

003.01.002_B

COMUNE DI SAN GIORGIO IN BOSCO
PROVINCIA DI PADOVA

PROGETTO ESECUTIVO

Opere di ampliamento del Cimitero di
Sant'Anna Morosina di San Giorgio in Bosco (PD)
1° stralcio esecutivo

CUP: _____

CIG: _____

RELAZIONE GEOLOGICA

Importi in euro

1	Importo esecuzione lavori	
2	Oneri per l'attuazione dei piani di sicurezza	
3	Totale appalto (1+2)	

Il responsabile del servizio

Il progettista

Il responsabile del procedimento

SOMMARIO

PREMESSA.....	3
INQUADRAMENTO DELL'AREA	4
Inquadramento Geologico	5
INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO	8
Ricostruzione stratigrafica	9
CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	11
Azione sismica.....	13
Scelta della strategia di progettazione	15
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI	16
Pressione ammissibile:.....	17
Stati Limite Ultimi.....	17
Cedimenti	20
VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	23
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	26

Allegati

Allegato 1: Prove penetrometriche statiche CPT

Allegato 2: Report delle verifiche geotecniche

Allegato 3: Verifica del rischio di liquefazione

PREMESSA

Per incarico del Committente è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica al fine di determinare le caratteristiche dei terreni ricadenti nell'area dove è previsto il progetto di ampliamento del cimitero della frazione Sant'Anna Morosina nel Comune di San Giorgio in Bosco (PD).

L'indagine è stata effettuata allo scopo di definire il modello geologico del sito attraverso la ricostruzione dei caratteri litostratigrafici, idrogeologici, geomorfologici e strutturali dell'area evidenziando, qualora presenti, gli elementi di pericolosità geologica del territorio. Il modello geologico ipotizzato è stato sottoposto a verifica tramite la realizzazione di indagini geognostiche in sito, che si sono svolte con le seguenti modalità:

- esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche (CPT) che hanno raggiunto la profondità di 10 m da p.c.; è stato utilizzato un Penetrometro Statico PAGANI modello TG63-200 cingolato, attrezzato con punta Begemann;
- esecuzione di n° 1 prova penetrometrica statica (CPT) che ha raggiunto la profondità di 5 m da p.c.; è stato utilizzato un Penetrometro Statico PAGANI modello TG63-200 cingolato, attrezzato con punta Begemann;
- rilievo della falda freatica.

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

- la caratterizzazione ai fini geotecnici della serie litostratigrafica;
- il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
- la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia:

- D.M. 14.01.08 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.
- Circ. Min. LL.PP. 2 febbraio 2009, n. 617 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" DI CUI AL D.M. 14 GENNAIO 20088.
- ORDINANZA n° 3274 del 20.03.03 – PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA.
- ORDINANZA DEL P.C.M. 28 APRILE 2006 N. 3519 – CRITERI GENERALI PER L'INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE SISMICHE E PER LA FORMAZIONE E L'AGGIORNAMENTO DEGLI ELENCHI DELLE MEDESIME ZONE;
- DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA DELLA REGIONE VENETO N. 96/CR DEL 7 AGOSTO 2006 – PROPOSTA DI ADOZIONE DEL PROVVEDIMENTO DI CUI ALLA SUDETTA O.P.C.M. N. 3519/06.

Inquadramento Geologico

L'area in esame è ubicata dal punto di vista geologico e geomorfologico nella cosiddetta fascia di media pianura veneta, in particolare in vicinanza del limite superiore della fascia delle risorgive.

La Pianura Veneta è costituita da depositi alluvionali e fluvioglaciali depositati in epoca quaternaria dai principali fiumi a valle del loro sbocco in pianura; in particolare, in questa porzione di territorio le alluvioni sono derivate dall'opera di trasporto e deposizione del Fiume Brenta che scorre alcuni km ad ovest della zona in esame.

L'alta pianura, rappresentata da una fascia larga da 5 a 20 km ai piedi dei rilievi pedemontani, è costituita da alluvioni ghiaiose e ghiaioso sabbiose di origine fluviale e fluvioglaciale praticamente indifferenziate fino al substrato roccioso, dello spessore anche di 300-400 metri; localmente si rinvengono anche sottili intercalazioni limoso-argillose e livelli ghiaiosi con diverso grado di cementazione.

Procedendo verso S e SE (media pianura) si assiste ad una progressiva diminuzione del materiale ghiaioso grossolano e ad un conseguente aumento dei litotipi sabbiosi a granulometria variabile da grossa a media di origine prevalentemente fluviale, alternati a sabbie argillose, limi e argille di origine marina. Il materasso dell'alta pianura e gran parte di quello della zona mediana del territorio è formato da una serie di grosse conoidi contigue, addentellate e parzialmente sovrapposte, depositate in seguito ad imponenti fenomeni di alluvionamento operati dai fiumi al loro sbocco in pianura. Non esistono nette linee di separazione tra di esse, anzi durante la formazione si sono più volte incrociate, sovrapposte, anastomizzate, a causa del mutare frequente del corso dei fiumi.

Il territorio di Sant'Anna Morosina si pone pertanto nella fascia di passaggio dai depositi ghiaiosi che costituiscono il materasso alluvionale indifferenziato al sistema multistrato della bassa pianura dove i livelli di materiali fini divengono via via prevalenti.

Dal punto di vista geologico i terreni presenti nel territorio di San Giorgio in Bosco, inserito nella media pianura veneta, sono pertanto di tipo alluvionale e derivano dalla deposizione di sedimenti in ambiente prevalentemente fluviale, nel caso di sabbie e sabbie limose, e da ambienti palustri o lagunari nel caso di argille e limi. La genesi e tipologia dei sedimenti presenti nel sottosuolo, comporta molto spesso una certa variabilità laterale dei depositi, che tendono ad interdigitarsi e sovrapporsi gli uni agli altri. Le sequenze stratigrafiche che vengono individuate possono pertanto risultare abbastanza differenti anche su aree di ridotta estensione.

Estratto Carta Geologica della Regione Veneto

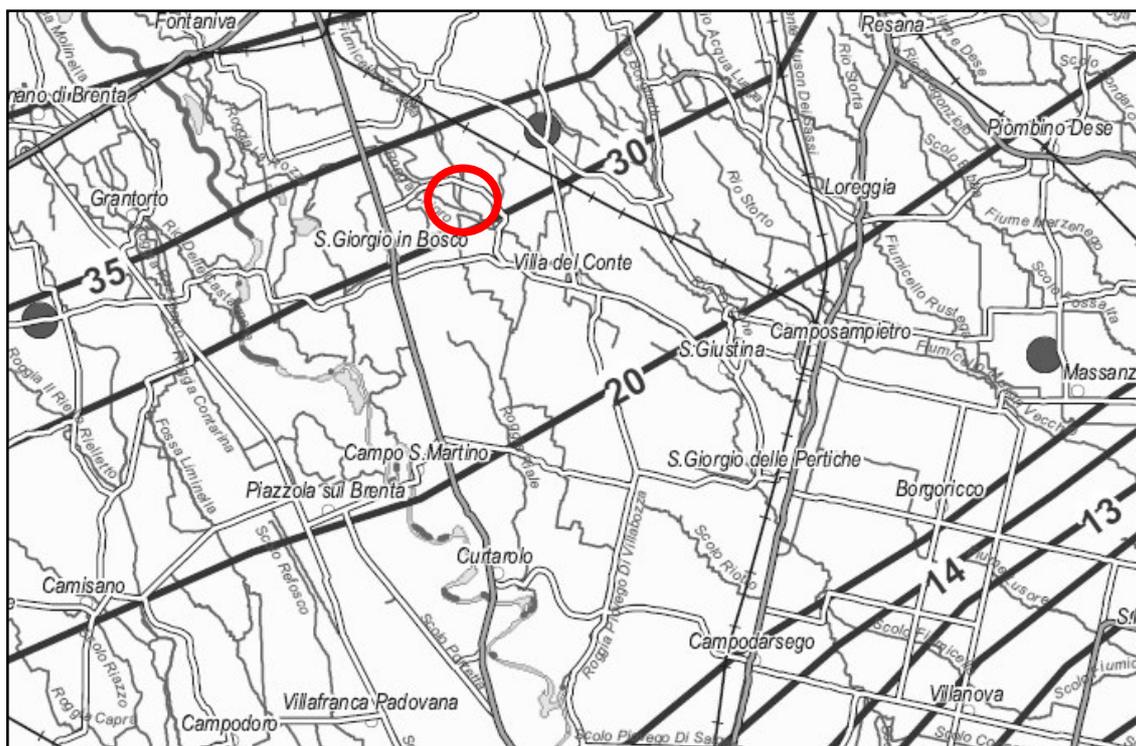


Dal punto di vista idrogeologico il sito indagato si inserisce all'interno di un'area caratterizzata da una particolare struttura idrogeologica.

La progressiva differenziazione stratigrafica del sottosuolo, nell'area della media pianura, da origine ad un sistema idrogeologico multifalde costituito da una falda freatica e da una serie di acquiferi confinati sovrapposti. Le fasce che definiscono l'alta, la media e la bassa pianura, hanno caratteristiche abbastanza omogenee e si susseguono da N a S dalle Prealpi al Mare Adriatico e si sviluppano in direzione subparallela rispetto al limite dei rilievi montuosi e all'attuale linea di costa e perpendicolarmente ai principali corsi d'acqua.

