

Dott. Geologo Michele Salvatore
Ordine dei Geologi della Lombardia n° iscr. 1326
Via Dante Alighieri, 239/b
21050 Castelseprio (VA)

VILLA OLONA S.p.a.

RELAZIONE GEOLOGICA R3 (ai sensi della DGR 2616/2011)

RELAZIONE GEOLOGICA R1 (ai sensi del DM 14/01/2008)

RELAZIONE GEOTECNICA R2 (ai sensi del DM 14/01/2008)

ai sensi del DM 14-01-2008 (Verifica della sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi SLU; GEO: stato limite della resistenza del terreno) e analisi sismica di 2° livello, a supporto di un intervento di ristrutturazione di un immobile interno all'area del "Golf Club Le Robinie" di Solbiate Olona, Via per Busto Arsizio n. 9

Castelseprio, Maggio 2017

INDICE

1. Premessa
2. Relazione geologica ai sensi della DGR 2616/2011 (R3)
 - 2.1 Inquadramento geografico
 - 2.2 Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico
 - 2.3 Classe di fattibilità, quadro vincolistico, norme geologiche di piano e pericolosità sismica locale
3. Relazione geologica e geotecnica ai sensi del dm 14/01/2008 (R1 e R2)
 - 3.1 Indagine geognostica
 - 3.2 Caratterizzazione geologico-tecnica del sottosuolo
 - ◆ Metodologia di indagine
 - ◆ Interpretazione
 - 3.3 Classificazione sismica del sottosuolo
 - 3.4 Classificazione del tipo di opera e della classe d'uso
 - 3.5 Inquadramento sismico del sito
 - 3.6 Analisi sismica di secondo livello
 - 3.7 Prospezione sismica passiva con metodo HVSR
 - 3.8 Verifica della sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi
 - ◆ Normative di riferimento
 - ◆ Teoria applicata
 - 3.9 Verifica agli Stati Limite di Esercizio – Valutazione dei cedimenti dei terreni di fondazione
 - ◆ Normative di riferimento
 - ◆ Teoria applicata
 - 3.10 Risultati
- 4 Conclusioni

Allegati

- ◆ Grafici e tabelle prove penetrometriche dinamiche
- ◆ Ricostruzione colonne litostratigrafiche
- ◆ Metodologia MASW; velocità delle onde S
- ◆ Prova H/V; spettri di frequenze

1 PREMESSA

Le recenti normative in materia di costruzioni in zona sismica ovvero la Legge Regionale 33/2015 e la Delibera della Giunta Regionale 5001/2016 hanno introdotto nuove disposizioni e nuove procedure amministrative. In campo geologico la relazione di supporto ad un intervento edilizio si compone di tre elementi che, a seconda della complessità dell'intervento e delle criticità del terreno in cui esso deve essere realizzato, possono essere presentati in tempi diversi.

La seguente relazione contiene le tre componenti definite nell'allegato E della DGR 5001/2016 art. 6 comma 9 e 10 e individuate come R1, R2 e R3.

La caratterizzazione geologica e tecnica del terreno, ai sensi della normativa sopra richiamata, è stata affidata allo scrivente dal Sig. Brambilla Mario.

La caratterizzazione è propedeutica alla ristrutturazione della Club House del complesso inserito nell'area del Golf Club Le Robinie in Comune di Solbiate Olona.

2 RELAZIONE GEOLOGICA ai sensi della DGR 2616/2011

2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il terreno sul quale è previsto l'intervento edilizio è situato nel settore meridionale del territorio di Solbiate Olona: l'accesso al sito avviene attraverso una deviazione di Via per Busto Arsizio che conduce all'area del Golf Club. La quota altimetrica è compresa tra 245 e 247 m s.l. m circa. (figura 1).

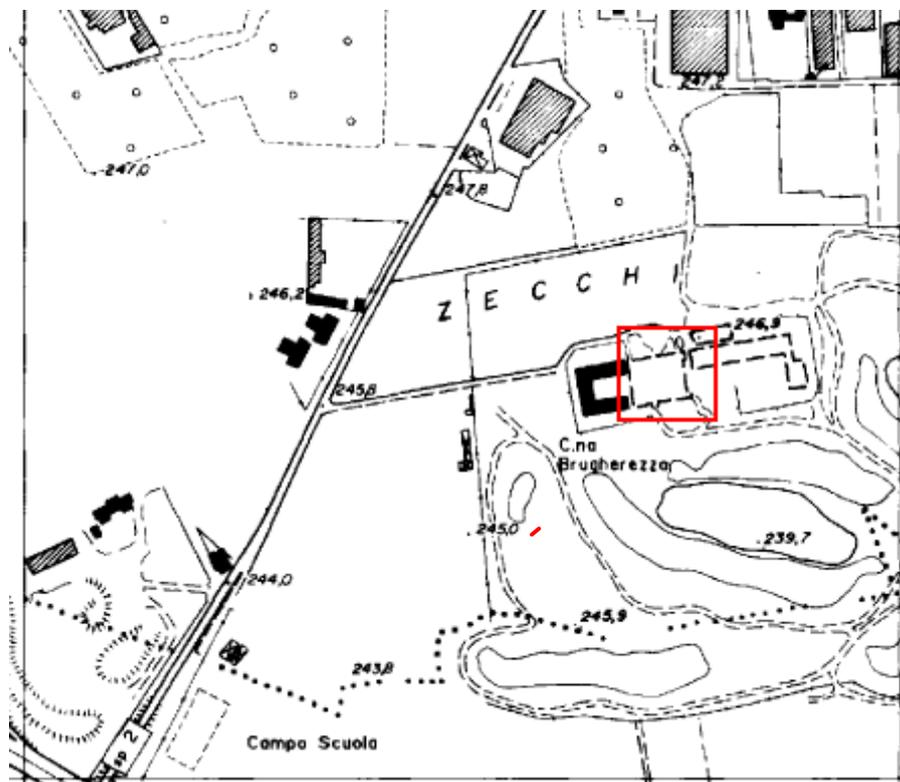


Figura 1: individuazione dell'area di indagine, in rosso, su CTR 1:10000

L'immobile oggetto della ristrutturazione si trova al centro del complesso che costituisce il Golf Club: in particolare il progetto prevede l'innalzamento di un piano della struttura esistente e un rifacimento della struttura costituente il campo pratica esistente (figura 2).



Figura 2: immobile principale oggetto della ristrutturazione in contorno rosso; immobile secondario (campo pratica) in contorno giallo (immagine tratta da Google maps)

2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area di indagine, appartenente alla media Pianura Lombarda, si trova in un contesto di depositi alluvionali e depositi fluvio-glaciali derivanti dalle glaciazioni del Würm e del Riss (Pleistocene Superiore, 1.5 Ma). I depositi sono costituiti in prevalenza da ghiaie, localmente più o meno sabbiose, con ciottoli alterati; nei primi metri è presente matrice limosa e limoso-argillosa. Da sottolineare che l'area del Golf Club risulta essere rimaneggiata e modellata, di conseguenza i tratti morfologici originari risultano essere alterati (figura 3 e 4).

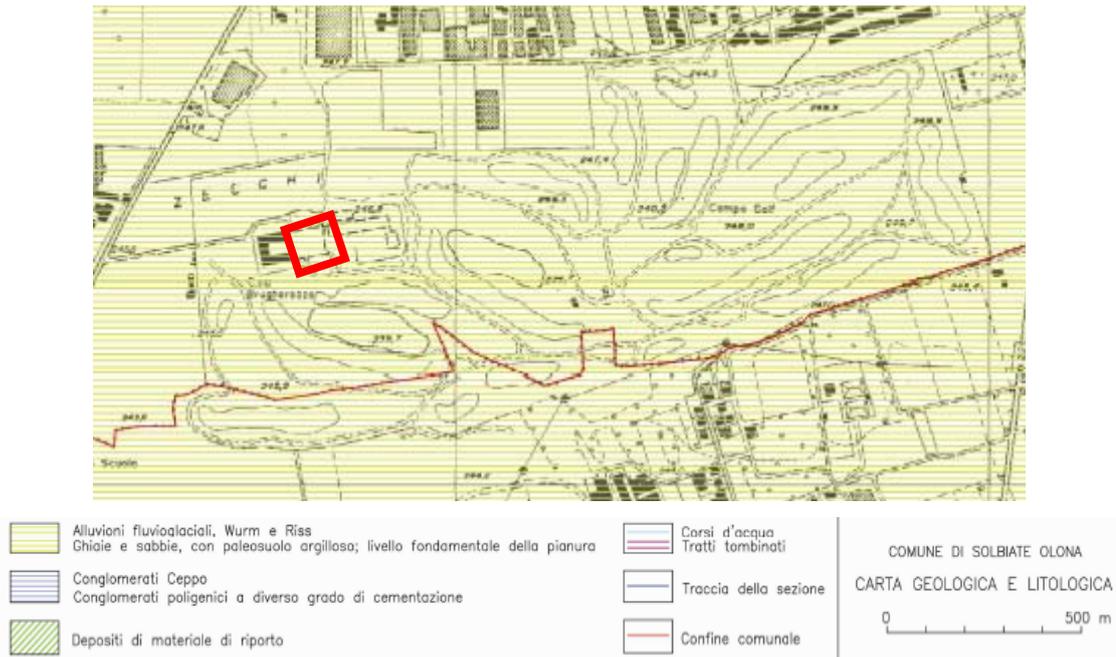


Figura 3: stralcio della carta Geologica-Litologica (da Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona – Studio Volpatti associati_2009) con area di indagine evidenziata dal contorno in rosso.

