03	24,02	630,50	606,49				R
A-2015	F. VETOIO	L5	S1		24,45-24,9	24,68	636,00	611,33	9	17	21	38
A-2015	ATERNO	L5			15-15,13	15,07	627,00	611,94				R
A-2015	ATERNO	L5			23,5-23,95	23,73	627,00	603,28	18	24	30	54
A-2015	ATERNO	L5			28,0-28,45	28,23	627,00	598,78	7	18	50	68
A-2015	RAIO	L5			7-7,45	7,23	627,00	619,78	15	24	32	56
A-2015	ATERNO	L6			20-20,33	20,17	627,00	606,84	22	36	r	R
A-2015	F. VETOIO	L6	S1		3-3,45	3,23	636,00	632,78	16	18	9	27
A-2015	F. VETOIO	L6	S1		12-12,45	12,23	636,00	623,78	7	19	24	43
A-2015	F. VETOIO	L6	S2		13,6-14,05	13,83	635,50	621,68	7	12	9	21
A-2015	F. VETOIO	L6	S2		29-29,45	29,23	635,50	606,28	13	20	27	47
A-2015	F. VETOIO	L6	S3		7,5-7,95	7,73	635,00	627,28	10	10	12	22
A-2015	F. VETOIO	L6	S3		12-12,45	12,23	635,00	622,78	8	13	17	30
A-2015	SS 17	L6	S1		3-3,45	3,23	630,50	627,28	3	9	12	21

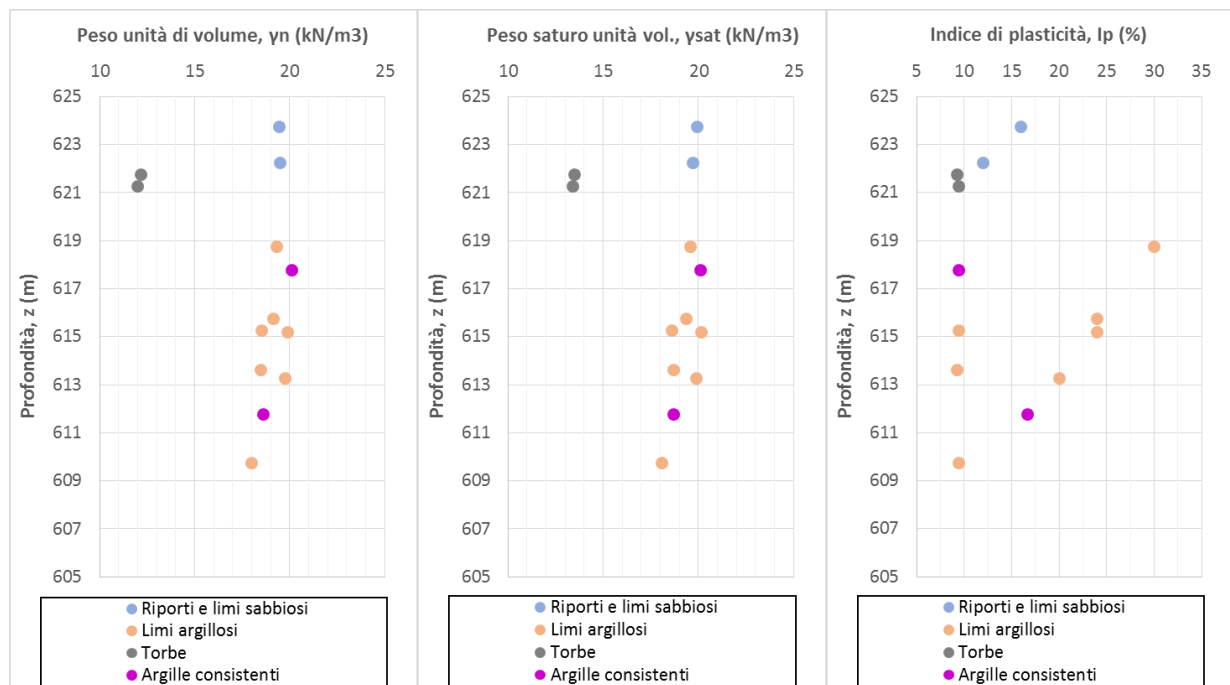


Figura 12: Principali parametri fisici e di stato per i litotipi rinvenuti

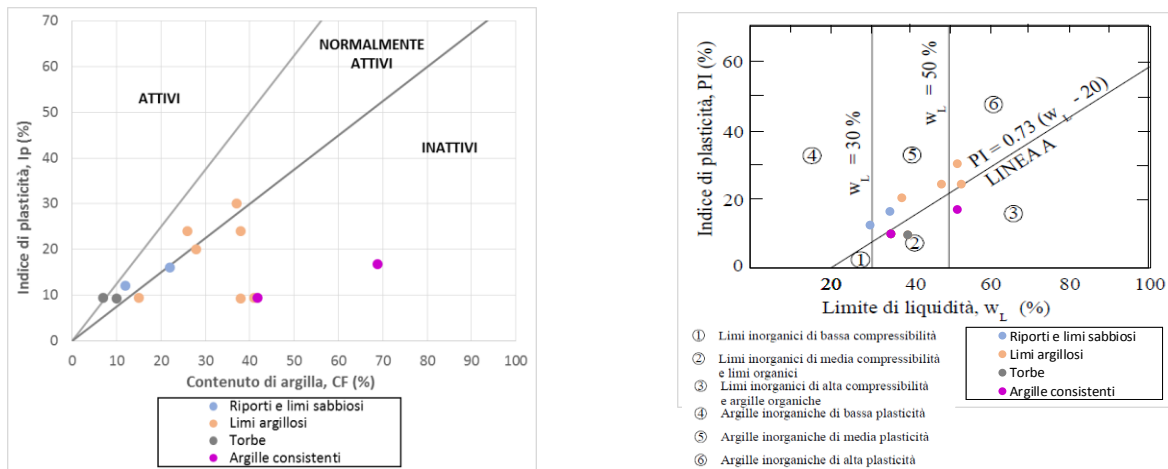


Figura 13: Grado di attività (a sinistra) e carta di plasticità di Casagrande (a destra)