Da un punto di vista generale, l'area in esame si pone in posizione intermedia tra le isofreatiche 30 e 35 m s.l.m. (Carta idrogeologica della pianura – P.R.A.C. Regione Veneto); la falda superficiale presenta gradienti ridotti 0.4-0.8 ‰ e direzione generale di deflusso verso sud-est.

Estratto carta idrogeologica della pianura



L'elemento idrografico che caratterizza il territorio è il corso del Fiume Tergola che scorre immediatamente a sud-ovest del nucleo di Sant'Anna Morosina con andamento sinuoso e direzione prevalente NO-SE.

INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

Prova Penetrometrica Statica (C.P.T.)

La prova C.P.T. consiste nell'infingere nel terreno, ad una velocità costante pari a 2 cm/s, una punta conica standard (Tipo Begeman) **1)** sormontata da un manicotto di attrito laterale **2)**

La spinta necessaria viene trasmessa alla punta da un gruppo a pistoni idraulici che sviluppa una forza massima di 20 t, mediante una batteria di tubi ed aste.

Ogni 20 cm di avanzamento vengono misurati, mediante cella di carico a trasduzione digitale, i seguenti valori:

R_p resistenza di punta espressa in Kg/cm²

R_t resistenza totale (resistenza di punta e resistenza laterale) espressa in Kg/cm²

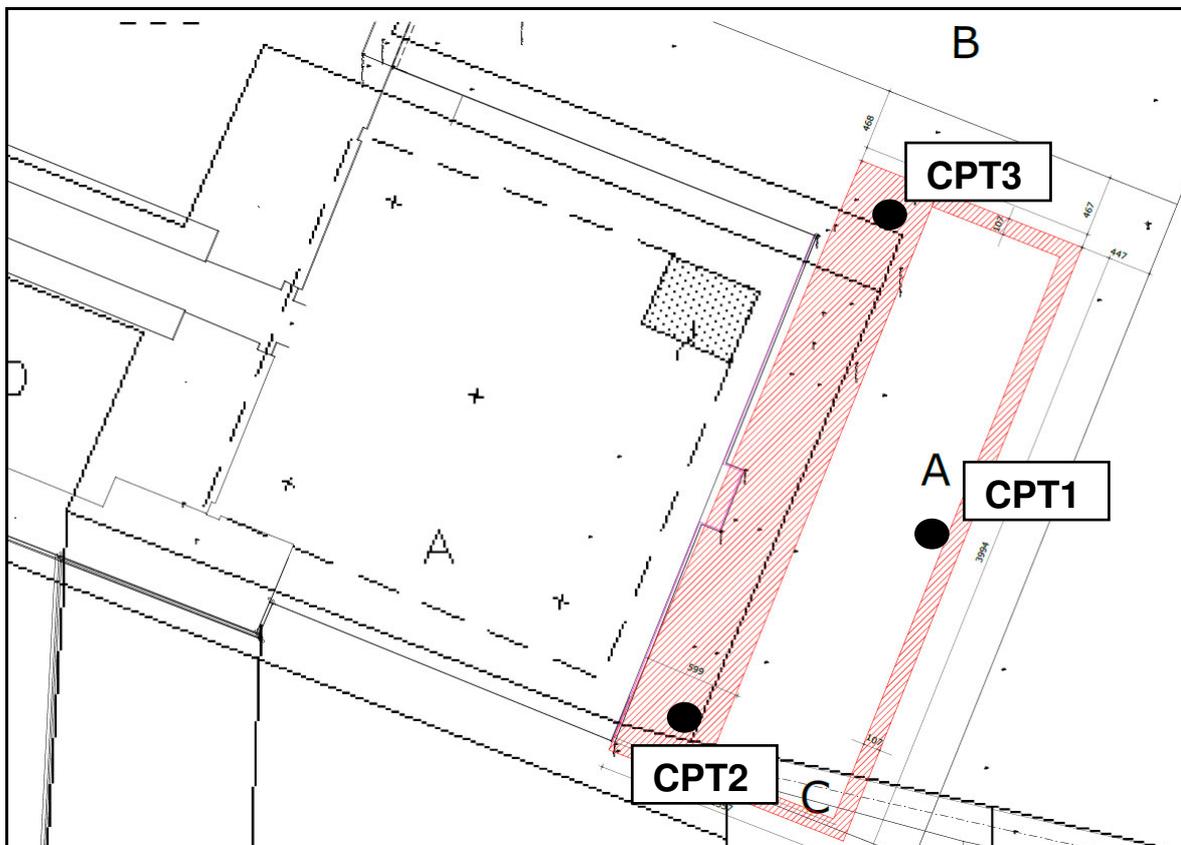


1)

L'elaborazione di questi dati permette di individuare la sequenza stratigrafica dei terreni attraversati e grazie a formule empiriche e correlazioni grafiche (Schmertmann) si possono ottenere con sufficiente attendibilità i parametri geotecnici necessari alla determinazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni.

A causa della distanza intercorrente fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale viene correlata, in fase di elaborazione con la corrispondente profondità di rilievo della R_p. L'intervallo di lettura può comportare talvolta, nel caso di terreni aventi stratificazione inferiore a 20 cm, la mancata individuazione di orizzonti potenzialmente rilevanti.

Planimetria generale ed ubicazione indagini



Ricostruzione stratigrafica

Le tabelle che seguono riportano l'interpretazione litologica ed i parametri geotecnici stimati dalle prove eseguite in sito. I parametri geotecnici forniti sono da considerarsi come dati medi, stimati sulla base delle elaborazioni eseguite e sulle conoscenze dei terreni dell'area. Per un maggior dettaglio si rimanda alle elaborazioni fornite in Allegato 1.

CPT1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 1,20	Argilla limosa e limo argilloso	-	0,7
1,20 – 3,40	Sabbia con elementi ghiaiosi	34	-
3,40 – 5,00	Ghiaia con sabbia	38	-

CPT2

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm²]
0,00 – 1,00	Argilla limosa e limo argilloso	-	0,7
1,00 – 6,00	Sabbia con elementi ghiaiosi	34	-
6,00 – 7,00	Argilla limosa e limo argilloso	-	0,5
7,00 – 7,60	Ghiaia con sabbia	38	-

CPT3

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm²]
0,00 – 1,20	Argilla limosa e limo argilloso	-	0,8
1,20 – 3,40	Sabbia con rari elementi ghiaiosi	32	-
3,40 – 6,00	Sabbia con ghiaia	35	-
6,00 – 6,80	Argilla limosa e limo argilloso	-	0,5
6,80 – 7,40	Ghiaia con sabbia	38	-

Al termine delle prove penetrometriche l'acqua in foro di indagine è stata rilevata ad una profondità di circa 0,65 – 0,75 m dal piano campagna locale.

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come riportato nel vigente D.M. 14 gennaio 2008), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In mancanza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Come si apprende dal sopra citato D.M., la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) è fortemente raccomandata, tuttavia la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi nella prova penetrometrica dinamica N_{SPT30} nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $C_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fine secondo le formule di seguito riportate.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{spt,30} = \frac{\sum_{i=1}^M h_i}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{N_{spt,i}}}$$

La coesione non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1}^K h_i}{\sum_{i=1}^K \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i	spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità
$V_{s,i}$	velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato
$N_{SPT,i}$	numero di colpi N_{SPT} nell'i-esimo strato
$C_{u,i}$	resistenza non drenata nell'i-esimo strato
N	numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità
M	numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità
K	numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fine, con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, non disponendo di misure dirette della velocità delle onde di taglio (V_s), si può procedere come segue:

- Determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli spessori di terreno a grana grossa.
- Determinare $Cu_{,30}$ limitatamente ai terreni a grana fine.
- Individuare le categorie di sottosuolo corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $Cu_{,30}$.
- Riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate

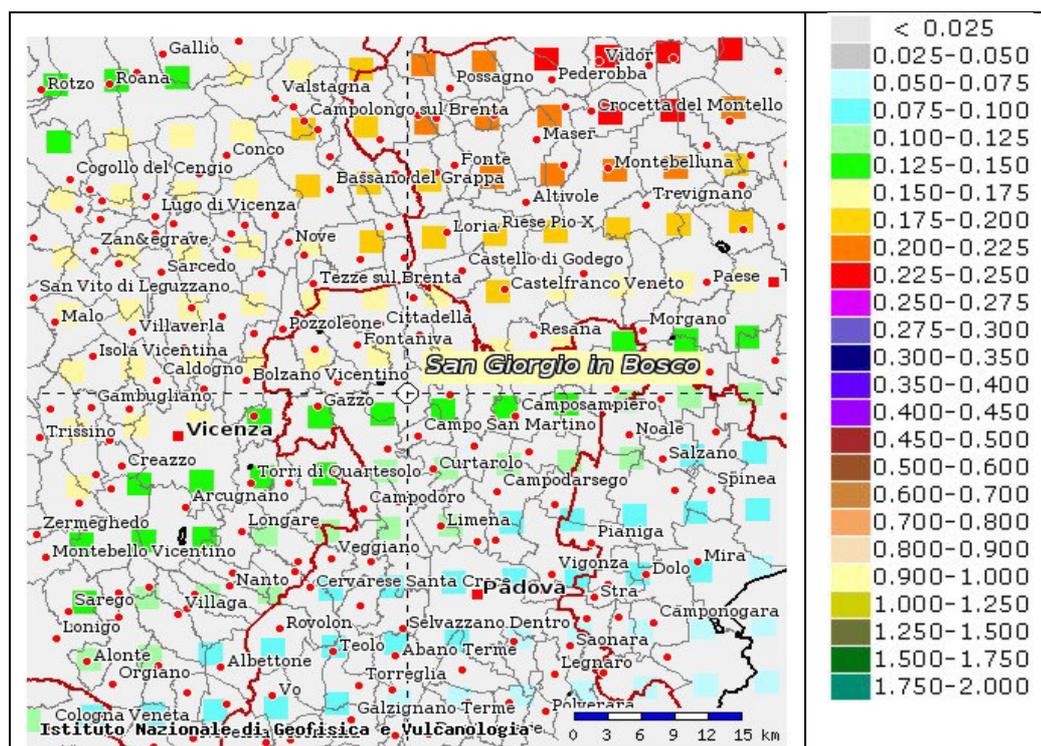
Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, così come richiesto dalla recente normativa, è stata pertanto assegnata al suolo di fondazione la **categoria sismica C**, sulla base anche delle conoscenze derivanti da indagini svolte dagli scriventi in aree limitrofe, che hanno raggiunto la profondità di 30 m.