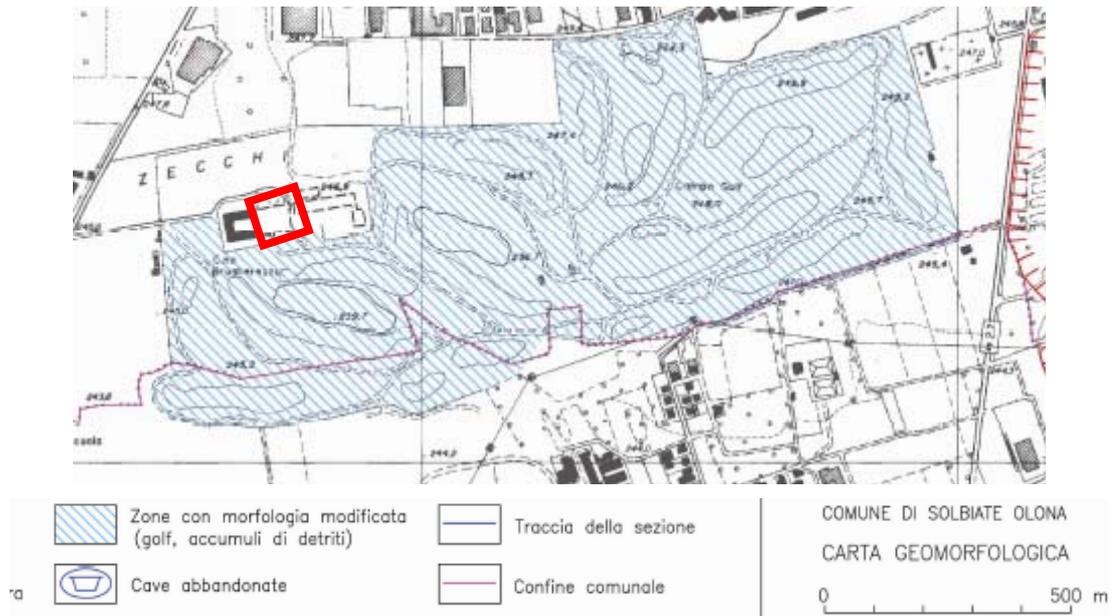


Figura 4: stralcio della carta Geomorfologica (da Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona – Studio Volpatti associati_2009) con area di indagine evidenziata dal contorno in rosso

La falda superficiale, che si inserisce nell'Unità idrogeologica delle Ghiaie e Sabbie prevalenti, risulta avere un flusso idrico orientato NNW-SSE con un avvicinamento alla superficie topografica da Nord verso Sud. Il gradiente idraulico medio varia tra il 2.5 e il 3.5 ‰. Secondo lo Studio Geologico a supporto del PGT Locale la quota media della superficie piezometrica è di circa -40/45 m dal piano campagna (figura 5).

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche nel corso dell'indagine geognostica, non è stata rilevata la presenza di acqua e le aste, in fase di estrazione, non hanno evidenziato tracce di umidità.

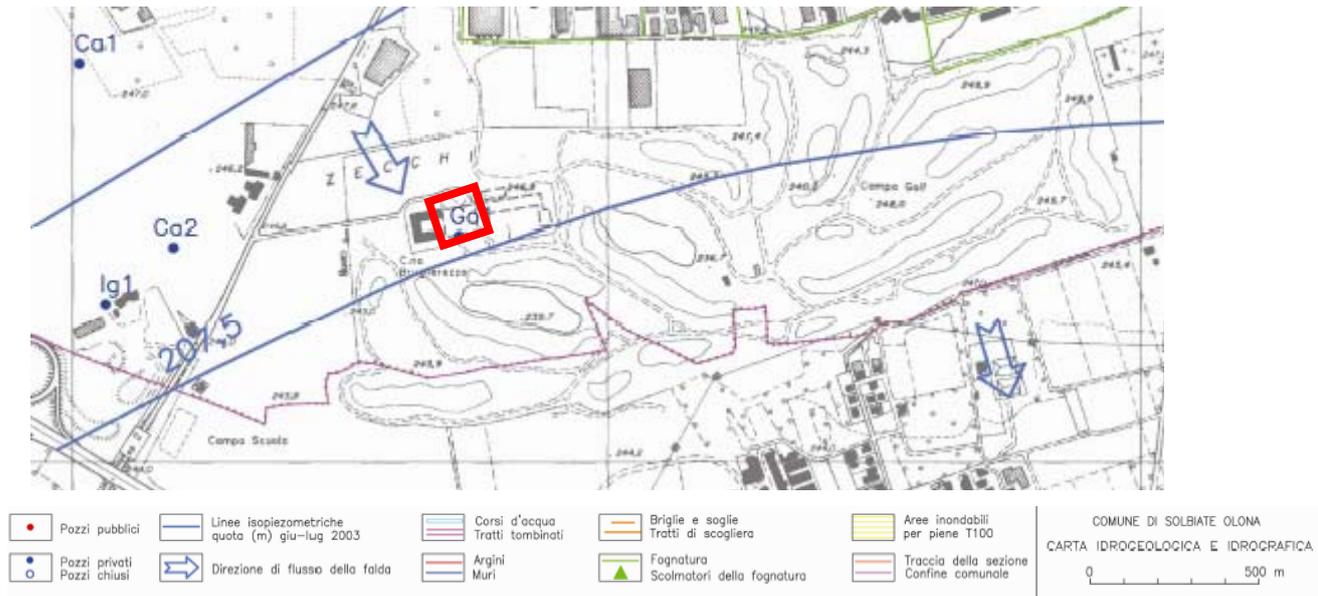
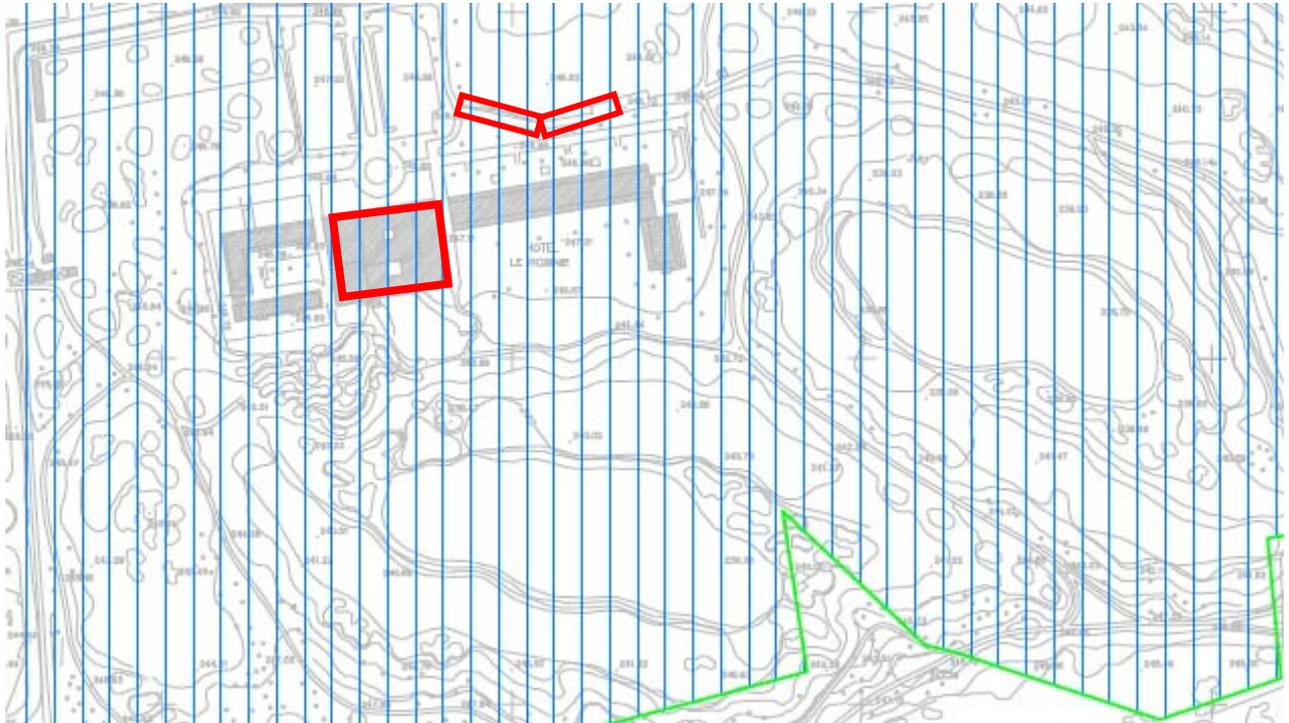