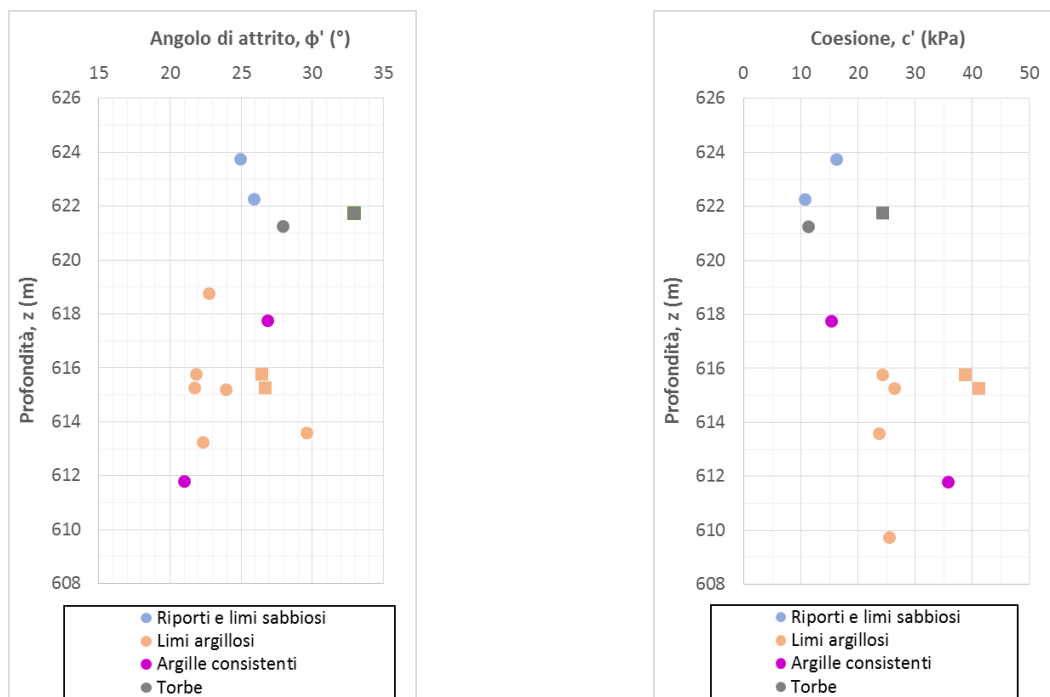


Figura 14: Parametri di resistenza in tensioni efficaci da prove di laboratorio per i litotipi rinvenuti

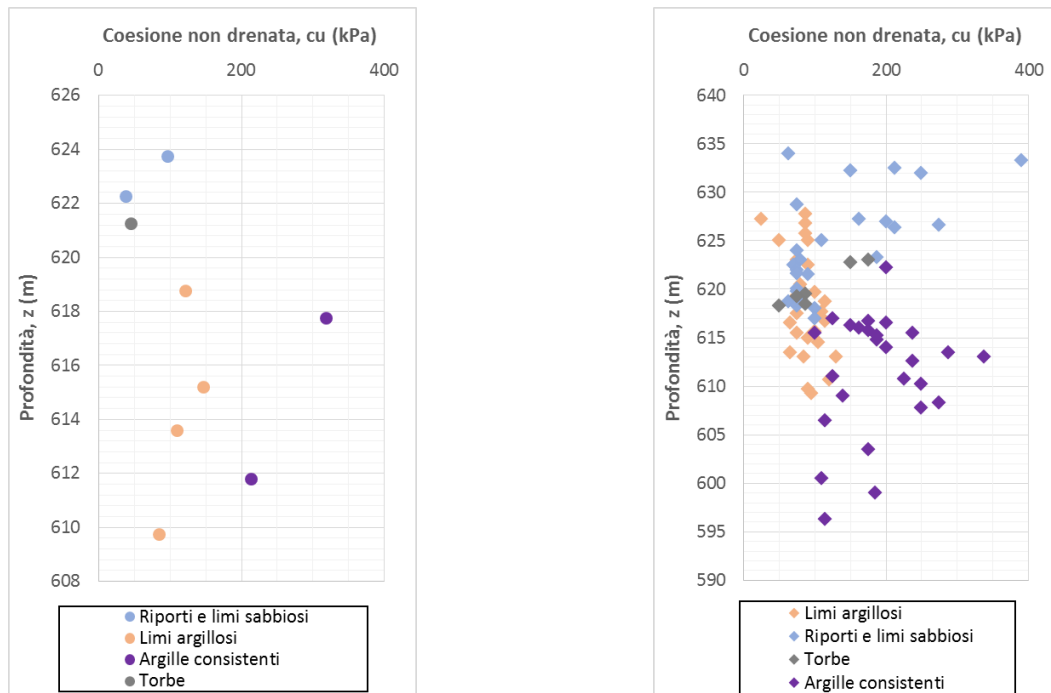


Figura 15: Parametri di resistenza in tensioni totali da prove in sito e di laboratorio per i litotipi rinvenuti (a sinistra da prove TxUU e a destra da misure di pocket)

Nelle immagini di Figura 14 gli indicatori circolari indicano i risultati delle prove di taglio diretto mentre quelli quadrati i risultati ottenuti dalle prove triassiali drenate consolidate non drenate.

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 (Terreni di riporto e limi sabbiosi umidi e poco consistenti)

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica l'unità litologica L1 è risultata essere la meno indagata attraverso le indagini di laboratorio; per la stima dei parametri geotecnici si è fatto dunque riferimento essenzialmente alle prove penetrometriche dinamiche.

I terreni del gruppo L1 sono fondamentalmente composti da materiale a grana fine (%fino - limo + argilla - pari al 56%) in matrice sabbioso-ghiaiosa. Il contenuto di sabbia è variabile tra 20% ed il 25% (valore medio 22.5%), mentre il contenuto di ghiaia è risultato compreso tra il 19% ed il 20%.

In condizioni di umidità naturale, il peso dell'unità è pressoché costante ed è mediamente pari a 19.49 kN/m^3 ; i due campioni analizzati presentano un grado di saturazione compreso tra 87 e 95%. Il peso di volume in condizioni asciutte è variabile tra 15.7 e 16.2 kN/m^3 (valore medio 15.95 kN/m^3)

Il contenuto in acqua w è compreso tra 20.5 e 24% (valore medio pari a 22.25%). Il limite di liquidità (LL) è variabile tra 41 e 78%, (valore medio del 54.9 %) mentre il limite plasticità (LP) è variabile tra il 30 ed il 35 %.

L'indice di plasticità, I_p , è compreso tra 12 e 16% mentre l'indice di consistenza, I_c , è mediamente compreso tra 0.5 e 0.91. Sulla carta di plasticità di Casagrande i campioni ricadono nei settori delle argille inorganiche di bassa e media compressibilità.

Le caratteristiche di resistenza dei terreni sono state determinate mediante 2 prove di taglio diretto (TD) ed due prove di compressione triassiale non consolidata non drenata (TxUU). Le prove di taglio diretto hanno evidenziato un coesione di 10.71 e 25.91 kPa (valore medio 18.31 kPa) ed un angolo di attrito pari a 24.99 e 25.91° (valore medio 25.45°). Dalle prove TxUU si sono ottenuti valori della coesione non drenata per i campioni S1C1 RAI0 e S1C1 ATERNO, c_u , rispettivamente pari a 38 kPa e 96 kPa. Le misure di pocket eseguite, correlabili al valore della coesione non drenata (rottura in condizioni di espansione laterale libera), hanno invece evidenziato un'alta dispersione dei risultati con valore medio di 132.8 kPa.