A tale categoria appartengono *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 20 Marzo 2003 n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di Normative per le costruzioni in zona sismica", il Comune di San Giorgio in Bosco (PD) ricade in **zona sismica 3**.

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519 l'area in esame è caratterizzata da valori di accelerazione massima al suolo a_g , (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} >$ di 800 m/s) compresi fra 0,150 e 0,175 m/s.

La Regione del Veneto, con D.G.R. 71 del 22/01/2008, pur confermando per gli aspetti amministrativi la classificazione dei Comuni del Veneto di cui all'allegato I della D.C.R. 67/03, recepisce quanto stabilito dalla O.P.C.M. 3519/06 riguardo le calcolazioni, riferiti alle Norme Tecniche previgenti all'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008.



Estratto mappa sismica (OPCM 3519/2006)

Azione sismica

Nel D.M. 14/01/2008 l'obiettivo nei riguardi dell'azione sismica è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) ed in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella successiva tabella, nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U definito, al variare della classe d'uso.

La vita nominale V_N relativa al presente intervento di progetto è di 50 anni (tipo di costruzione 2 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale").

La classe d'uso utilizzata è:

Classe II: *“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.”*

A tale classe corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a 1,0.

In questo modo si ottiene un periodo di riferimento V_R di 50 anni.

Le forme degli spettri di risposta ai sensi delle NTC 2008 sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nota la vita di riferimento della costruzione V_R e la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili è possibile ricavare le corrispondenti azioni sismiche. Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni rappresenta il parametro caratterizzante la pericolosità sismica.

Esso è legato a P_{VR} e V_R dalla:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il sito di interesse ricade nel Comune di San Giorgio in Bosco (PD) e presenta le seguenti coordinate:

Coordinate	Datum ED50
Latitudine	45,610564
Longitudine	11,837825

In base a tali valori si ottengono i valori dei parametri precedentemente citati rappresentati nella successiva tabella per i vari periodi di ritorno.

T_R (anni)	a_g (g)	F₀ (-)	T_c (s)
30	0,039	2,540	0,241
50	0,054	2,474	0,256
72	0,065	2,470	0,267
101	0,077	2,425	0,278
140	0,090	2,398	0,286
201	0,105	2,400	0,294
475	0,149	2,420	0,307
975	0,198	2,426	0,317
2475	0,280	2,419	0,331

Valori a_g, F₀, T_c per vari periodi di ritorno T_R*

Scelta della strategia di progettazione

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO).

Stato Limite di Danno (SLD).

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite	PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R		T_R (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

Probabilità di superamento P_{VR} e periodo di ritorno T_R

I parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di riferimento corrispondenti agli stati limite considerati sono di seguito riportati in forma tabulare.

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	30	0,040	2,540	0,241
SLD	50	0,054	2,474	0,257
SLV	475	0,149	2,420	0,307
SLC	975	0,198	2,426	0,317

Valori a_g , F_0 , T_c^ per i diversi stati limite*

La scelta dello stato limite da utilizzare dipenderà dalle verifiche che il progettista intenderà eseguire.

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI

Di seguito si propone il calcolo della capacità portante con il metodo della pressione ammissibile e la verifica allo stato limite ultimo (SLU) di tipo geotecnico (GEO).

Si utilizza la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

C_u : coesione non drenata (Kg/cm²);

γ_1 : peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione (Kg/cm³);

γ_2 : peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (Kg/cm³);

D: profondità minima di posa della fondazione (m);

N_c , N_q , N_γ : fattori di capacità portante adimensionali;

s_c , s_q , s_γ : fattori di forma;

d_c , d_q , d_γ : fattori di correzione per l'approfondimento;

i_c , i_q , i_γ : fattori correttivi per carichi inclinati;

b_c , b_q , b_γ : fattori correttivi per l'inclinazione della fondazione;

g_c , g_q , g_γ : fattori correttivi fondazioni su pendio.

Viste le strutture in progetto le verifiche ed i calcoli della capacità portante vengono condotti per l'ipotesi di fondazione a platea seminterrata per la costruzione dei nuovi loculi e fondazione di tipo continuo (trave rovescia) per il nuovo muro di recinzione sul lato est.

Si riporta di seguito una sezione di progetto.

Le verifiche sono basate sul modello geotecnico medio desunto dalle indagini in sito, tenuto conto che allo stato attuale (esecuzione indagini) i terreni risultano ribassati rispetto allo stato futuro di progetto mediamente di 50 cm.

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

In particolare, nel presente elaborato, si è considerato l'**approccio 2**:

		Rd (kg/cm ²)	Rd (kN/m ²)
Platea seminterrata	A1+M1+R3	4,04	396,43
Fondazione continua	A1+M1+R3	2,30	225,47

Di seguito viene proposto il valore di capacità portante per ciascuna ipotesi, determinato tenendo conto dell'azione sismica ed in particolare si considera lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV.

Gli effetti del sisma di progetto vengono introdotti nel calcolo della Q_{lim} mediante l'introduzione dei fattori correttivi "z" determinati con le seguenti formule proposte dagli autori Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove

k_h : coefficiente sismico orizzontale;

ϕ : angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Per il calcolo del coefficiente k_h il software utilizza le relazioni proposte nelle NTC 2008 dove:

$$k_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

Si evidenzia come essi entrino in gioco solamente nel caso di terreni di fondazione prevalentemente incoerenti e quindi nel caso di verifiche condotte in condizioni drenate.

In particolare, nel presente elaborato, si è considerato l'**approccio 2**:

		Rd sisma (kg/cm²)	Rd sisma (kN/m²)
Platea seminterrata	A1+M1+R3	3,29	322,52
Fondazione continua	A1+M1+R3	2,30	225,47

I report dettagliati di tutte le verifiche condotte sono riportati in Allegato 2.

Le opere previste devono essere verificate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale, ovvero sia in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni, che in relazione alle prestazioni attese.

Le opportune e necessarie verifiche dovranno pertanto essere eseguite, in sede di progettazione geotecnica, sulla base di dati dettagliati e specifici, relativi alle azioni di progetto ed ai requisiti prestazionali.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti in terreni coesivi con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H₀ spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico *M*.

Per il calcolo dei cedimenti in terreni granulari incoerenti si adotta il metodo proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a **4B**, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a **2B** per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di **I_z** si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

B/2 per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale:

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo **E** viene assunto pari a **2.5 q_c** per fondazioni circolari o quadrate e a **3.5 q_c** per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di **L/B**.

Il termine **q_c** che interviene nella determinazione di **E** rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti **C₁** e **C₂** sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

Il cedimento complessivo viene calcolato sommando i contributi dei singoli strati calcolati con i due metodi sopra esposti

$$S = \sum \Delta S_i$$

Nell'ipotesi della platea verificata i cedimenti risultano di circa 9 mm, considerando un carico d'esercizio pari a 60 kN/m².

Nell'ipotesi di fondazione continua i cedimenti risultano di circa 27 mm, considerando un carico d'esercizio pari a 150 kN/m².

I report dettagliati di tutte le verifiche condotte sono riportati in Allegato 2.

VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

In base alle direttive precedentemente citate deve essere verificata, per i terreni di fondazione nell'area in esame, la suscettibilità alla liquefazione.

Questo fenomeno comporta una diminuzione di resistenza al taglio, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$F_s = \frac{R}{T} MSF$$

dove:

R = resistenza al taglio mobilitabile nello strato.

T = sforzo tagliente indotto dal sisma.

MSF = Magnitudo Scaling Factor

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto), mentre R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con la prova penetrometrica statica.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata R , la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio V_s .

Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

Tabella 1 Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Il metodo di calcolo del potenziale di liquefazione adottato è quello di Robertson e Wride, che utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo IC che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(1a) I_c = \left[(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$(1b) Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$(1c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100$$

dove :

q_c è la resistenza alla punta misurata

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{vo}

f_s è l'attrito del manicotto

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_C con la (1a). Se $I_C > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile. Se $I_C \leq 2,6$, significa che l'ipotesi assunta è errata e I_C deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2) Q = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$.

Se è ancora $I_C \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare. Se invece $I_C > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_C deve essere nuovamente ricalcolato con la (1a) ponendo $n = 0,75$.