Figura 5: stralci della carta Idrogeologica e Idrografica (da Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona – Studio Volpatti associati_2009) con area di indagine evidenziata dal contorno in rosso

2.3 CLASSE DI FATTIBILITÀ, QUADRO VINCOLISTICO, NORME GEOLOGICHE DI PIANO E PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Lo Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona (Volpatti e associati - 2009) inserisce l'area del Golf Club in una **classe di fattibilità 1** ovvero: fattibilità senza particolari limitazioni (figura 6).



Classe 1 – Fattibilità senza particolari limitazioni

1 – Zone all'interno del territorio comunale non diversamente classificate

Confine comunale

Z4 – Effetti: Amplificazioni litologiche e geometriche

Z4a: Zone di fondovalle con depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi

Figura 6: stralcio della carta di Fattibilità Geologica delle Azioni di Piano (da Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona – Studio Volpatti associati_2009 con aggiornamento del 2012) con area di indagine evidenziata dal contorno in rosso (scala 1:5000)

Sull'area del Golf Club, in base allo Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona, non ricadono vincoli di carattere Geologico, Idrogeologico o vincoli di Polizia Idraulica (figura 7).

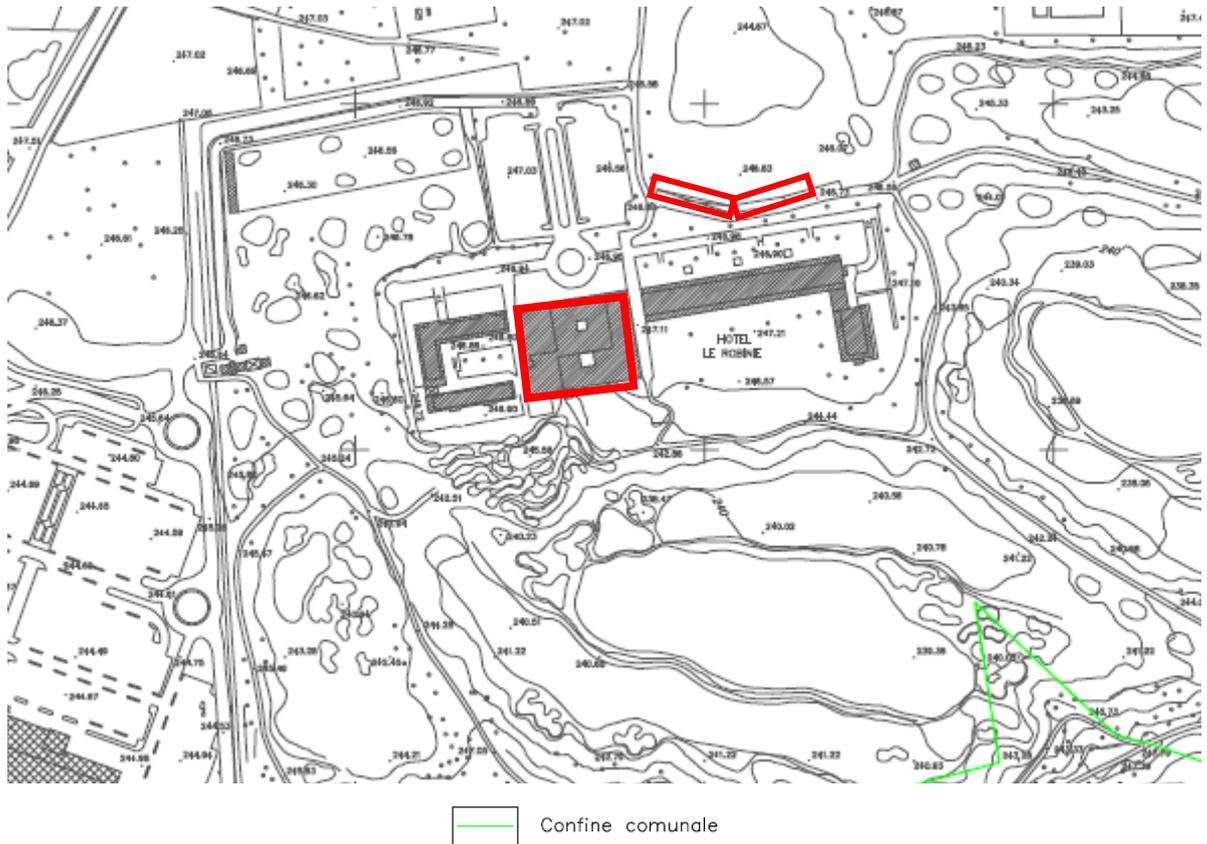


Figura 7: stralcio carta dei vincoli allegata allo Studio Geologico a supporto del PGT (Studio Volpatti associati - 2009) con aree di indagine evidenziata dal contorno in rosso (scala 1:5000).

Le Norme Geologiche di Piano a cui fare riferimento per l'intervento edilizio in progetto nell'area del Golf Club, sono di seguito riportate e rappresentano uno stralcio del Documento Integrativo allo Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona redatto nel 2009 e denominato **"NOTE ILLUSTRATIVE DELLA CARTA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA DELLE AZIONI DI PIANO"**(Volpatti e associati – 2009).

Classe 1

Regione Lombardia, d.g.r. 28 maggio 2008, n. 8/7374: *Classe 1 (bianca) - Fattibilità senza particolari limitazioni. La classe comprende quelle aree che non presentano particolari limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso e per le quali deve essere direttamente applicato quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui alla normativa nazionale.*

Zone in pianura o blando pendio, con terreni generalmente con caratteristiche geotecniche medie o buone.

L'area occupata dal Golf Club Le Robinie di Solbiate Olona rientra per intero in zona di Pericolosità Sismica locale "Z4a" ovvero, zona di fondovalle e di pianura con presenza di

depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, soggetta a fenomeni di amplificazioni litologiche e geometriche.

In particolare all'interno delle Norme Geologiche di Piano le zone Z4a vengono così suddivise e caratterizzate:"

PSL Z4a - Zone di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi:

Nella Carta di fattibilità geologica sono comprese:

- nella parte esterna alla valle Olona, in zone di classe 1, 2.a, 2.b, 2.c.;
- sul fondovalle Olona in zone di classe 3.b, 4.a.

Sul fondovalle Olona possono localmente essere presenti zone PSL Z2, individuabili solo con indagini geognostiche puntuali, pertanto non cartografate.

Le analisi di 2° livello eseguite hanno dato come risultato velocità Vs30 tipiche dei sottosuoli di tipo B e fattori di amplificazione inferiori a quelli di riferimento per i sottosuoli di tipo B. Il risultato è estendibile a tutte le zone PSL Z4a.

Nelle norme geologiche delle classi 1, 2.a, 2.b, 2.c non sono necessarie ulteriori indicazioni.

Nelle norme geologiche delle classi 3.b, 4.a, per il progetto di edifici strategici e rilevanti, viene inserito l'obbligo di esecuzione di indagini adeguate per il riconoscimento di eventuali condizioni di zona PSL Z2, nel quale caso si dovrà procedere all'analisi della pericolosità sismica locale del 3° livello.

In figura 8 è rappresentato lo stralcio della carta di Pericolosità Sismica Locale in cui l'area di indagine è contornata da un poligono di color rosso.