La coesione non drenata è stata determinata anche in maniera indiretta correlandola ai valori dell'indice N_{SPT} tramite la relazione:

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

Le prove SPT eseguite nei terreni appartenenti a questa unità hanno evidenziato valori dell'indice N_{spt} compresi tra 3 e 16; assumendo cautelativamente un valore di 7 si ottengono valori della coesione non drenata pari a 47 kPa, in accordo con i valori più bassi ricavati dalle prove di laboratorio.

Sui campioni in oggetto sono state eseguite due prove edometriche allo scopo di definire la rigidezza dei terreni a grandi deformazioni; queste, forniscono un valore medio del modulo, nell'intervallo tensionale d'interesse, pari a 2100 kPa.

La rigidezza a bassi livelli deformativi è stata stimata sulla base dei risultati delle prove geofisiche che hanno evidenziato valori delle velocità delle onde di taglio, in funzione della profondità, compresi tra 220 e 405 m/s a cui corrispondono valori del modulo di taglio dinamico compresi tra 90 e 325 MPa.

5.2 Unità L2 (Limi argillosi mediamente consistenti)

L'unità L2 identifica i terreni appartenenti ad un livello limoso argilloso con una trascurabile percentuale sabbiosa e ghiaiosa rispetto la L1. Le prove SPT eseguite nei terreni caratterizzati dalla presente litologia hanno evidenziato valori dell'indice N_{SPT} compresi tra 24 e 32.

I 7 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 15 ed il 40%. Il contenuto di sabbia ed il contenuto di ghiaia sono sempre inferiori al 7%.

In condizioni di umidità naturale, il peso di unità di volume è mediamente pari a 19.05 kN/m^3 (min: 18 kN/m^3 max: 19.91 kN/m^3), con un grado di saturazione compreso tra il 93 ed il 98%. Il peso del terreno secco è in media pari a 15.05 kN/m^3 .

Il contenuto in acqua w è compreso tra 21% e 34%. Il limite di liquidità (LL) è compreso tra 35% e 53%, mentre il limite plasticità (LP) è variabile tra il 18 ed il 30%.

L'indice di plasticità, I_p , presenta una certa dispersione assumendo valori che vanno da un minimo di circa il 9% ad un massimo del 30%. Sulla carta di plasticità di Casagrande, i campioni ricadono nella zona delle argille inorganiche di media ed alta plasticità.

Le caratteristiche di resistenza del terreno, in termini di tensioni totali ed efficaci, sono state determinate mediante 6 prove di taglio diretto (TD), due prove di compressione triassiale consolidata non drenata (TxCU) e 4 prove di compressione triassiale non consolidata non drenata (TxUU). Le prove di taglio diretto hanno evidenziato un coesione variabile tra 4.6 e 26.36 kPa ed un angolo di attrito minimo pari a 21.76° e massimo di 29.6° .

Le prove TxCU hanno evidenziato invece un valore medio della coesione di 40 kPa ed un angolo di 26.6° ; la coesione non drenata, c_u , valutata attraverso le prove di laboratorio del tipo TxUU, assume valori compresi tra 84.2 e 146.6 kPa.

La coesione non drenata 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 26 si ottiene un valore della coesione non drenata pari a circa 175 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 invece evidenziato valori più simili al limite inferiore delle prove triassiali non drenate fornendo mediamente circa 87 kPa.

Sul campione S1C3 SS17 appartenente all'unità L2 è stata eseguita una prova edometrica allo scopo di definire la rigidità dei terreni a grandi deformazioni; questa, forniscono un valore del modulo edometrico, nell'intervallo tensionale d'interesse, pari a 6000 kPa.

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 203 e 489 m/s a cui corrispondono valori delle del modulo di taglio compresi tra 80 e 460 MPa.

5.3 Unità L3 (Ghiaie calcaree da molto addensate a cementata)

L'unità L3 identifica i depositi costituiti da ghiaia calcaree da non cementate a mediamente cementate principalmente costituenti il substrato ed in parte la coltre superficiale dei viadotti Fosso Vetoio e Rampa L'Aquila Ovest.

I terreni appartenenti a questa unità sono stati investigati solamente mediante indagini in sito in quanto impossibili da campionare in maniera indisturbata. Per la stima delle loro proprietà fisiche, Viggiani (1999) individua i seguenti intervalli del peso della sostanza solida, γ_s , del peso dell'unità di volume, γ_n , del peso secco dell'unità di volume, γ_d , e della porosità, n :

$$\gamma_s = 26 - 27 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_n = 18 - 23 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_d = 14 - 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$n = 0.2 - 0.4.$$

In merito alle proprietà meccaniche dei presenti depositi, in mancanza di indagini dirette e facendo riferimento a terreni con caratteristiche simili (Swiss Standard SN 670 010b, Characteristic Coefficients of soils, Association of Swiss Road and Traffic Engineers) possono assumersi cautelativamente i seguenti parametri geotecnici medi:

$$c' = 0 \text{ kPa};$$

$$\varphi' = 32 - 44^\circ \text{ (Ghiaie poco graduate);}$$

$$\varphi' = 33 - 40^\circ \text{ (Ghiaie ben graduate);}$$

Per la valutazione del modulo di Young a grandi deformazioni, gli Swiss Standard SN 670 010b forniscono l'intervallo riportato di seguito:

$$E = 40 - 150 \text{ MPa.}$$

Per stimare la risposta dei terreni in campo dinamico, i moduli relativi alle piccole deformazioni sono stati ottenuti, tramite prospezione geofisica, dalla velocità dalle onde P ed S. Le prove hanno fatto registrare valori delle velocità V_s , in funzione della profondità, compresi tra 355 e 670 m/s a cui corrispondono valori del modulo di taglio dinamico compresi tra 270 e 960 MPa.

5.4 Unità L4 (Torbe e materiali organici)

L'Unità L4 identifica il complesso delle Torbe e dei materiali organici rinvenuti essenzialmente nell'area dove sono ubicati i viadotti Fosso Vetoio, Rampa L'Aquila Ovest e S.S. 17, aventi potenza pari a circa 2.0 m.

I due campioni prelevati all'interno di questa unità mostrano un contenuto percentuale di argilla compreso tra il 7% ed il 10% (valore medio 8.5%), ed un contenuto di limo compreso tra 45% e 37% (valore medio 41%). Il contenuto di sabbia varia invece tra 34% ed il 38% mentre la ghiaia tra 10% ed il 19%.

In condizioni di umidità naturale, il peso di unità di volume è variabile tra 11.99 e 12.17 kN/m³ (valore medio 12.09 kN/m³), mentre il peso del terreno secco è variabile tra 23.93 e 24.27 kN/m³. Il grado di saturazione è pari all'81%.

Il contenuto in acqua w è molto alto, come accade usualmente per le torbe, compreso tra 93.20% e 98.10% (valore medio pari a 95.65%). Il limite di liquidità (LL) è compreso tra 35.2 e 39.4% mentre il limite di plasticità (LP) è variabile tra il 25.8 ed il 30.1%.