Un deposito che possiede $F_s \geq 1,25$ ha un rischio di liquefazione assente, se F_s è compreso tra 1,0 e 1,25 la liquefazione è possibile mentre per $F_s < 1$ la liquefazione è molto probabile.

Nel caso in esame, considerando un'accelerazione sismica massima pari a 0,221 g l'elaborazione effettuata sugli strati incoerenti ha dimostrato che non sono a rischio di liquefazione.

In Allegato 3 vengono riportati la tabella riassuntiva dei risultati ottenuti ed il relativo grafico.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: Esecuzione della prova CPT1



Foto 2: Esecuzione della prova CPT2



Foto 3: Esecuzione della prova CPT3

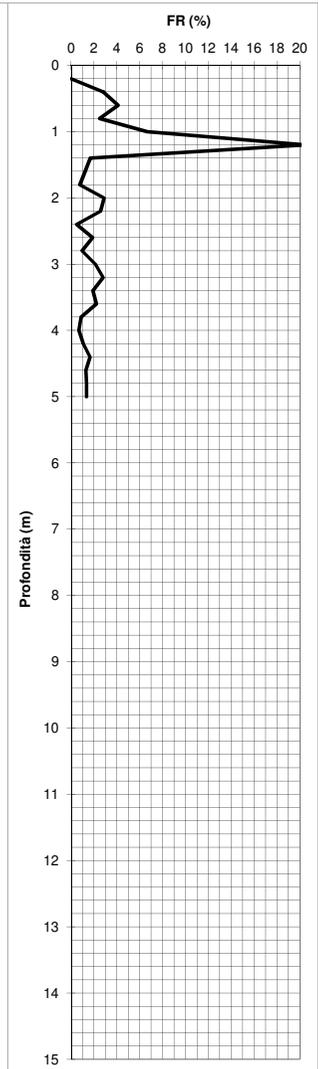
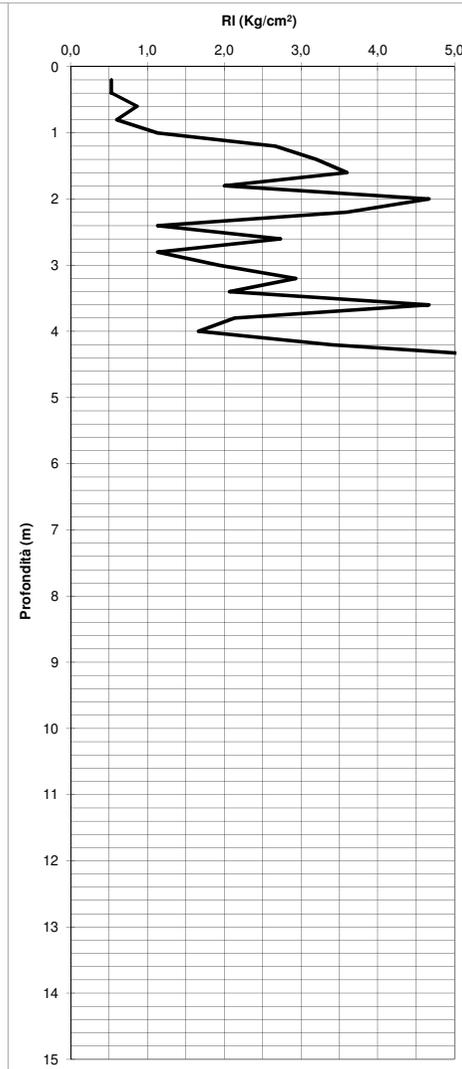
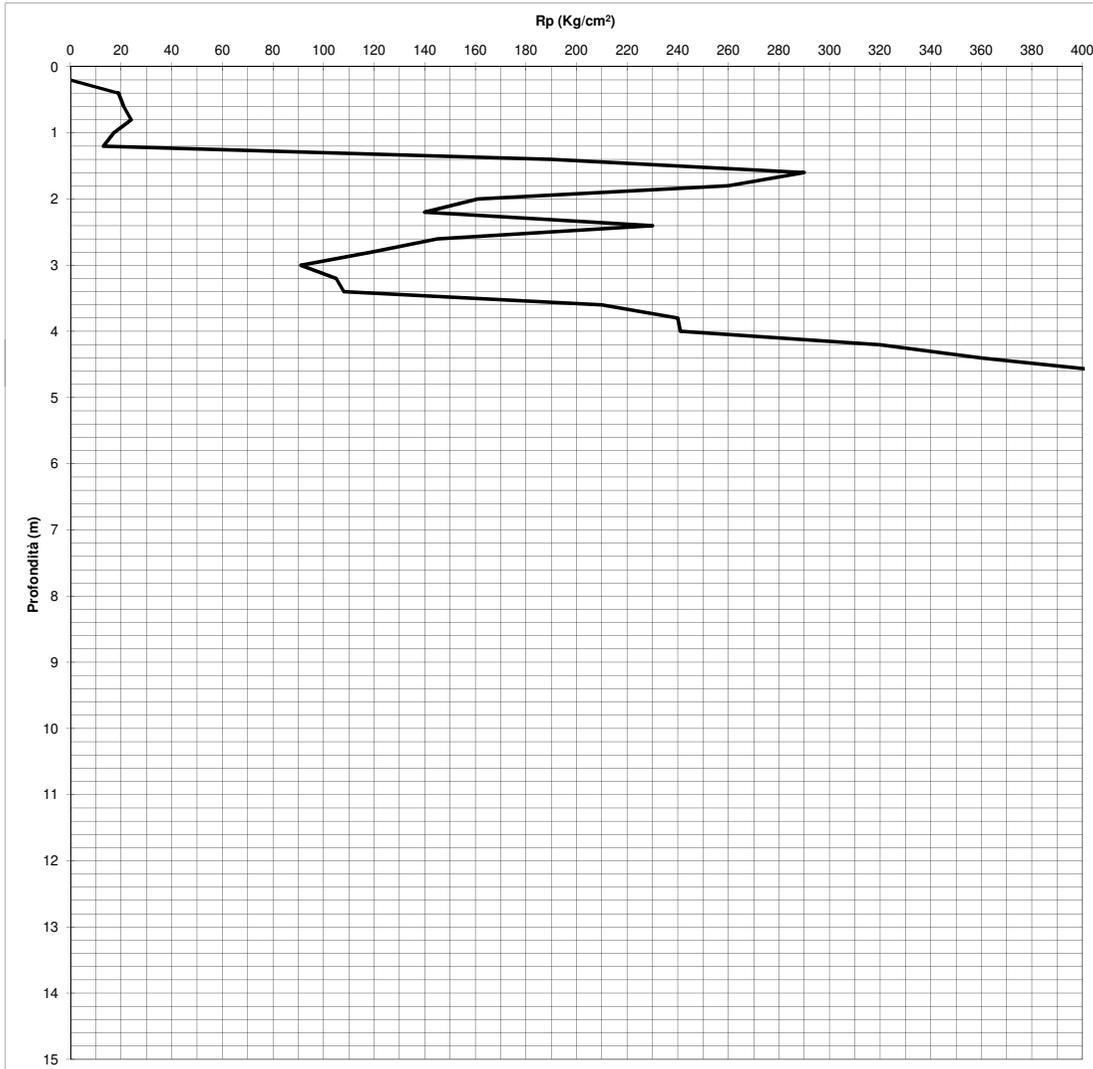
Allegato 1

Prove penetrometriche statiche

COMMITTENTE: Comune di San Giorgio in Bosco CANTIERE: via Montegrappa c/o cimitero LOCALITA': Loc. Sant'Anna Morosina, San Giorgio in Bosco (PD) RESPONSABILE DI SITO: <i>Dr. Geol. Francesco Morbin</i> ATTREZZATURA: TG 63-200 con punta Begemann	QUOTA P.C.: - m s.l.m. QUOTA FALDA: 0,70 m da p.c. DIRETTORE DI LABORATORIO: <i>Dott. Francesco Morbin</i> DATA INIZIO: 24/02/2015	Prova n° CPT1 DATA FINE: 24/02/2015
---	--	---

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: - COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. - N Long. - E INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo - m Prof. Finale 5,0 OPERATORE: Massimiliano Mengato ANOMALIE RISCOSTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 15/12/2010



Servizi Geologici s.a.s. - Via Busiago, 106/2 Marsango di Campo San Martino (PD) - Tel. 049 9620033 - info@servizigeologici.it

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: Comune di San Giorgio in Bosco **Prova n.°:** CPT1
Cantiere: via Montegrappa c/o cimitero **Certificato N°:** 0037/15
Località: Loc. Sant'Anna Morosina, San Giorgio in Bosco (PD)
Data: 24/02/2015 **Operatore:** Massimiliano Mengato

Penetrometro statico tipo PAGANI da 12 t (con anello allargatore) attrezzato con punta meccanica tipo "Begemann"
 Diametro = 35,7 mm; Angolo apertura: 60°; Ap= 10 cm²; At= 20 cm²; Am= 150 cm²;
 Velocità di avanzamento= 2 cm/s