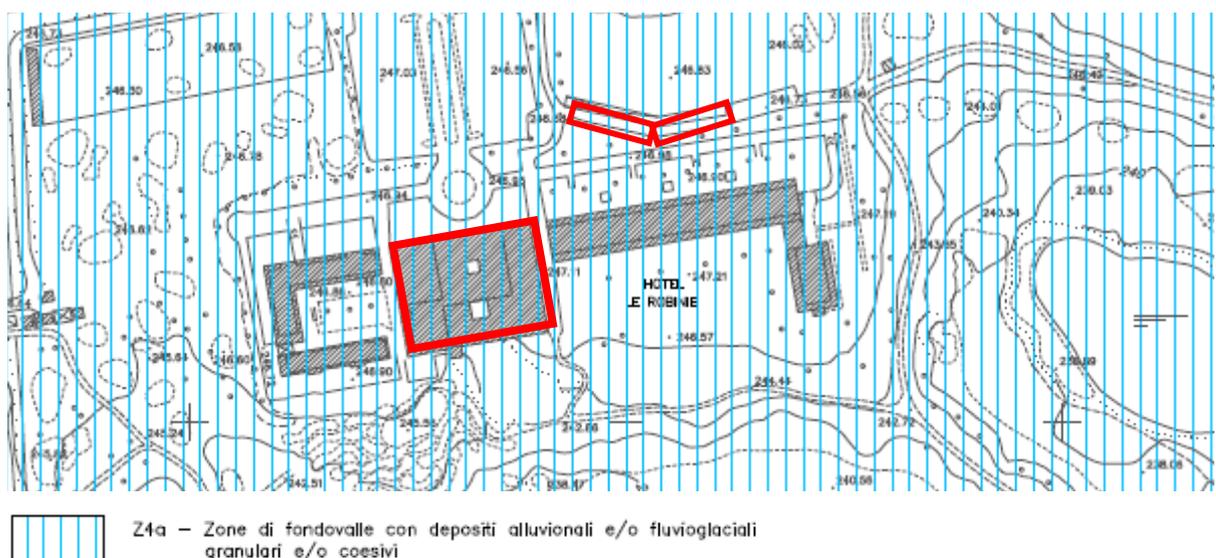


Figura 8: stralcio carta della Pericolosità Sismica Locale (tavola 3 di 4 allegata allo Studio Geologico a supporto del PGT – studio Volpatti e associati – 2007) con area di indagine evidenziata dal contorno in rosso (scala 1:4000).

3 RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA AI SENSI DEL DM 14/01/2008 (R1 e R2)

Allo scopo di ottenere un modello geologico adeguato all'intervento in progetto, sono state analizzate le informazioni contenute nello Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona, ed è stata eseguita una indagine geognostica. L'indagine è stata eseguita realizzando n.4 prove penetrometriche dinamiche e una prospezione sismica MASW associata ad una HVSR per l'esecuzione dell'analisi sismica di II livello.

3.1 INDAGINE GEOGNOSTICA

◆ Metodologia di indagine

L'indagine, comprensiva di un rilievo visivo dell'area, è stata condotta eseguendo le prove penetrometriche nell'intorno dell'area di intervento, club house e campo pratica, disponendo lo stendimento per la sismica nelle vicinanze della struttura del Golf Club (figura 9).

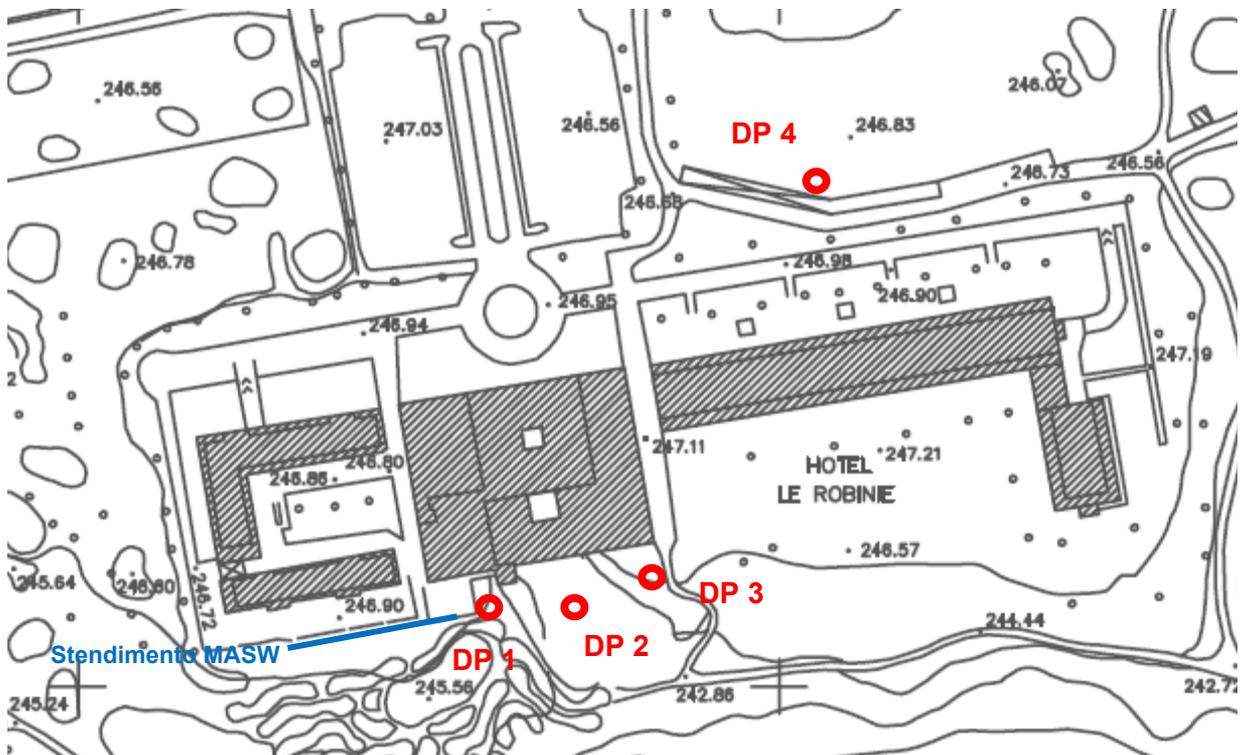


Figura 9: planimetria con disposizione punti di prova e stendimento MASW

3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DEL SOTTOSUOLO

Le caratteristiche geotecniche del terreno del Golf Club, nell'area Club House, sono state ricavate attraverso l'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche dinamiche, ubicate come in figura 9. Le prove eseguite hanno incontrato il rifiuto alla penetrazione della punta tra i 5 e i 6 m di profondità da piano campagna. Durante l'esecuzione delle prove non è stata

rilevata la presenza di acqua e le aste in estrazione non hanno evidenziato tracce di umidità.

Le prove sono state eseguite con un penetrometro di tipo standard (DPM) "Emilia"

Le principali caratteristiche tecniche del penetrometro sono:

- Massa del maglio 30 Kg
- Altezza di caduta 20 cm
- Peso testa di battuta, asta di guida, ecc. 18 kg
- Lunghezza aste 1 m
- Massa aste 2,5 Kg
- Diametro est. aste 20 mm
- Diametro base punta conica 35,7 mm
- Angolo apertura cono 60°
- Lunghezza complessiva punta 41 mm

Maggiori dettagli tecnici sono riportati in allegato.

Le tabelle e i grafici relativi alle prove DP sono riportate nell'Allegato "Grafici e tabelle prove penetrometriche dinamiche". L'allegato comprende, per ogni prova, un diagramma che rappresenta in ascisse il numero di colpi relativi all'avanzamento di 10 cm della punta e in ordinate la profondità relativa. Sono inoltre riportati, nelle successive tabelle, tutti i valori misurati e il calcolo di alcuni parametri geotecnici caratteristici del terreno. La correlazione tra i dati ottenuti e la prova SPT standard è stata effettuata utilizzando un coefficiente correttivo che tiene conto delle diversità esistenti tra i due tipi di prova. Visto il tipo di penetrometro utilizzato (DPM) e l'intervallo di registrazione del numero di colpi ogni 10 cm (N10) e considerando la natura prevalentemente granulare dei terreni incontrati si è utilizzato il coefficiente correttivo, secondo la correlazione proposta da Cestari (1990):

$N_{10}/N_{spt} = 0.7$ per N10 minore di 8

$N_{10}/N_{spt} = 0.7-0.8$ per N10 da 8 a 13.5

$N_{10}/N_{spt} = 0.8-0.9$ per N10 da 13.5 a 19

$N_{10}/N_{spt} = 0.9-1.0$ per N10 da 19 a 24.5

$N_{10}/N_{spt} = 1.0-1.1$ per N10 da 24.5 a 30

$N_{10}/N_{spt} = 1.2$ per N10 maggiore di 30

Tutti i dati di Nspt sono stati normalizzati in funzione della pressione efficace alla quota di misura. Sulla base della seguente equazione:

$$N_{spt}(\text{corretto}) = N_{spt}/\sigma'(v_o)^{0.56}$$

(Jamiolkowski et al., 1985)

◆ **Interpretazione**

Le prove DP 1, DP 3 e DP 4 sono state eseguite su un terreno ad uguale quota topografica (foto 1,2 e 3), mentre la prova DP 2 è stata ubicata in una area depressa e probabilmente rimaneggiata, con un dislivello di circa 2,5 m dal piano campagna relativo alle tre prove precedentemente elencate (foto 4). Pertanto, sebbene tutte e quattro le prove siano risultate simili come avanzamento della punta, la prova DP2 è stata valutata singolarmente in quanto eseguita a partire da un piano campagna più basso rispetto altre 3 prove e, probabilmente, su un terreno che per circa 2,5 m è stato rimaneggiato durante le fasi di realizzazione della Club House.