L'indice di plasticità, I_p , risulta compreso tra 9.3 e 9.4%. I terreni si presentano con consistenza liquida con un indice, I_c , che assume valori negativi. Sulla carta di plasticità di Casagrande, tutti i campioni ricadono nella zona dei limi inorganici di media compressibilità e limi organici.

Le caratteristiche di resistenza del terreno, in condizioni drenate e non, sono state determinate mediante 1 prova di taglio diretto (TD), una prova di compressione triassiale consolidata non drenate (TxCU) ed una di compressione triassiale non consolidata non drenata (TxUU).

La prova di taglio diretto hanno evidenziato un coesione di 11.26 kPa ed un angolo di 27.92° mentre la prova TxCU ha evidenziato invece una coesione efficace di 24.3 kPa ed un angolo di attrito di 32.9°.

La coesione non drenata c_u , è stata valutata attraverso prova triassiale UU e stimata dalle misure di pocket eseguito sulle carote estratte dal sondaggio dalle quali si evince un valore pari a 44.9 kPa per la prova UU e valori variabili tra 50 e 175 kPa per le misure di pocket.

Una prova edometrica fu eseguita per la determinazione della rigidezza a grandi deformazioni del presente strato torboso dalla quale si è ottenuto un modulo di compressibilità edometrica pari a 6000 kPa.

La rigidezza 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 compresi tra 177 e 203 m/s a cui corrispondono valori del modulo di taglio dinamico compresi tra 35 e 50 MPa.

5.5 Unità L5 (Argille limo-sabbiose consistenti)

Le argille consistenti rappresentano l'altro litotipo ascrivibile alla categoria di substrato.

I terreni del gruppo L5 sono essenzialmente composti da materiale a grana fine (%fino limo + argilla maggiore del 76%) in matrice sabbiosa (contenuto medio di sabbia pari a 10.55%) mentre la componente-ghiaiosa è assente.

In condizioni di umidità naturale, il peso dell'unità è variabile tra il 18.60 kN/m³ ed il 20.10 kN/m³; i due campioni analizzati presentano un grado di saturazione compreso tra 98.85%. Il peso di volume in condizioni asciutte è mediamente pari a 15.45 kN/m³.

Il contenuto in acqua w è compreso tra 22.5 e 28.5%. Il limite di liquidità (LL) è variabile tra 35.2 e 52% mentre il limite di plasticità (LP) è variabile tra il 25.8 ed il 35.3%. L'indice di plasticità, I_p , è compreso tra il 9.4 e 16.7% mentre l'indice di consistenza, I_c , vale mediamente 1.38.

Le caratteristiche di resistenza dei terreni sono state determinate mediante 2 prove di taglio diretto (TD) e due prove di compressione triassiale non consolidata non drenata (TxUU). Le prove di taglio diretto hanno evidenziato una coesione variabile tra 15.30 e 35.80 kPa ed un angolo di attrito compreso tra 26.9 e 21.0°. La prova TxUU ha evidenziato un valore della coesione non drenata, c_u , variabile da un minimo di 214 kPa ad un massimo di 319 kPa. Le misure di pocket eseguite, correlabili al valore della coesione non drenata, hanno invece evidenziato un'alta dispersione dei risultati con valore medio di 190 kPa.

La coesione non drenata è stata determinata anche in maniera indiretta correlandola ai valori dell'indice N_{SPT} tramite la relazione:

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

Le prove SPT eseguite nei terreni appartenenti a questa unità hanno evidenziato valori dell'indice N_{spt} compresi tra 38 e 68; assumendo cautelativamente un valore di 40 si ottengono valori della coesione non drenata pari a 300 kPa, in accordo con i valori più bassi ricavati dalle prove di laboratorio.

La rigidezza a bassi livelli deformativi è stata stimata sulla base dei risultati delle prove geofisiche che hanno evidenziato valori delle velocità delle onde di taglio compresi tra 415 e 1345 m/s a cui corrispondono valori del modulo di taglio dinamico compresi tra 335 e 3500 MPa.

5.6 Unità L6 (Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose)

L'unità L6 è costituita principalmente da sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose poco addensate per le quali è possibile determinare i valori di resistenza solo mediante correlazioni con prove penetrometriche e valori di letteratura.

Per la stima delle loro proprietà fisiche, Viggiani (1999) individua i seguenti intervalli del peso della sostanza solida, γ_s , del peso dell'unità di volume, γ_n , del peso secco dell'unità di volume, γ_d , e della porosità, n :

$$\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_n = 15 - 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_d = 14 - 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$n = 0.3 - 0.5.$$

Le prove SPT eseguite nei terreni appartenenti a questa unità hanno evidenziato valori dell'indice N_{spt} compresi tra 21 e 47; assumendo cautelativamente un valore di 30 ed utilizzando la correlazione proposta da De Mello si ottengono valori dell'angolo di attrito pari a 32° , valore che coincide con l'angolo di attrito a stato critico per questo tipo di terreni.

La valutazione del modulo di Young, E_{50} , si è basata sull'utilizzo della correlazione empirica proposta da D'Appollonia (1961) per terreni composti da sabbie e ghiaie, in funzione dei valori assunti dall'indice N_{SPT} , tramite la relazione:

$$E_{50} = 0.756 N_{SPT} + 18.75 \text{ (MPa)}$$

che fornisce, sempre assumendo il valore cautelativo del numero di colpi pari a 30, un modulo pari a circa 40 MPa.

La rigidezza a bassi livelli deformativi è stata stimata, invece, sulla base dei risultati delle prove geofisiche. Nei terreni appartenenti a questa unità le prove hanno fatto registrare valori delle velocità V_s compresi tra 135 e 365 m/s a cui corrispondono valori del modulo di taglio dinamico compresi tra 35 e 255 MPa.

5.7 Parametri di progetto

I valori che seguono delle proprietà geotecniche 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.