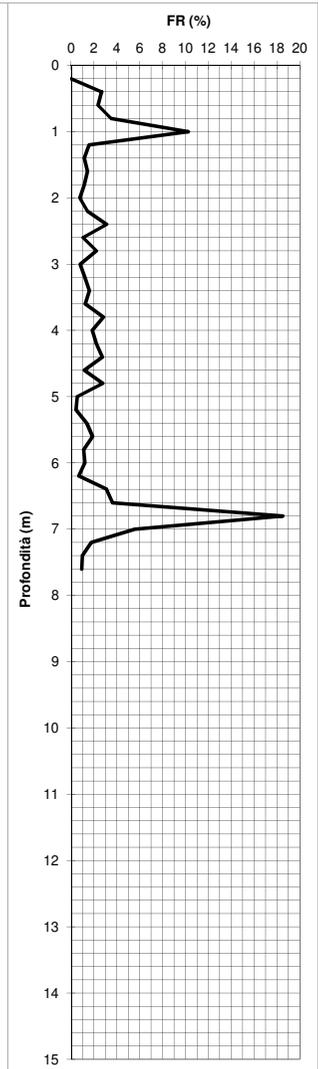
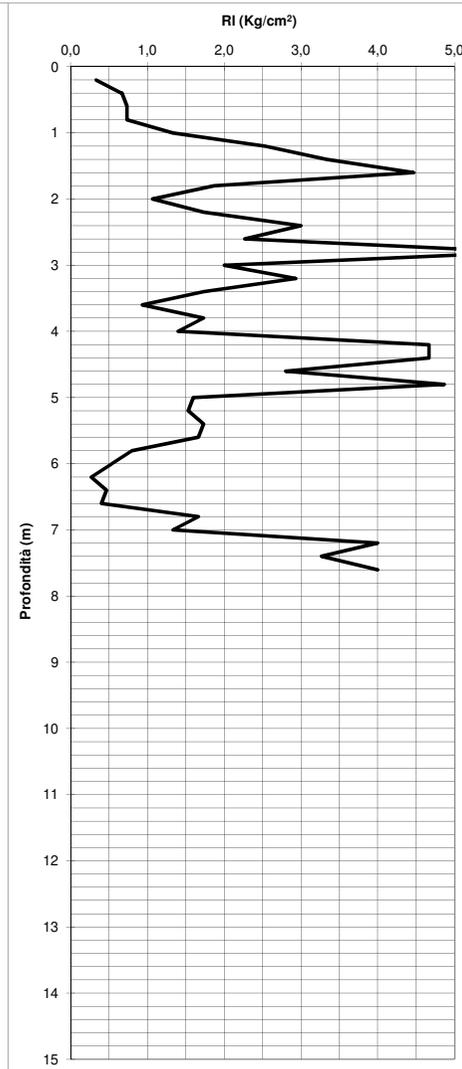
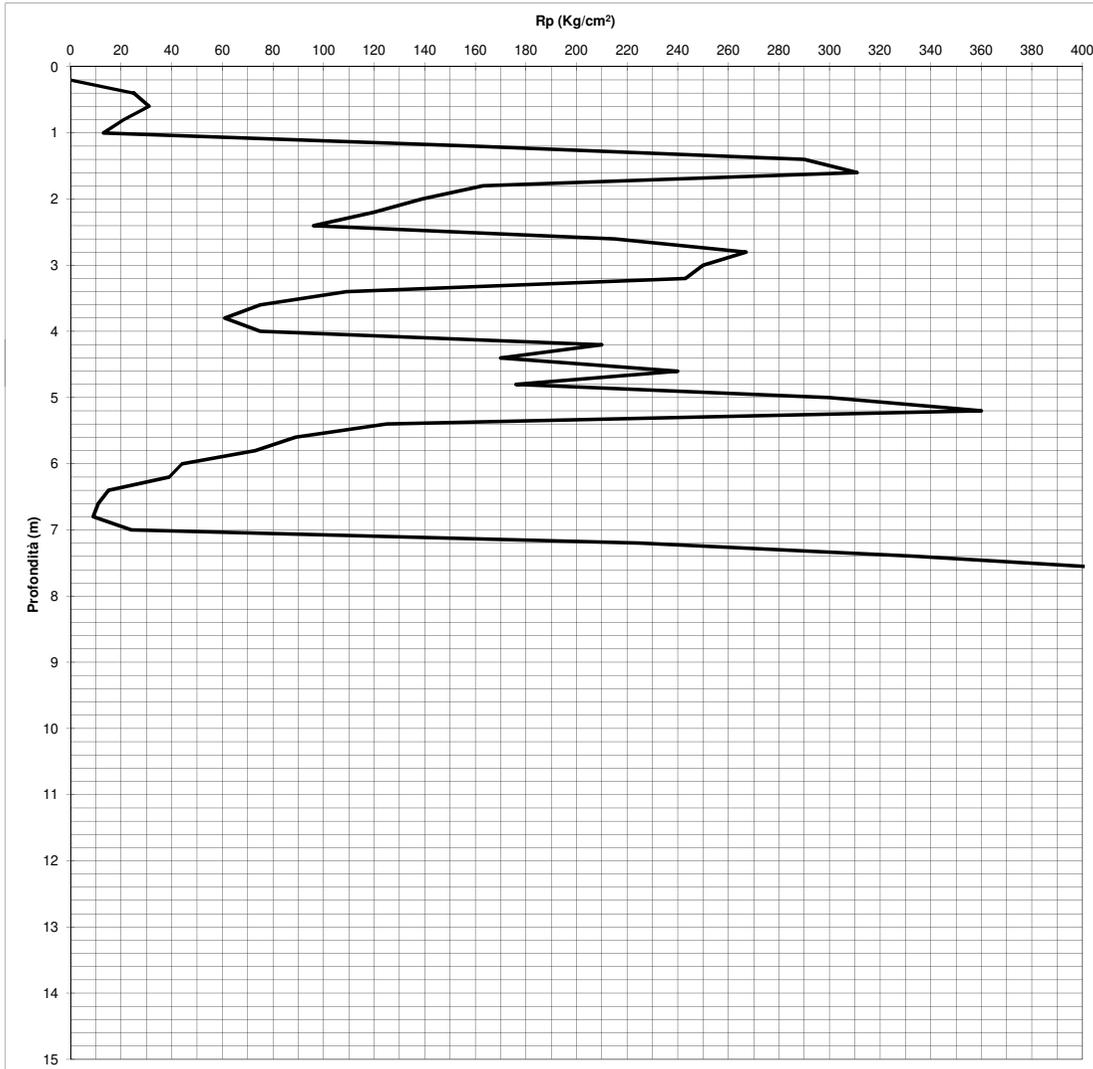
LETTURE STRUMENTALI

Prof. (m)	Rp (kg/cm ²)	R _{tot} (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI	FR (%)
0,2	-	-	-	0,53	-	-
0,4	19,00	27,00	19,00	0,53	35,63	2,81
0,6	21,00	29,00	21,00	0,87	24,23	4,13
0,8	24,00	37,00	24,00	0,60	40,00	2,50
1	17,00	26,00	17,00	1,13	15,00	6,67
1,2	13,00	30,00	13,00	2,67	4,88	20,51
1,4	190,00	230,00	190,00	3,20	59,38	1,68
1,6	290,00	338,00	290,00	3,60	80,56	1,24
1,8	260,00	314,00	260,00	2,00	130,00	0,77
2	161,00	191,00	161,00	4,67	34,50	2,90
2,2	140,00	210,00	140,00	3,60	38,89	2,57
2,4	230,00	284,00	230,00	1,13	202,94	0,49
2,6	145,00	162,00	145,00	2,73	53,05	1,89
2,8	119,00	160,00	119,00	1,13	105,00	0,95
3	91,00	108,00	91,00	1,93	47,07	2,12
3,2	105,00	134,00	105,00	2,93	35,80	2,79
3,4	108,00	152,00	108,00	2,07	52,26	1,91
3,6	210,00	241,00	210,00	4,67	45,00	2,22
3,8	240,00	310,00	240,00	2,13	112,50	0,89
4	241,00	273,00	241,00	1,67	144,60	0,69
4,2	320,00	345,00	320,00	3,40	94,12	1,06
4,4	360,00	411,00	360,00	6,00	60,00	1,67
4,6	410,00	500,00	410,00	5,33	76,88	1,30
4,8	420,00	500,00	420,00	5,67	74,12	1,35
5	415,00	500,00	415,00	5,67	73,19	1,37

COMMITTENTE: Comune di San Giorgio in Bosco CANTIERE: via Montegrappa c/o cimitero LOCALITA': Loc. Sant'Anna Morosina, San Giorgio in Bosco (PD) RESPONSABILE DI SITO: <i>Dr. Geol. Francesco Morbin</i> ATTREZZATURA: TG 63-200 con punta Begemann	QUOTA P.C.: - m s.l.m. QUOTA FALDA: 0,75 m da p.c. DIRETTORE DI LABORATORIO: <i>Dott. Francesco Morbin</i> DATA INIZIO: 24/02/2015	Prova n° CPT2 DATA FINE: 24/02/2015
---	--	---

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: -
COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. - N Long. - E
INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo - m Prof. Finale 7,6
OPERATORE: Massimiliano Mengato
ANOMALIE RISCOSTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 15/12/2010



Servizi Geologici s.a.s. - Via Busiago, 106/2 Marsango di Campo San Martino (PD) - Tel. 049 9620033 - info@servizigeologici.it

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: Comune di San Giorgio in Bosco **Prova n.°:** CPT2
Cantiere: via Montegrappa c/o cimitero **Certificato N°:** 0038/15
Località: Loc. Sant'Anna Morosina, San Giorgio in Bosco (PD)
Data: 24/02/2015 **Operatore:** Massimiliano Mengato