Foto 1: ubicazione prova DP 1



Foto 2: ubicazione prova DP 3



Foto 3: ubicazione prova DP 4



Foto 4: ubicazione prova DP 2

Per le prove DP 1, DP 3 e DP 4 a partire da piano campagna è stato individuato un livello superficiale di terreno riportato costituito da coltura e sabbia limosa (litozona 1). Il livello sottostante appare composto da Sabbia ghiaiosa con Limo, da mediamente a localmente molto addensato (litozona 2). Al disotto della litozona 2 è stato individuato uno strato poco addensato, spesso circa 1,3 m, costituito da Sabbia debolmente ghiaiosa con in matrice limosa (litozona 3). A partire da circa 3 m di profondità il terreno diventa molto addensato, con un livello che si compone di Ghiaia sabbiosa con Ciottoli (litozona 4).

La sequenza delle litologie riscontrate nel corso della prova DP 2 è simile alle altre tre prove con la differenza che la litozona 3 è più spessa e si approfondisce fino a 3,5 m dal piano campagna, per poi passare alla litozona 4 descritta in precedenza, molto addensata.

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi individuati è stata effettuata mediante l'interpretazione e la correlazione delle indagini svolte.

L'interpretazione permette di distinguere le seguenti litozone:

	PROVA DP1	PROVA DP3	PROVA DP4	DESCRIZIONE LITOLOGICA	PROPRIETÀ GEOTECNICHE
L I T O Z O N A 1	Da m 0,0 a m 0,4	Da m 0,0 a m 0,6	Da m 0,0 a m 0,2	Terreno di riporto.	
L I T O Z O N A 2	da m 0,4 a m 1,2	da m 0,6 a m 1,8	da m 0,2 a m 1,4	Sabbia ghiaiosa con Limo. Da mediamente a molto addensata.	Nspt = 20 colpi (media su tre prove) ϕ' =32° circa γ nat = 1,97 t/m3 γ sat = 2,04 t/m3 DR = 68
L I T O Z O N A 3	da m 1,2 a m 2,8	da m 1,8 a m 2,7	da m 1,4 a m 2,9	Sabbia debolmente ghiaiosa in matrice limosa, poco addensata.	Nspt = 5 colpi (media su tre prove) ϕ' =30° circa γ nat = 1,53 t/m3 γ sat = 1,84 t/m3 DR = 48
L I T O Z O N A 4	da m 2,8 a m 5,7	da m 2,7 a m 5,9	da m 2,9 a m 5,9	Ghiaia e Sabbiosa con Ciottoli, molto addensata	Nspt = 29 colpi (media su tre prove) ϕ' =35° circa γ nat = 2,03 t/m3 γ sat = 2,11 t/m3 DR = 83

	PROVA DP2	DESCRIZIONE LITOLOGICA	PROPRIETÀ GEOTECNICHE
L I T O Z O N A 1	Da m 0,0 a m 0,3	Terreno di riporto.	
L I T O Z O N A 2	da m 0,3 a m 0,9	Sabbia ghiaiosa con Limo. Da mediamente a molto addensata.	Nspt = 11 colpi (media su tre prove) ϕ' =31° circa γ nat = 1,77 t/m3 γ sat = 1,93 t/m3 DR = 61
L I T O Z O N A 3	da m 0,9 a m 3,5	Sabbia debolmente ghiaiosa in matrice limosa, poco addensata.	Nspt = 4 colpi (media su tre prove) ϕ' =29° circa γ nat = 1,48 t/m3 γ sat = 1,88 t/m3 DR = 42
L I T O Z O N A 4	da m 3,5 a m 5	Ghiaia e Sabbiosa con Ciottoli, molto addensata	Nspt = 25 colpi (media su tre prove) ϕ' =35° circa γ nat = 2,00 t/m3 γ sat = 2,07 t/m3 DR = 81

3.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

A seguito dell'analisi dei dati ottenuti con l'indagine geognostica (prove penetrometriche e prova sismica con metodologia MASW) e delle informazioni desunte dallo Studio Geologico a supporto del PGT Locale, è stato possibile assegnare una categoria al sottosuolo del sito indagato, secondo la Tabella 3.2.II delle NTC 2008.

La V_s 30 ricavata dalla prova sismica è: 472 m/s.

Pertanto il sottosuolo dell'area di indagine rientra in categoria B ossia:

- Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o di terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresa tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina).

3.4 CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI OPERA E DELLA CLASSE D'USO

Per stabilire con quali modalità procedere nell'esecuzione dei calcoli geotecnici di seguito illustrati, è necessario classificare il tipo di opera in progetto e la classe d'uso della costruzione. Queste informazioni sono contenute nel Capitolo 2 delle NTC-08. Per l'opera in progetto si fa riferimento quindi alle seguenti definizioni:

- Tipo di opera: TIPO 2 (tabella 2.4 I-NTC-08) "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale".
- Classe d'uso della costruzione in presenza di azioni sismiche, "con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso": CLASSE III (2.4.2-NTC-08) Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi

3.5 INQUADRAMENTO SISMICO DEL SITO

Con riferimento all'allegato 1 dell'O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 e, successivamente, in riferimento alla d.g.r 11 luglio 2014 n. X/2129, il territorio di Solbiate Olona rientra in Zona Sismica 4, a cui corrispondono i valori più bassi di accelerazione orizzontale al suolo, espressi in funzione dell'accelerazione di gravità g .

Secondo la Carta di Pericolosità Sismica Locale inclusa nello Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona, l'area di indagine, rientra in classe di Pericolosità Sismica Locale corrispondente alla zona PSL Z4a: in caso di evento sismico il terreno potrebbe essere soggetto a fenomeni di amplificazioni litologiche e geometriche.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008) consentono l'esclusione della verifica a liquefazione se l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) è minore di 0,1 g (comma 2 paragrafo 7.11.3.4.2). in base alla Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale, presente

sul sito dell'INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia), Il territorio di Solbiate Olona rientra nel settore dove l'accelerazione massima del suolo è compresa tra 0,025 e 0,05 g. Risulta pertanto verificata la condizione secondo cui l'accelerazione massima attesa è inferiore a 0,1 g e, di conseguenza, per il territorio di Solbiate Olona, è esclusa la verifica a liquefazione dei terreni.

3.6 ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO

In uno scenario di pericolosità sismica Z4 l'analisi di 2° livello diventa obbligatoria per gli edifici che rientrano negli edifici strategici e rilevanti che sono contenuti nell'elenco tipologico del d.d.u.o. n. 19904/03. Nel caso in cui, a seguito dell'analisi di 2° livello, il Fa (fattore di amplificazione) calcolato è > del valore di soglia comunale, allora è necessario eseguire una indagine di 3° livello.

Allo scopo di verificare il Fattore di Amplificazione proprio del sito, è stata eseguita una indagine sismica del tipo **MASW**.

L'analisi sismica di secondo livello consiste in una caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per il sito oggetto della presente relazione e si traduce in una stima della risposta sismica dei terreni in termini di fattore di amplificazione (Fa).

In base all'analisi di primo livello eseguita nel corso dello Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona, dove l'area in oggetto ricade in PSL Z4a, l'analisi di secondo livello è riferita ad uno scenario soggetto ad amplificazione di tipo litologico e/o stratigrafico, in presenza di onde generate da un sisma.