Tabella 18: Parametri geotecnici medi

UNITA' GEOTECNICA	PESO DI VOLUME (KN/m ³)	c' (KPa)	Cu (KPa)	ANGOLO DI ATTRITO ϕ' (°)	Modulo Young E (MPa)	Coeff. Di Poisson ν (-)
L1	18 ÷ 20	10 ÷ 20	40 ÷ 60	23 ÷ 26	5 ÷ 15	0.35
L2	18 ÷ 20	15 ÷ 30	75 ÷ 150	22 ÷ 25	10 ÷ 20	0.35
L3	18 ÷ 23	-	-	35 ÷ 42	40 ÷ 150	0.30
L4	10 ÷ 13	10 ÷ 20	30 ÷ 50	20 ÷ 25	5 ÷ 15	0.35
L5	18 ÷ 20	15 ÷ 30	200 ÷ 400	21 ÷ 27	50 ÷ 100	0.35
L6	15 ÷ 21	-	-	32 ÷ 35	25 ÷ 80	0.30

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 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)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE E 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 n°

Comune Cap

Provincia

WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

Isole

(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine


Classe dell'edificio

$C_u = 2$

Vita nominale (Opere provvisorie ≤ 10 , Opere ordinarie $>= 50$, Grandi opere $>= 100$)

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a_b [g]	F_0	T_c [s]
Operatività (SLO)	60	0,113	2,326	0,285
Danno (SLD)	101	0,142	2,305	0,296
Salvaguardia vite (SLV)	949	0,331	2,398	0,363
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,418	2,443	0,379
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 16: 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 Fosso Vetoio 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 VS30 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:

$a_g/g = 0.331;$

$S_S = 1.22;$

$S_T = 1.00;$

7. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Per i pali di pali di fondazione esistenti 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

7.1 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 19:

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

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

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

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

Tabella 19 - Coefficienti parziali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_R	1,0	1,45	1,15	1,0	1,70	1,35	1,0	1,60	1,30
Laterale in compr.	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale(*)	γ_s	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 20). 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 20 - 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, 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 sismiche). Nella figura che segue 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.

7.1.1 Pali Fondazioni esistenti

Pila 2 carreggiata destra (carico limite verticale) SLV

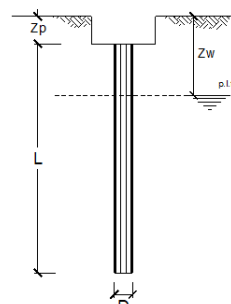
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: FOSSO VETOIO - PILA 1dx SLV

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)	Area del Palo (Ap):	1,131	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	4,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	6,50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	3894,26	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		Lpalo =	21,00	(m)



Metodo di calcolo	coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
		permanenti γ _G	variabili γ _Q	γ _b	γ _s	γ _{snz}
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	○	1,10	1,20	1,50	1,30	1,30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _z	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	8,00	L6	19,00		32,0	
2	2,50	L4	12,00			40,0
3	10,50	L5	19,00			300,0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	α	α
0,47	0,62		
0,00	0,00		0,80
0,00	0,00		0,40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso 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	8,00	L6	19,00	0,0	32,0	0,0
2	2,50	L4	12,00	0,0	0,0	40,0
3	10,50	L5	19,00	0,0	0,0	300,0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	α	α
0,47	0,62	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,80
0,00	0,00	0,00	0,40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (kPa)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (kPa)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	8,00	L6	1179,1					1179,1				
2	2,50	L4	301,6					301,6				
3	10,50	L5	4750,1	0,00	9,00	3157,5	3571,0	4750,1	0,00	9,00	4575,0	5174,2

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$
 $N_d = 3894,3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal \text{ med}} = 3571,0 \text{ (kN)}$
 laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 6230,8 \text{ (kN)}$
 totale $R_{c,cal \text{ med}} = 9801,8 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal \text{ min}} = 5174,2 \text{ (kN)}$
 laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 6230,8 \text{ (kN)}$
 totale $R_{c,cal \text{ min}} = 11405,0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_z; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_{s1}) = 2100,6 \text{ (kN)}$
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_z; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_{s1}) = 3665,1 \text{ (kN)}$
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 5765,8 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 4743,1 \text{ (kN)}$
 $F_s = R_{c,d} / N_d$
 $F_s = 1,22$

7.2 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 20 del paragrafo precedente.

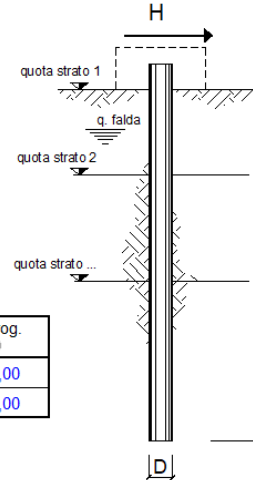
La resistenza di progetto è superiore al massimo carico di taglio agente alla testa dei palo; le verifiche a collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali risultano pertanto soddisfatte.

7.2.1 Pali Fondazioni esistenti

Pila 2 carreggiata destra (carico limite orizzontale) SLV

opera **FOSSO VETOIO - PILA 2dx SLV**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	γ_{ou}	γ_T	
SLV	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30	
	SISMA	●	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			○	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)	Parametri medi			Parametri minimi		
					ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100,00	19	9,5	32	3,25		32	3,25	0
☑ strato 2	L4	96,50	12	3,5		1,00	40	0	1,00	40
☑ strato 3	L5	94,50	19	9,5		1,00	300	0	1,00	300
☑ strato 4	L6	83,00	21	11	40	4,60		40	4,60	0
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda 99,50 (m)
 Diametro del palo D 1,20 (m)
 Lunghezza del palo L 18,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 2560,62 (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	1594,9 (kN)		1594,9 (kN)	
Palo intermedio	11361,4 (kN)		11361,4 (kN)	
Palo corto	41631,5 (kN)		41631,5 (kN)	
	H_{med} 1594,9 (kN)	Palo lungo	H_{min} 1594,9 (kN)	Palo lungo
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		938,16 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		721,66 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G = 318 (kN)		Q = 0 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q = 0 (kN)			
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		318,00 (kN)	
	FS = Hd / Fd =		2,27	

8. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI PASSIVI

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 avranno una lunghezza complessiva pari a 30 m.

Tabella 21: 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 ⁹ 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 $N_{Sd} = 900$ 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: $(R_{a,e})_{\text{medio}} = \pi \times D_b \times L_b \times q_s$

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 $L_b = 18\text{m}$);
- 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: FOSSO VETOIO

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	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,20
Stato limite ultimo temporanei	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,10
Tensioni ammissibili (permanenti)	<input type="radio"/>	1,00	1,00	2,50
Tensioni ammissibili (temporanei)	<input type="radio"/>	1,00	1,00	2,00
definiti dal progettista	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,20

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1	2	3	4	≥ 5	T.A	altro
ξ_s	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60	1,00	1,27
ξ_d	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55	1,00	1,12

N_G Azione permanente sul tirante: 900 kN

N_Q Azione variabile sul tirante: 0 kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): 900 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 $L_{min} = 10,72$ (m)

Verifica della resistenza interna

$N_k = N_G + N_Q = 900$ (kN)

$\gamma_S = 1,15$ (-)

$F_{Rd,DIBt} = 1626$ (kN)

Resistenza strutturale dell'ancoraggio $N_k \leq F_{Rd,DIBt} / \gamma_S = 1413,91$ (kN)

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.

9. 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 (NTC 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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ 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 17 (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 $N_{1,60} > 30$.