Penetrometro statico tipo PAGANI da 12 t (con anello allargatore) attrezzato con punta meccanica tipo "Begemann"
 Diametro = 35,7 mm; Angolo apertura: 60°; Ap= 10 cm²; At= 20 cm²; Am= 150 cm²;
 Velocità di avanzamento= 2 cm/s

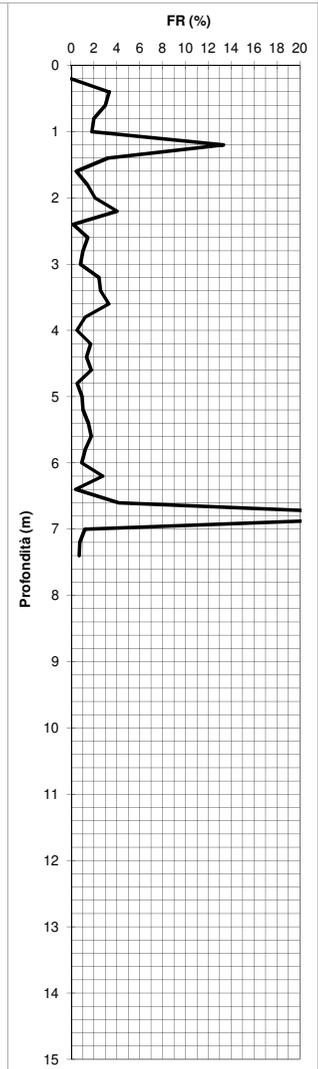
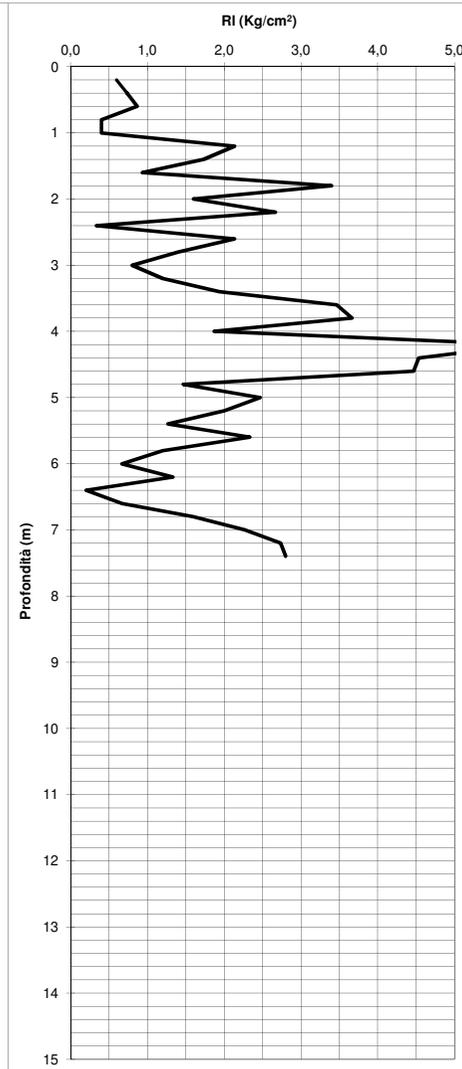
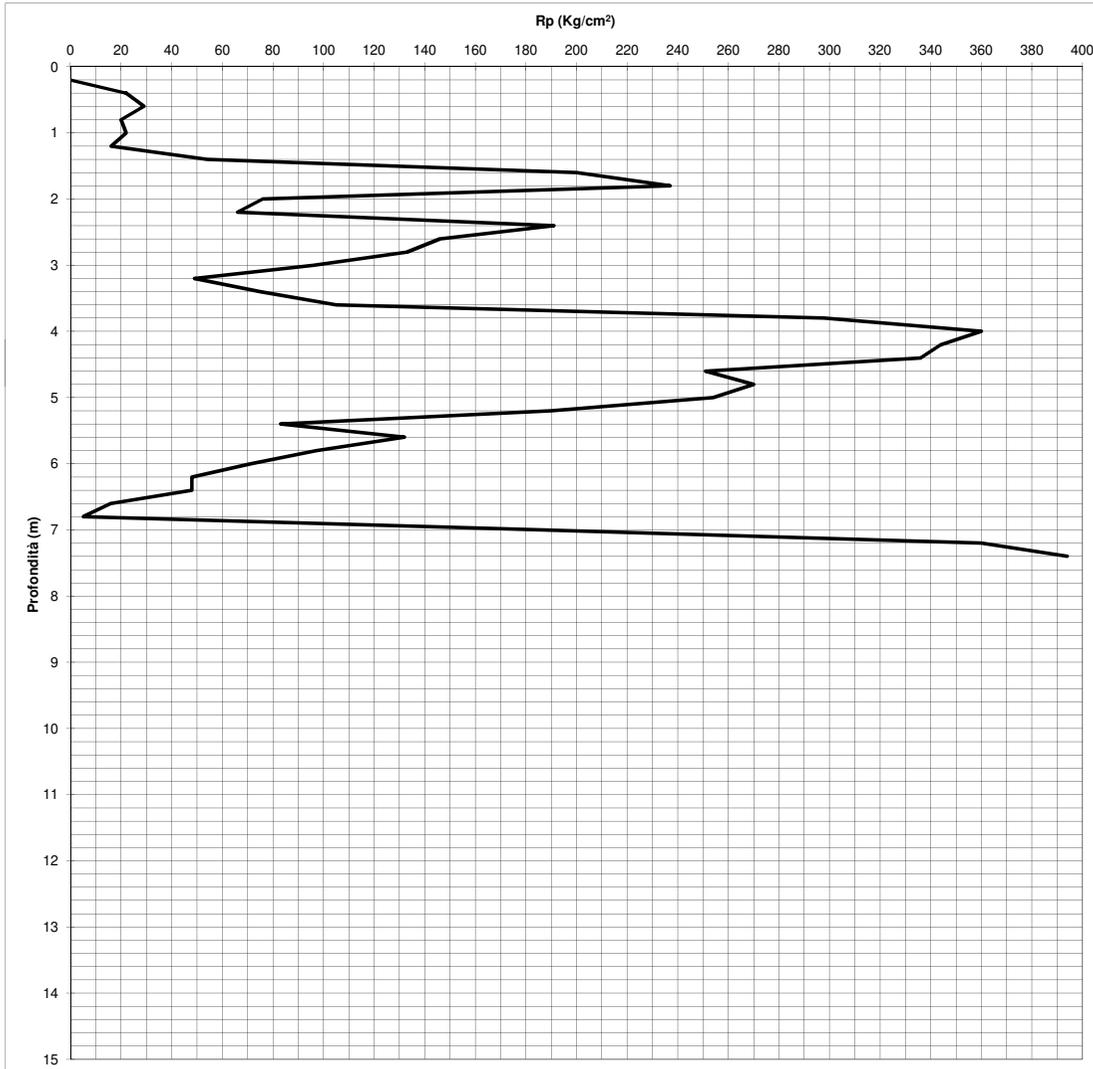
LETTURE STRUMENTALI

Prof. (m)	Rp (kg/cm ²)	R _{tot} (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI	FR (%)
0,2	-	-	-	0,33	-	-
0,4	25,00	30,00	25,00	0,67	37,50	2,67
0,6	31,00	41,00	31,00	0,73	42,27	2,37
0,8	21,00	32,00	21,00	0,73	28,64	3,49
1	13,00	24,00	13,00	1,33	9,75	10,26
1,2	160,00	180,00	160,00	2,53	63,16	1,58
1,4	290,00	328,00	290,00	3,33	87,00	1,15
1,6	311,00	361,00	311,00	4,47	69,63	1,44
1,8	163,00	230,00	163,00	1,87	87,32	1,15
2	139,00	167,00	139,00	1,07	130,31	0,77
2,2	120,00	136,00	120,00	1,73	69,23	1,44
2,4	96,00	122,00	96,00	3,00	32,00	3,13
2,6	215,00	260,00	215,00	2,27	94,85	1,05
2,8	267,00	301,00	267,00	5,93	45,00	2,22
3	250,00	339,00	250,00	2,00	125,00	0,80
3,2	243,00	273,00	243,00	2,93	82,84	1,21
3,4	109,00	153,00	109,00	1,73	62,88	1,59
3,6	75,00	101,00	75,00	0,93	80,36	1,24
3,8	61,00	75,00	61,00	1,73	35,19	2,84
4	75,00	101,00	75,00	1,40	53,57	1,87
4,2	210,00	231,00	210,00	4,67	45,00	2,22
4,4	170,00	240,00	170,00	4,67	36,43	2,75
4,6	240,00	310,00	240,00	2,80	85,71	1,17
4,8	176,00	218,00	176,00	4,87	36,16	2,77
5	300,00	373,00	300,00	1,60	187,50	0,53
5,2	360,00	384,00	360,00	1,53	234,78	0,43
5,4	125,00	148,00	125,00	1,73	72,12	1,39
5,6	89,00	115,00	89,00	1,67	53,40	1,87
5,8	73,00	98,00	73,00	0,80	91,25	1,10
6	44,00	56,00	44,00	0,53	82,50	1,21
6,2	39,00	47,00	39,00	0,27	146,25	0,68
6,4	15,00	19,00	15,00	0,47	32,14	3,11
6,6	11,00	18,00	11,00	0,40	27,50	3,64
6,8	9,00	15,00	9,00	1,67	5,40	18,52
7	24,00	49,00	24,00	1,33	18,00	5,56
7,2	225,00	245,00	225,00	4,00	56,25	1,78
7,4	334,00	394,00	334,00	3,27	102,24	0,98
7,6	423,00	472,00	423,00	4,00	105,75	0,95