La valutazione del fattore di amplificazione Fa, ottenuto elaborando i dati forniti dalla prova MASW, viene confrontata con i valori di Fa comunali detti "di soglia" forniti dalla banca dati di Regione Lombardia in uno specifico elenco, a seconda del tipo di terreno che caratterizza il sito (A, B, C o D) e dei due intervalli di periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio della Regione Lombardia; in particolare l'intervallo tra 0,1-0,5 secondi si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0,5-1,5 secondi si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

Le categorie di sottosuolo che Regione Lombardia considera si riferiscono all'elenco presente nel D.M. 14/01/2008 e sono di seguito elencate in tabella 1:

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT,30}$	$C_{u,30}$ (kPa)
A	<u>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</u> , caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-
B	<u>Rocce tenere e da grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360-800	>50	>250
C	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180-360	15-50	70-250
D	<u>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<180	<15	<70
E	<u>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</u> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).			

I valori di F_a “di soglia” stabiliti da Regione Lombardia, per il Comune di Solbiate Olona sono elencati nella seguente tabella (tabelle 2 e 3):

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,1 – 0,5 s			
Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
1,4	1,9	2,2	2,0

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,5 – 1,5 s			
Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
1,7	2,4	4,2	3,1

La prova MASW consente di determinare in dettaglio l'andamento della velocità delle onde sismiche di Taglio (onde S), in funzione della profondità attraversata dalla propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.. Le onde superficiali vengono emesse da una sorgente impulsiva posta sul piano campagna. Le onde che percorrono il sottosuolo vengono riflesse (in parte) ritornando in superficie. Qui vengono registrate da una serie di ricevitori (geofoni) disposti in uno stendimento lineare. Lo stendimento realizzato in sito è costituito da 24 geofoni con il sistema di acquisizione posto nel centro dello stendimento (foto 5 e 6)



Foto 5: ubicazione stendimento dei geofoni



Foto 6: sismografo in posizione centrale

La sorgente impulsiva consiste in una mazza da 8 Kg battente su un piattello metallico. L'energizzazione è stata ripetuta per 4 volte in entrambi gli estremi dello stendimento, al fine di acquisire un numero di dati sufficiente a definire le esatte velocità ed escludere eventuali disturbi.

L'esito della prospezione MASW ha permesso di identificare un terreno con V_{s30} , velocità delle onde di taglio media per i primi trenta metri di terreno, uguale a 472 m/s.

Questo dato permette, in associazione con la litologia individuata mediante le prove penetrometriche e le informazioni ricavate dallo Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona, di identificare la categoria di terreno indicato in tabella 1. La categoria in cui rientra il terreno dell'area oggetto di indagine è **B**, ovvero "Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o di terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresa tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina)".

L'analisi di secondo livello procede con la scelta di una delle tipologie di schede proposte per effetti litologici all'interno dell'allegato 5 della d.g.r. 30 novembre 2011 n. IX/2616. L'andamento delle V_s ricavate dalla MASW in allegato deve rientrare nel campo di validità

della scheda. Le scheda utilizzata per il confronto con le Fa calcolate e di soglia è quella GHIAIOSA, illustrata di seguito (figura 10).

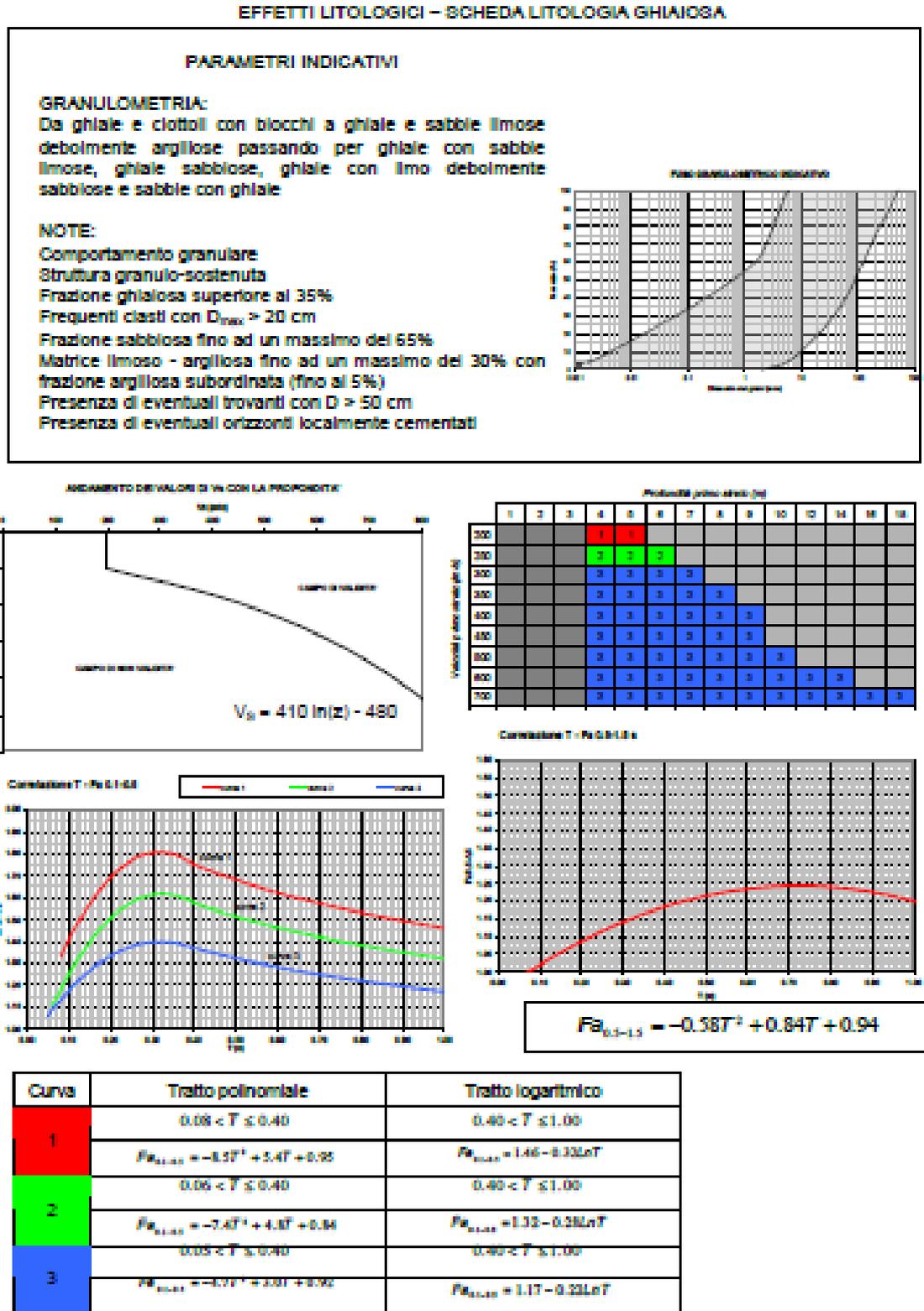


Figura 10: scheda compatibile con l'andamento delle Vs ricavate con la metodologia MASW

con due correlazioni di T – Fa, una per l’intervallo 0,1 – 0,5 s e una per l’intervallo 0,5 – 1,5 s, dove **T** è definito come **periodo proprio del sito** e viene ricavato mediante la formula:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è uguale o superiore a 800 m/s mediante l’equazione sopra riportata. Dove h_i e Vs_i sono lo spessore e la velocità di ogni strato del modello adottato.

Il periodo proprio del sito oggetto dell’indagine è stato calcolato in 0,238 s

In base ai criteri regionali, lo strato superficiale deve avere almeno 4 m di spessore;

qualora sia inferiore, andrà utilizzato lo strato superficiale equivalente, a cui si è assegnata come velocità Vs la media pesata delle velocità degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Lo strato superficiale individuato nella prova MASW sarà l’equivalente con spessore 11 m avente Vs media pesata pari a 471 m/s.

La Vs così calcolata e lo spessore dello strato discrimina quale delle curve scegliere (sopra indicate) per identificare la Fa del sito, in base alla scheda riportata di seguito (figura 11):

Profondità primo strato (m)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18
200				1	1									
250				2	2	2								
300				3	3	3	3							
350				3	3	3	3	3						
400				3	3	3	3	3	3					
450				3	3	3	3	3	3					
500				3	3	3	3	3	3	3				
600				3	3	3	3	3	3	3	3	3		
700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

Velocità primo strato (m/s)

Figura 11:scheda utilizzata per selezionare il tipo di curva in funzione dello spessore dello strato superficiale e della velocità delle onde .

La curva da analizzare sarà la curva 3 (blu).