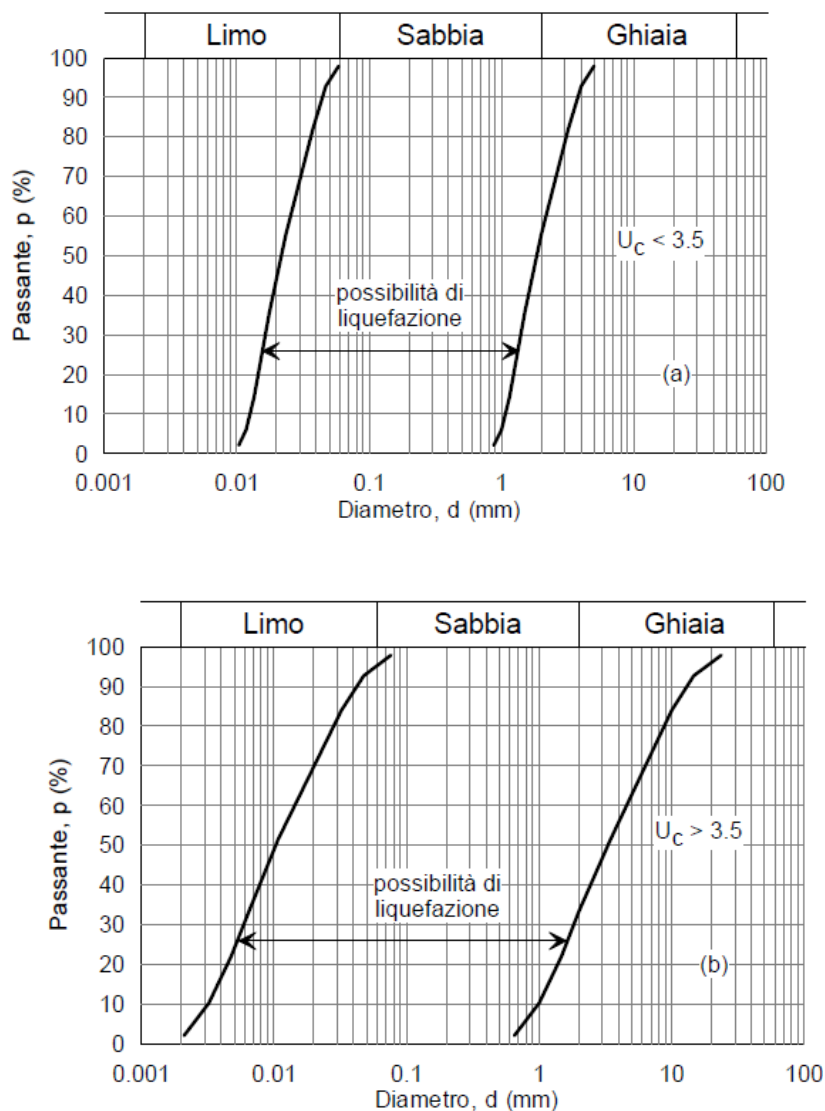


Figura 17: Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Le curve granulometriche dei terreni presenti in sito sono riportate in Figura 18, nella quale sono presenti anche i fusi granulometrici definiti dalla normativa. L'intervallo granulometrico compreso tra le due curve rosse individua un elevato rischio di liquefazione mentre quello tra le due curve verdi la possibilità che si verifichi la liquefazione.

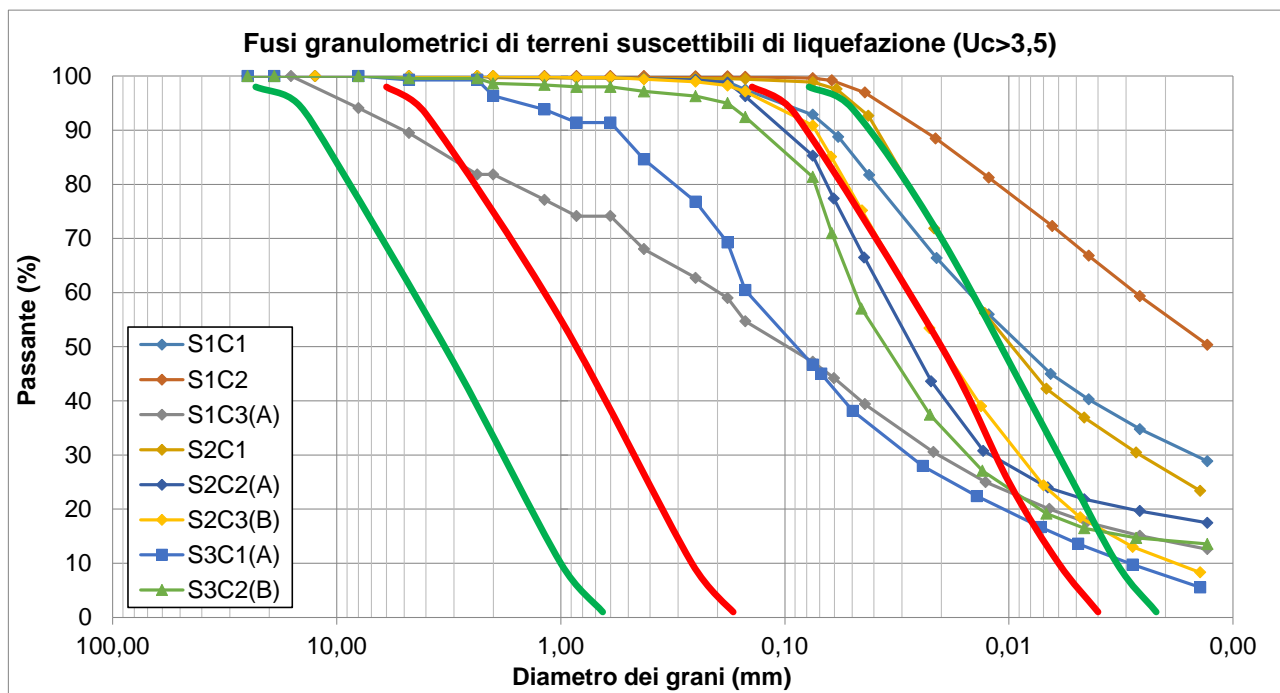


Figura 18: Curve granulometriche dei terreni del viadotto Fosso Vetoio

Per il viadotto in esame, dei criteri proposti dalla normativa per l'esclusione del rischio liquefazione nessuno risulta verificato e pertanto una specifica analisi è stata eseguita per verificare che la presenza di orizzonti stratigrafici potenzialmente liquefacibili non inducano, per il sisma di progetto, fenomeni tali da compromettere la stabilità dell'opera.

Come di consueto la verifica si sviluppa controllando che, ad una generica profondità, la sollecitazione, CSR, sia inferiore al valore della resistenza, CRR, ridotto per un opportuno coefficiente di sicurezza, FS, che assume il valore di 1.25 così come indicato nell'Eurocodice 8.

Per le verifiche nei confronti del rischio liquefazione è stato fatto ricorso ad espressioni per la stima dell'azione, Cyclic Stress Ratio (CSR), che tengono conto, in maniera semplificata, dei parametri che influenzano la risposta del banco di terreno assegnati la magnitudo dell'evento e la massima accelerazione attesa a piano campagna.