COMMITTENTE: Comune di San Giorgio in Bosco CANTIERE: via Montegrappa c/o cimitero LOCALITA': Loc. Sant'Anna Morosina, San Giorgio in Bosco (PD) RESPONSABILE DI SITO: <i>Dr. Geol. Francesco Morbin</i> ATTREZZATURA: TG 63-200 con punta Begemann	QUOTA P.C.: - m s.l.m. QUOTA FALDA: 0,65 m da p.c. DIRETTORE DI LABORATORIO: <i>Dott. Francesco Morbin</i> DATA INIZIO: 24/02/2015	Prova n° CPT3 DATA FINE: 24/02/2015
---	--	---

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: -
COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. - N Long. - E
INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo - m Prof. Finale 7,4
OPERATORE: Massimiliano Mengato
ANOMALIE RISCOSTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 15/12/2010



Servizi Geologici s.a.s. - Via Busiago, 106/2 Marsango di Campo San Martino (PD) - Tel. 049 9620033 - info@serviziageologici.it

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: Comune di San Giorgio in Bosco **Prova n.°:** CPT3
Cantiere: via Montegrappa c/o cimitero **Certificato N°:** 0039/15
Località: Loc. Sant'Anna Morosina, San Giorgio in Bosco (PD)
Data: 24/02/2015 **Operatore:** Massimiliano Mengato

Penetrometro statico tipo PAGANI da 12 t (con anello allargatore) attrezzato con punta meccanica tipo "Begemann"
 Diametro = 35,7 mm; Angolo apertura: 60°; Ap= 10 cm²; At= 20 cm²; Am= 150 cm²;
 Velocità di avanzamento= 2 cm/s

LETTURE STRUMENTALI

Prof. (m)	Rp (kg/cm ²)	R _{tot} (kg/cm ²)	Rp (kg/cm ²)	RI (kg/cm ²)	Rp/RI	FR (%)
0,2	-	-	-	0,60	-	-
0,4	22,00	31,00	22,00	0,73	30,00	3,33
0,6	29,00	40,00	29,00	0,87	33,46	2,99
0,8	20,00	33,00	20,00	0,40	50,00	2,00
1	22,00	28,00	22,00	0,40	55,00	1,82
1,2	16,00	22,00	16,00	2,13	7,50	13,33
1,4	54,00	86,00	54,00	1,73	31,15	3,21
1,6	200,00	226,00	200,00	0,93	214,29	0,47
1,8	237,00	251,00	237,00	3,40	69,71	1,43
2	76,00	127,00	76,00	1,60	47,50	2,11
2,2	66,00	90,00	66,00	2,67	24,75	4,04
2,4	191,00	231,00	191,00	0,33	573,00	0,17
2,6	146,00	151,00	146,00	2,13	68,44	1,46
2,8	133,00	165,00	133,00	1,40	95,00	1,05
3	96,00	117,00	96,00	0,80	120,00	0,83
3,2	49,00	61,00	49,00	1,20	40,83	2,45
3,4	75,00	93,00	75,00	1,93	38,79	2,58
3,6	105,00	134,00	105,00	3,47	30,29	3,30
3,8	298,00	350,00	298,00	3,67	81,27	1,23
4	360,00	415,00	360,00	1,87	192,86	0,52
4,2	344,00	372,00	344,00	5,93	57,98	1,72
4,4	336,00	425,00	336,00	4,53	74,12	1,35
4,6	251,00	319,00	251,00	4,47	56,19	1,78
4,8	270,00	337,00	270,00	1,47	184,09	0,54
5	254,00	276,00	254,00	2,47	102,97	0,97
5,2	190,00	227,00	190,00	2,00	95,00	1,05
5,4	83,00	113,00	83,00	1,27	65,53	1,53
5,6	132,00	151,00	132,00	2,33	56,57	1,77
5,8	97,00	132,00	97,00	1,20	80,83	1,24
6	71,00	89,00	71,00	0,67	106,50	0,94
6,2	48,00	58,00	48,00	1,33	36,00	2,78
6,4	48,00	68,00	48,00	0,20	240,00	0,42
6,6	16,00	19,00	16,00	0,67	24,00	4,17
6,8	5,00	15,00	5,00	1,60	3,13	32,00
7	186,00	210,00	186,00	2,27	82,06	1,22
7,2	360,00	394,00	360,00	2,73	131,71	0,76
7,4	394,00	435,00	394,00	2,80	140,71	0,71

Allegato 2

Report delle verifiche geotecniche

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI TIPO PLATEA

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	3,25 m
Lunghezza fondazione	39,0 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Altezza di incastro	1,5 m
Profondità falda	0,65

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,221
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,053
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1782

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,38	2,54	0,24
S.L.D.	50,0	0,53	2,47	0,26
S.L.V.	475,0	1,46	2,42	0,31
S.L.C.	975,0	1,94	2,43	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,57	0,2	0,0116	0,0058
S.L.D.	0,795	0,2	0,0162	0,0081
S.L.V.	2,1664	0,24	0,053	0,0265
S.L.C.	2,7384	0,24	0,067	0,0335

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,5	18,5	20,5	0,0	0	0,0	0,0	70,0	4500,0	4900,0	0,45	0,005	0,004
2,2	18,0	20,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	18000,0	0,0	0,45	0,0	0,0
2,6	19,0	20,5	35,0	35	0,0	0,0	0,0	40000,0	0,0	0,45	0,0	0,0
0,8	18,5	20,5	0,0	0	0,0	0,0	50,0	4000,0	4200,0	0,0	0,005	0,004
4,0	19,0	21,0	38,0	38	0,0	0,0	0,0	50000,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carico limite

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni e	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	3	3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	911,78 kN/m ²
Resistenza di progetto	303,93 kN/m ²
=====	

A1+M1+R3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	911,78 kN/m ²
Resistenza di progetto	396,43 kN/m ²
=====	

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,18
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,49
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	741,79 kN/m ²
Resistenza di progetto	322,52 kN/m ²

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	60,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Cedimento totale	0,7 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,6	0	0	Schmertmann	0,12	0,05	0,16
3	5	0	0	Schmertmann	0,11	0,04	0,15
4	6,7	75,618	14,52	Edometrico	0,28	--	0,28
5	9,1	0	0	Schmertmann	0,08	0,03	0,11

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI DI TIPO CONTINUO

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,7 m
Lunghezza fondazione	39,0 m
Profondità piano di posa	0,7 m
Altezza di incastro	0,7 m
Profondità falda	0,65

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,221
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,053
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1782

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,38	2,54	0,24
S.L.D.	50,0	0,53	2,47	0,26
S.L.V.	475,0	1,46	2,42	0,31
S.L.C.	975,0	1,94	2,43	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,57	0,2	0,0116	0,0058
S.L.D.	0,795	0,2	0,0162	0,0081
S.L.V.	2,1664	0,24	0,053	0,0265
S.L.C.	2,7384	0,24	0,067	0,0335

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,5	18,5	20,5	0,0	0	0,0	0,0	70,0	4500,0	4900,0	0,45	0,005	0,004
2,2	18,0	20,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	18000,0	0,0	0,45	0,0	0,0
2,6	19,0	20,5	35,0	35	0,0	0,0	0,0	40000,0	0,0	0,45	0,0	0,0
0,8	18,5	20,5	0,0	0	0,0	0,0	50,0	4000,0	4200,0	0,0	0,005	0,004
4,0	19,0	21,0	38,0	38	0,0	0,0	0,0	50000,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carico limite

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni e	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	3	3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	518,58 kN/m ²
Resistenza di progetto	172,86 kN/m ²

A1+M1+R3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	518,58 kN/m ²
Resistenza di progetto	225,47 kN/m ²

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	518,58 kN/m ²
Resistenza di progetto	225,47 kN/m ²

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto 150,0 kN/m²
 Cedimento dopo T anni 10,0
 Cedimento totale 2,68 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,1	16,837	106,257	Edometrico	1,73	--	1,73
2	2,6	0	0	Schmertmann	0,54	0,22	0,76
3	5	0	0	Schmertmann	0	--	0
4	6,7	75,618	10,155	Edometrico	0,19	--	0,19
5	9,1	0	0	Schmertmann	0	--	0

Allegato 3

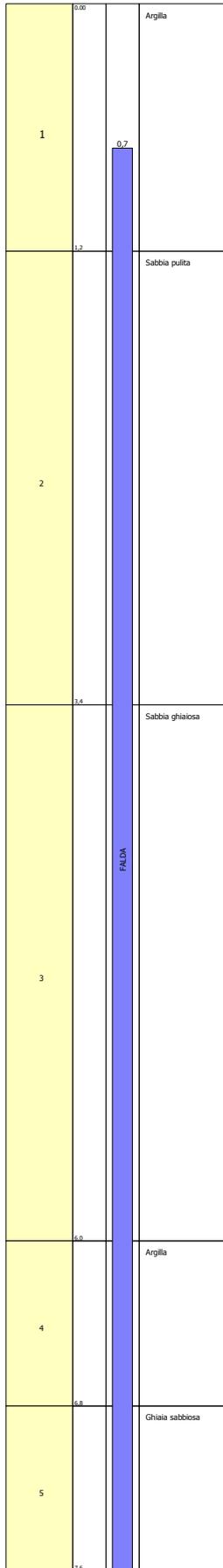
Verifica del rischio di liquefazione

Valutazione del rischio di liquefazione
Metodo di verifica: Robertson e Wride
Diagrammi: - qc - Fs