Per l’intervallo 0,1 – 0,5 s la funzione che determina l’andamento della curva verde è la seguente:

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.08 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -8.5T^2 + 5.4T + 0.95$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.46 - 0.32LnT$
2	$0.06 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -7.4T^2 + 4.8T + 0.84$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.32 - 0.28LnT$
3	$0.05 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -4.7T^2 + 3.0T + 0.92$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.17 - 0.22LnT$

Per l'intervallo 0,5 – 1,5 s la funzione che determina l'andamento della curva è la seguente:

$$Fa_{0.5-1.5} = -0.58T^2 + 0.84T + 0.94$$

Confrontando i valori di Fa ricavati e i valori di Fa fissati da Regione Lombardia si può verificare che i valori di Fa calcolata sono inferiori ai valori di soglia corrispondenti (figure 12 e 13)

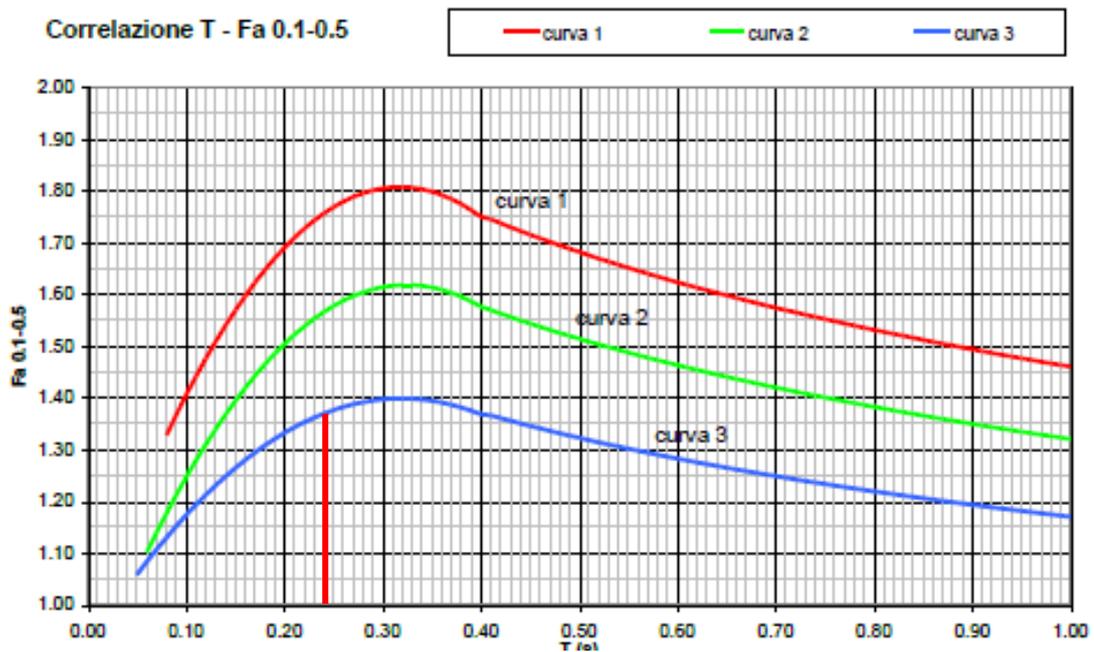


Figura 12: Fa risulta essere inferiore al valore di soglia (1,4)

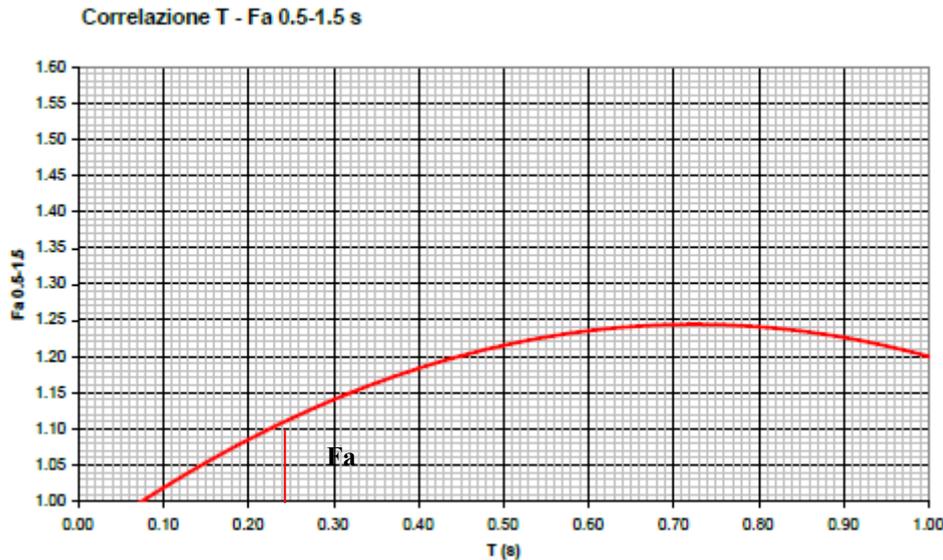


Figura 13: Fa risulta essere inferiore al valore di soglia (1,7)

In entrambi i casi, in base al calcolo di Fa, la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito .

3.7 PROSPEZIONE SISMICA PASSIVA CON METODO HVSR

La metodologia sismica HVSR (Horizontal to Vertical Spectrum Ratio) misura il rumore sismico ambientale che è presente ovunque sulla superficie terrestre, ed è prodotto dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, microterremoti, vento) e dall'attività antropica.

Il rumore sismico ambientale viene anche chiamato microtremore in quanto costituito da oscillazioni di piccolissima ampiezza se confrontate con quelle associate ai terremoti.

La denominazione di sismica passiva dipende dal fatto che il rumore non viene generato artificialmente, come nelle energizzazione della sismica attiva, ma è presente naturalmente.

In qualsiasi luogo pianeggiante sono sempre presenti delle vibrazioni associate alle onde oceaniche con dei picchi a 0,14 e 0,07 Hz. A questo comportamento spettrale di "fondo", sempre presente in varia forma, e soggetto a scarsissima attenuazione, si sovrappongono le sorgenti locali dovute alle attività antropiche (traffico, macchinari ecc..) e naturali. L'effetto di queste sorgenti locali è soggetto ad attenuazioni quanto maggiori all'aumentare della frequenza e dovute all'assorbimento anelastico associato all'attrito interno delle rocce e dei terreni.

La metodologia HVSR è stata introdotta da Nakamura (1989) per la determinazione delle frequenze di risonanza dei terreni e la stima dell'amplificazione sismica locale, elementi di grande utilità per l'ingegneria sismica.

La frequenza fondamentale di risonanza (F) dello strato di terreno n è data dalla formula:

$$F_n = V_s / 4 h$$

in cui V_s è la velocità media delle onde S nello strato N ed h è lo spessore.

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Viceversa, nota la stratigrafia è teoricamente possibile fornire una valutazione approssimativa della velocità delle onde S nei singoli strati. I risultati (grafici) inseriti in allegato, sono stati ottenuti mediante impiego di un geofono triassiale EEG ed elaborati con software EEG (foto 7 e 8):



Foto 7: posizionamento e registrazione del rumore sismico ambientale mediante geofono triassiale



Foto 8: ubicazione del geofono triassiale nell'area Club House

Il segnale dei velocimetri (3) è acquisito in sito per un tempo t , e digitalizzato a 16 bit con due linee di preamplificatori .

Per ciascuna delle 3 componenti del moto, il software esegue le seguenti elaborazioni:

- divide il tracciato acquisito in finestre di lunghezza L (in questo lavoro generalmente 26 s);
- elimina il trend da ciascuna finestra;
- fa il "pad" di ciascuna finestra con degli zero;
- calcola la trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra;
- calcola lo spettro di ampiezza per ciascuna finestra;
- liscia lo spettro di ogni finestra secondo opportuno smoothing;
- calcola il rapporto spettrale HVSR ad ogni frequenza, per ciascuna finestra.

La funzione HVSR finale è data dalle media degli HVSR di ciascuna finestra.

3.8 VERIFICA DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

◆ Normative di riferimento

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

◆ Teoria applicata

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \text{sen} \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \text{sen} \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_s = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

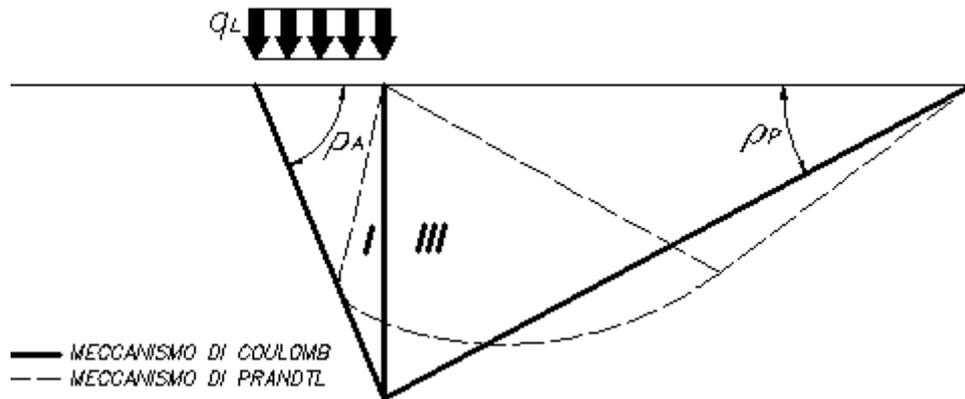
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono

state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

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

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

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.