Il valore di resistenza, Cyclic Resistance Ratio, CRR, viene individuato sulla base di abachi di origine semi-empirica, in cui la resistenza del terreno potenzialmente liquefacibile è espressa o a partire dai risultati di prove penetrometriche, siano esse statiche o dinamiche, ovvero dai risultati delle prove di misura di velocità di propagazione delle onde di taglio.

Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{AV}}{\sigma'_v} = 0,65 \cdot r_d \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,65 \cdot r_d \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{S \cdot a_s}{g}$$

in cui r_d è un coefficiente che tiene conto della riduzione dell'azione sismica all'aumentare della profondità valutato attraverso le indicazioni di Idriss:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M] \quad z \leq 34m$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right)$$

$$r_d = 0,12 \exp(0,22M) \quad z > 34m$$

σ_{v0} e σ'_{v0} sono rispettivamente la tensione totale litostatica e la tensione efficace litostatica; a_{max} è l'accelerazione orizzontale di picco valutata come il prodotto di S , che è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, per l'accelerazione al bedrock, a_g , valutata per il periodo di ritorno definito per la presente opera.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento M pari a 7.5, per eventi di magnitudo diversa, occorre ricondurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5 $(CRS)_{M=7.5}$ attraverso la relazione seguente:

$$(CRS)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF} \quad \text{dove} \quad MSF = 6,9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8$$

Per quanto riguarda la magnitudo attesa dell'evento sismico, in questa fase è stata cautelativamente utilizzata la massima magnitudo mai registrata per l'area in esame così come visibile dalla figura estrapolata dal sito dell'INGV.

Name	Borbona-L'Aquila-Aremogna
Compiler(s)	Barba S.(1), Basili R.(1), Burrato P.(1), Fracassi U.(1), Kastelic V.(1), Tiberti M.M.(1), Valensise G.(1), Vannoli P.(1)
Contributor(s)	Barba S.(1), Basili R.(1), Burrato P.(1), Fracassi U.(1), Kastelic V.(1), Tiberti M.M.(1), Valensise G.(1), Vannoli P.(1)
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy
Created	08-Jan-2005
Updated	06-May-2010
Display map ...	
Related sources	ITIS003 ITIS015 ITIS131

PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER		QUALITY	EVIDENCE
Min depth [km]	2.0	LD	Based on geological data from various authors.
Max depth [km]	14.0	LD	Based on geological data from various authors.
Strike [deg] min... max	130...150	LD	Based on geological data from various authors.
Dip [deg] min... max	40...60	LD	Based on geological data from various authors.
Rake [deg] min... max	260...280	LD	Based on geological data from various authors.
Slip Rate [mm/y] min... max	0.1...1.0	EJ	Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
Max Magnitude [Mw]	6.5	OD	Derived from maximum magnitude of associated individual source(s).

LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;

Figura 19: Magnitudo di momento massima per l'area in esame (da DISS ver. 3)

La valutazione del fattore CRR da prove di misura della velocità delle onde S, V_s , è ricondotta ad un valore V_{s1} attraverso la relazione:

$$V_{s1} = C_V V_s$$

in cui C_V è un coefficiente di normalizzazione che assume la seguente espressione:

$$C_V = \left(\frac{p_A}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

e nel quale p_A rappresenta la pressione atmosferica e σ'_{v0} ha la sua stessa unità di misura. Il fattore C_V così calcolato non può superare il valore di 1.4.

Dal valore di V_{s1} , la resistenza alla liquefazione può essere ottenuta attraverso abachi di letteratura, ricavati dall'osservazione dei casi storici, nei quali sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione aventi equazione:

$$CRR = 0.022 \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{I}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{I}{V_{S1}^*} \right)$$

Il parametro V_{S1}^* rappresenta il valore di soglia della velocità delle onde di taglio normalizzata, V_{S1} , oltre il quale la liquefazione non avviene. Esso può essere valutato, in funzione della frazione di fine, FC, attraverso le seguenti relazioni:

per $FC \leq 5\%$ -> $V_{S1}^* = 215$ m/s;

per $5\% \leq FC \leq 35\%$ -> $V_{S1}^* = 215 - 0.5 (FC - 5)$ m/s;

per $FC > 35\%$ -> $V_{S1}^* = 200$ m/s;

L'equazione per stimare il CRR è valida per stati tensionali efficaci limitati; per tensioni efficaci superiori a 100kPa l'equazione che valuta la resistenza deve essere moltiplicata per un coefficiente correttivo K_σ :

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)$$

con $C_\sigma = 1 / (18,9 - 3,1 \cdot (\sigma'_{v0} / p_a)^{1,976}) \leq 0.3$.

Al fine di valutare il rischio complessivo di liquefazione del terreno lungo la verticale oggetto di studio si è valutato il potenziale di liquefazione, P_L , convenzionalmente esteso fino a - 20 m p.c.,

$$I_L = \sum_{i=1}^n I_{L-iesimo} = \sum_{i=1}^n FL \cdot w(z) \quad \text{dove} \quad n \text{ è il numero degli strati}$$

$$FL = \begin{cases} 0 & \text{se } FSL > 1 \\ 1 - FSL & \text{se } FSL < 1 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0,5 \cdot z$$

Gli approcci proposti da Iwasaki et al (1982) e Sonmez et al. (2003) si differenziano in funzione del valore raggiunto del potenziale di liquefazione; in particolare per il primo vale che se:

$PL = 0$	Non esiste un potenziale di rottura a liquefazione
$0 < PL \leq 5$	Il potenziale di rottura è basso
$5 < PL \leq 15$	Il potenziale di rottura è elevato
$PL > 15$	Il potenziale di rottura è estremamente elevato

mentre per il secondo la categoria del potenziale di liquefazione in funzione dell'indice è:

PL = 0	Non liquefacibile
$0 < PL \leq 2$	Basso
$2 < PL \leq 5$	Moderato
$5 < PL \leq 15$	Alto
PL > 15	Molto alto

Si riporta di seguito la verifica per il viadotto in esame.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Release: v2

OPERA: VIADOTTO FOSSO VETOIO E RAMPA

DATI DI PROGETTO:

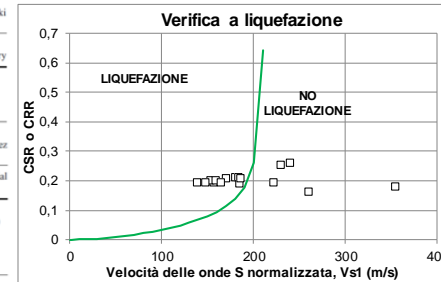
Profondità della falda	z_w	8	(m)
Magnitudo di momento attesadell'evento sismico	M_w	6,5	(-)
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,22	(-)
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1,00	(-)
Accelerazione sismica	a_q/g	0,331	(-)
Accelerazione sismica massima	a_{max}/g	0,404	(-)
Teoria per il calcolo di MSF	Idriss e Boulanger (2008)	MSF	1,301 (-)
Teoria per il calcolo di rd	Golesorkhi (1989)		
Teoria per il calcolo di CRR	Idriss e Boulanger (2004)		