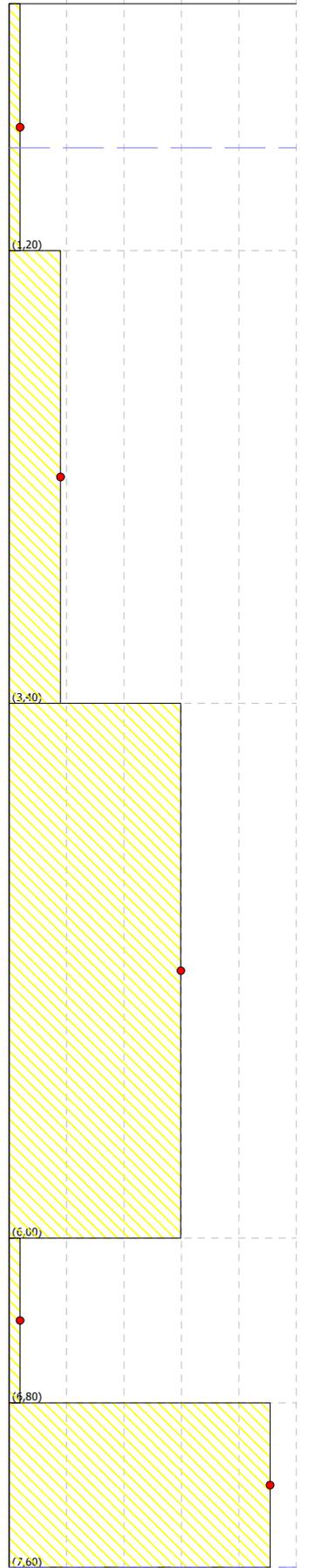
Committente: Comune di San Giorgio in Bosco
Località: c/o cimitero di Sant'Anna Morosina, via Montegrappa

Data:24/02/2015

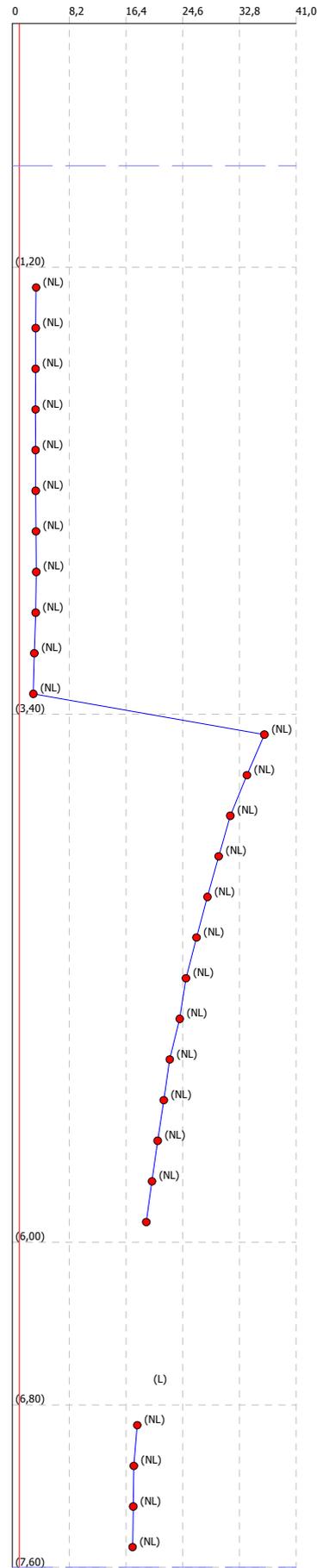
Colonna stratigrafica



qc (kPa)



Fattore di sicurezza Fs



(L)

CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

Dati generali

Numero di strati = 5

Profondità della falda = 0,7 m

Magnitudo del sisma = 6,5

Accelerazione massima al suolo = 0,221

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)
1	Argilla	0.00	1.20	18.5	20.5	1600	40
2	Sabbia pulita	1.20	3.40	18	20	7500	140
3	Sabbia ghiaiosa	3.40	6.00	19	20.5	25000	400
4	Argilla	6.00	6.80	18.5	20.5	1600	60
5	Ghiaia sabbiosa	6.80	7.60	19	21	38000	300

Metodo di Robertson e Wride (1997)

Correzione per la magnitudo (MSF) = 2,21

Verifica Nr.	Prof. dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Resistenza alla punta normalizzata Q	Attrito laterale normalizzato F (%)	Indice di comportamento I _c	Correzione per la pressione litostatica efficace C _Q	Resistenza alla punta corretta qc1N (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (F _s)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
1	0,90	17,05	15,09										NL	0	Molto basso
2	1,10	21,15	17,23										NL	0	Molto basso
3	1,30	25,20	19,32	170,63	1,87	1,94	1,70	156,57	0,99	0,44	0,13	3,40	NL	0	Molto basso
4	1,50	29,20	21,35	162,32	1,87	1,95	1,70	158,54	0,99	0,45	0,13	3,35	NL	0	Molto basso
5	1,70	33,20	23,39	155,08	1,87	1,97	1,70	160,43	0,99	0,46	0,14	3,33	NL	0	Molto basso
6	1,90	37,20	25,43	148,73	1,88	1,98	1,70	162,26	0,99	0,48	0,14	3,32	NL	0	Molto basso
7	2,10	41,20	27,47	143,10	1,88	1,99	1,70	164,03	0,98	0,49	0,15	3,34	NL	0	Molto basso
8	2,30	45,20	29,51	138,06	1,88	2,00	1,70	165,74	0,98	0,50	0,15	3,36	NL	0	Molto basso
9	2,50	49,20	31,55	133,52	1,88	2,01	1,70	167,41	0,98	0,52	0,15	3,39	NL	0	Molto basso
10	2,70	53,20	33,59	129,41	1,88	2,02	1,70	169,04	0,98	0,53	0,15	3,42	NL	0	Molto basso
11	2,90	57,20	35,63	125,65	1,88	2,03	1,68	168,61	0,98	0,53	0,16	3,36	NL	0	Molto basso
12	3,10	61,20	37,66	122,21	1,88	2,04	1,63	165,07	0,98	0,50	0,16	3,15	NL	0	Molto basso
13	3,30	65,20	39,70	119,03	1,88	2,04	1,59	162,44	0,97	0,48	0,16	3,00	NL	0	Molto basso
14	3,50	69,25	41,79	386,73	1,60	1,68	1,55	395,96	0,97	5,85	0,16	36,43	NL	0	Molto basso
15	3,70	73,35	43,93	377,19	1,60	1,68	1,51	387,24	0,97	5,48	0,16	33,91	NL	0	Molto basso
16	3,90	77,45	46,07	368,32	1,60	1,69	1,47	378,38	0,97	5,12	0,16	31,50	NL	0	Molto basso
17	4,10	81,55	48,21	360,06	1,61	1,69	1,44	371,97	0,97	4,87	0,16	29,81	NL	0	Molto basso

Verifica Nr.	Prof. dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Resistenza alla punta normalizzata Q	Attrito laterale normalizzato F (%)	Indice di comportamento Ic	Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	Resistenza alla punta corretta qc1N (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
18	4,30	85,65	50,35	352,32	1,61	1,70	1,41	365,45	0,97	4,62	0,16	28,18	NL	0	Molto basso
19	4,50	89,75	52,48	345,10	1,61	1,70	1,38	358,83	0,97	4,38	0,16	26,61	NL	0	Molto basso
20	4,70	93,85	54,62	338,27	1,61	1,71	1,35	352,13	0,96	4,14	0,17	25,09	NL	0	Molto basso
21	4,90	97,95	56,76	331,83	1,61	1,71	1,33	347,96	0,96	4,00	0,17	24,16	NL	0	Molto basso
22	5,10	102,05	58,90	325,75	1,61	1,72	1,30	341,10	0,96	3,77	0,17	22,73	NL	0	Molto basso
23	5,30	106,15	61,04	319,99	1,61	1,72	1,28	336,80	0,96	3,63	0,17	21,86	NL	0	Molto basso
24	5,50	110,25	63,18	314,52	1,61	1,73	1,26	332,44	0,96	3,50	0,17	21,00	NL	0	Molto basso
25	5,70	114,35	65,32	309,33	1,61	1,73	1,24	328,03	0,96	3,36	0,17	20,16	NL	0	Molto basso
26	5,90	118,45	67,46	304,38	1,61	1,73	1,22	323,57	0,95	3,23	0,17	19,34	NL	0	Molto basso
27	6,10	122,55	69,59										NL	0	Molto basso
28	6,30	126,65	71,73										NL	0	Molto basso
29	6,50	130,75	73,87										NL	0	Molto basso
30	6,70	134,85	76,01										NL	0	Molto basso
31	6,90	139,00	78,20	429,71	0,79	1,40	1,13	316,43	0,95	3,03	0,17	18,04	NL	0	Molto basso
32	7,10	143,20	80,44	423,69	0,79	1,40	1,11	313,32	0,95	2,94	0,17	17,53	NL	0	Molto basso
33	7,30	147,40	82,68	417,91	0,79	1,40	1,10	312,87	0,94	2,93	0,17	17,46	NL	0	Molto basso
34	7,50	151,60	84,91	412,39	0,79	1,41	1,09	312,28	0,94	2,91	0,17	17,37	NL	0	Molto basso