Table 1 Liquefaction potential categories based on I_L (Iwasaki et al. 1982)

I_L	Liquefaction potential category
0	Very low
$0 < I_L \leq 5$	Low
$5 < I_L \leq 15$	High
$15 > I_L$	Very high

Table 2 Liquefaction potential classification proposed by Sommez (2003)

I_L	Liquefaction potential category
0	Non-liquefiable (based on $F_L \geq 1.2$)
$0 < I_L \leq 2$	Low
$2 < I_L \leq 5$	Moderate
$5 < I_L \leq 15$	High
$15 > I_L$	Very high



POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE SECONDO IWASAKI et al. (1982): **PL = 4,726 - BASSO**
 POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE SECONDO SONMEZ et al. (2003): **PL = 4,726 - MODERATO**

z	Litologia	Liquefacibile?	γ_n	γ_{sat}	V_s	FC	σ_v	σ'_{v0}	r_d	Cv	V_{s1}	V_{s1}^*	C σ	K σ	CSR	CSR _{7,5;Kσ}	CRR	FSL	ESITO (FSL \geq 1,25)	
0	L1						0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,0	L6	N	19,00	19,50	163,0		19,0	19,0	0,996	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,0	L6	N	19,00	19,50	233,0		38,0	38,0	0,982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,0	L6	N	19,00	19,50	222,0		57,0	57,0	0,967	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,0	L6	N	19,00	19,50	133,0		76,0	76,0	0,950	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,0	L6	N	19,00	19,50	289,0		95,0	95,0	0,932	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,0	L6	S	19,00	19,50	365,0		114,0	114,0	0,913	0,97	353,2	215,0	-0,05	1,01	0,240	0,183	-	-	-	NO LIQUEFAZIONE
7,0	L6	S	19,00	19,50	278,0		133,0	133,0	0,893	0,93	258,9	215,0	-0,71	1,10	0,235	0,164	-	-	-	NO LIQUEFAZIONE
8,0	L6	S	19,00	19,50	246,0	20%	152,0	152,0	0,873	0,90	221,6	207,5	0,25	0,89	0,229	0,197	-	-	-	NO LIQUEFAZIONE
9,0	L6	S	19,00	19,50	208,0	20%	171,5	161,5	0,852	0,89	184,5	207,5	0,12	0,94	0,237	0,193	0,183	0,95	-	LIQUEFAZIONE
10,0	L6	S	19,00	19,50	178,0	20%	191,0	171,0	0,830	0,87	155,7	207,5	0,09	0,95	0,243	0,196	0,094	0,48	-	LIQUEFAZIONE
11,0	L2	N	19,00	19,25	262,0		210,3	180,3	0,809	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12,0	L2	N	19,00	19,25	219,0		229,5	189,5	0,787	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,0	L4	N	12,00	13,50	181,0		243,0	193,0	0,766	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14,0	L4	N	12,00	13,50	177,0		256,5	196,5	0,744	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15,0	L6	S	19,00	19,50	215,0	20%	276,0	206,0	0,724	0,83	179,5	207,5	0,11	0,92	0,254	0,213	0,157	0,74	-	LIQUEFAZIONE
16,0	L6	S	19,00	19,50	205,0	20%	295,5	215,5	0,703	0,83	169,2	207,5	0,10	0,92	0,253	0,211	0,123	0,58	-	LIQUEFAZIONE
17,0	L6	S	19,00	19,50	224,0	20%	315,0	225,0	0,684	0,82	162,9	207,5	0,12	0,91	0,251	0,213	0,174	0,82	-	LIQUEFAZIONE
18,0	L6	S	19,00	19,50	283,0	20%	334,5	234,5	0,665	0,81	228,7	207,5	0,30	0,74	0,249	0,257	-	-	-	NO LIQUEFAZIONE
19,0	L6	S	19,00	19,50	231,0	20%	354,0	244,0	0,647	0,80	184,8	207,5	0,12	0,89	0,246	0,212	0,185	0,88	-	LIQUEFAZIONE
20,0	L6	S	19,00	19,50	192,0	20%	373,5	253,5	0,629	0,79	152,2	207,5	0,08	0,92	0,243	0,203	0,088	0,43	-	LIQUEFAZIONE
21,0	L6	S	19,00	19,50	202,0	20%	393,0	263,0	0,613	0,79	158,6	207,5	0,09	0,91	0,240	0,202	0,099	0,49	-	LIQUEFAZIONE
22,0	L6	S	19,00	19,50	177,0	20%	412,5	272,5	0,598	0,78	137,8	207,5	0,08	0,92	0,237	0,198	0,068	0,35	-	LIQUEFAZIONE
23,0	L6	S	19,00	19,50	191,0	20%	432,0	282,0	0,583	0,77	147,4	207,5	0,08	0,92	0,235	0,197	0,081	0,41	-	LIQUEFAZIONE
24,0	L6	S	19,00	19,50	312,0	20%	451,5	291,5	0,570	0,77	238,8	207,5	0,30	0,68	0,232	0,262	-	-	-	NO LIQUEFAZIONE
25,0	L6	S	19,00	19,50	215,0	20%	471,0	301,0	0,558	0,76	163,2	207,5	0,09	0,90	0,229	0,196	0,108	0,55	-	LIQUEFAZIONE
26,0	L5	N	19,00	19,50	508,0		490,5	310,5	0,546	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27,0	L5	N	19,00	19,50	444,0		510,0	320,0	0,536	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28,0	L5	N	19,00	19,50	326,0		529,5	329,5	0,527	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29,0	L5	N	19,00	19,50	432,0		549,0	339,0	0,519	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30,0	L5	N	19,00	19,50	767,0		568,5	348,5	0,513	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Come visibile dai tabulati di calcolo, per il Viadotto Fosso Vetoio il potenziale di liquefazione assume valore da basso a moderato in funzione dell'approccio scelto.

La problematica di liquefazione interessa, allo stato attuale delle conoscenze, solo le pile 6 e 7 ove si sono rinvenuti gli orizzonti sabbiosi molto umidi presenti a circa -15 m da p.c.

Da un'analisi critica delle considerazioni appena esposte, vista la complessità del fenomeno e la necessità di disporre di maggiori informazioni per una adeguata e realistica quantificazione degli effetti indotti nonché l'elevata profondità dello strato soggetto a liquefazione tale da poter avere una scarza influenza sulla risposta geotecnica delle fondazioni, si ritiene necessaria la realizzazione di ulteriori indagini integrative per i terreni liquefacibili da eseguirsi in fase di progettazione esecutiva.