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,
 γ_I : fattore di importanza,
 S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \Gamma_i \text{ è la "design ground acceleration on type A ground".}$$

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

3.9 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – Valutazione dei cedimenti dei terreni di fondazione

◆ Normative di riferimento

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

◆ Teoria applicata

Metodo di Burland e Burbidge

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S , f_H , f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici

3.10 RISULTATI

Tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del terreno, della struttura esistente e del progetto di ristrutturazione, sono state ipotizzate delle fondazioni a plinto poggianti su un piano posto a -3 m da piano campagna, per ciò che concerne la ristrutturazione della Club House. Fondazioni a plinto poste a 0,8 m da piano campagna per la ristrutturazione del campo pratica.

PIANO DI POSA A -3 m da piano campagna, (plinto 1,2 x 1,2 m)

DATI GENERALI

Azione sismica NTC 2008
Zona Golf Club le Robinie
Lat./ Long. [WGS84]45.643544/8.8678793
Larghezza fondazione 1.2 m
Lunghezza fondazione 1.2 m
Profondità piano di posa 3.0 m
Altezza di incastro 0.5 m
Profondità falda 40.0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g) 0.051
Effetto sismico secondo Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0103

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe III
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.18	2.54	0.17
S.L.D.	75.0	0.22	2.51	0.2
S.L.V.	712.0	0.42	2.65	0.29
S.L.C.	1462.0	0.49	2.71	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.	0.216	0.2	0.0044	0.0022
S.L.D.	0.264	0.2	0.0054	0.0027
S.L.V.	0.504	0.2	0.0103	0.0051
S.L.C.	0.588	0.2	0.012	0.006

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.3	14.15	18.37	27.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	riporto
1.2	19.41	20.1	32.0	0.0	0.0	28000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	sabbia ghiaiosa
1.3	15.03	18.5	30.0	0.0	0.0	11000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	sabbia debolmente ghiaiosa
3.1	19.91	2.69	35.0	0.0	0.0	72000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	251.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	251.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	251.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	251.16	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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 753.48 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 327.6 kN/m²
 Tensione [Ed] 251.16 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler 30139.16 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 33.3
 Fattore [Nc] 46.12
 Fattore [Ng] 33.92
 Fattore forma [Sc] 1.72
 Fattore profondità [Dc] 1.48
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.7
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
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	869.51 kN/m ²
Resistenza di progetto	378.05 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	41.44
Fattore [Nc]	57.75
Fattore [Ng]	42.43
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	757.4 kN/m ²
Resistenza di progetto	329.3 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	45.23
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.57
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
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	957.93 kN/m ²
Resistenza di progetto	416.49 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	33.92
Fattore forma [Sc]	1.72
Fattore profondità [Dc]	1.48
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.7
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
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]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	865.01 kN/m ²
Resistenza di progetto	376.09 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	41.44
Fattore [Nc]	57.75
Fattore [Ng]	42.43
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	753.48 kN/m ²
Resistenza di progetto	327.6 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	45.23
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.57
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
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]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	952.97 kN/m ²
Resistenza di progetto	414.34 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	250.0 kN/m ²
Tempo	0.0
Profondità significativa Zi (m)	1.538
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	29
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.015
Cedimento	3.753 mm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	250.0 kN/m ²
Tempo	30.0
Profondità significativa Zi (m)	1.538
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	29
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.5
Indice di compressibilità	0.015
Cedimento	5.63 mm

PIANO DI POSA A -0.8 m da piano campagna (plinto 0.6 x 0.6 m)

DATI GENERALI

Azione sismica NTC 2008
Zona Golf Club le Robinie
Lat./ Long. [WGS84]45.643544/8.8678793
Larghezza fondazione 0.6 m
Lunghezza fondazione 0.6 m
Profondità piano di posa 0.8 m
Altezza di incastro 0.4 m
Profondità falda 40.0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g) 0.051
Effetto sismico secondo Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0103

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe III
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.18	2.54	0.17
S.L.D.	75.0	0.22	2.51	0.2
S.L.V.	712.0	0.42	2.65	0.29
S.L.C.	1462.0	0.49	2.71	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.	0.216	0.2	0.0044	0.0022
S.L.D.	0.264	0.2	0.0054	0.0027
S.L.V.	0.504	0.2	0.0103	0.0051
S.L.C.	0.588	0.2	0.012	0.006

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.3	14.15	18.37	27.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	riporto
1.2	19.41	20.1	32.0	0.0	0.0	28000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	sabbia ghiaiosa
1.3	15.03	18.5	30.0	0.0	0.0	11000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	sabbia debolmente ghiaiosa
3.1	19.91	2.69	35.0	0.0	0.0	72000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	115.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	115.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	115.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	115.81	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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 347.44 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 151.06 kN/m²
 Tensione [Ed] 115.81 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler 13897.59 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 23.18
 Fattore [Nc] 35.49
 Fattore [Ng] 20.79
 Fattore forma [Sc] 1.65
 Fattore profondità [Dc] 1.37
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.62
Fattore profondità [Dq]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
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	439.89 kN/m ²
Resistenza di progetto	191.25 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.52
Fattore [Nc]	44.04
Fattore [Ng]	27.49
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	349.47 kN/m ²
Resistenza di progetto	151.94 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
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	458.77 kN/m ²
Resistenza di progetto	199.47 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	20.79
Fattore forma [Sc]	1.65
Fattore profondità [Dc]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.62
Fattore profondità [Dq]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
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]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	437.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	190.15 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.52
Fattore [Nc]	44.04
Fattore [Ng]	27.49
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	347.44 kN/m ²
Resistenza di progetto	151.06 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
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]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	456.11 kN/m ²
Resistenza di progetto	198.31 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	151.0 kN/m ²
Tempo	0.0
Profondità significativa Zi (m)	1.538
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	18
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.03
Cedimento	2.956 mm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	151.0 kN/m ²
Tempo	30.0
Profondità significativa Zi (m)	1.538
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	18
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.5
Indice di compressibilità	0.03
Cedimento	4.434 mm

Per l'area in cui è stata eseguita la prova DP2, dove è in progetto la piscina, le caratteristiche geotecniche del terreno sono simili a quelle individuate mediante l'esecuzione delle prove DP1, DP3 e DP4, con la differenza che il piano campagna si trova ribassato di circa 2,5 m rispetto a quello delle altre tre prove, pertanto i carichi ammissibili e i cedimenti valutati e sopra riportati sono da considerarsi i medesimi.

4 CONCLUSIONI

Nel sito di Via per Busto Arsizio 9, in Comune di Solbiate Olona, è stata condotta una indagine geognostica volta a valutare le caratteristiche geologico-tecniche del terreno e una analisi sismica di secondo livello, in previsione della ristrutturazione dell'edificio centrale del Golf Club Le Robinie (Club House) e del rifacimento della struttura del campo pratica.

L'indagine in campo è stata eseguita attraverso l'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche dinamiche, l'esecuzione di una prospezione sismica con metodologia MASW e la registrazione del rumore sismico ambientale con metodologia HVSR.

I risultati dell'indagine hanno portato al riconoscimento di un terreno suddiviso in quattro litozone da piano campagna fino alle profondità massime raggiunte dal penetrometro (circa 6 m).

A partire da piano campagna è stato riconosciuto un terreno di riporto limoso-sabbioso per uno spessore tra i 20 e i 60 cm (Litozona 1). Al disotto della Litozona 1 è stato individuato un livello con spessore medio di 1,2 m costituito Sabbia ghiaiosa con Limo, da mediamente a localmente molto addensato (litozona 2). Oltre questo strato è presente un livello poco addensato, spesso circa 1,3 m, costituito da Sabbia debolmente ghiaiosa con in matrice limosa (litozona 3). A partire da circa 3 m di profondità il terreno diventa molto addensato, con un livello che si compone di Ghiaia sabbiosa con Ciottoli (litozona 4).

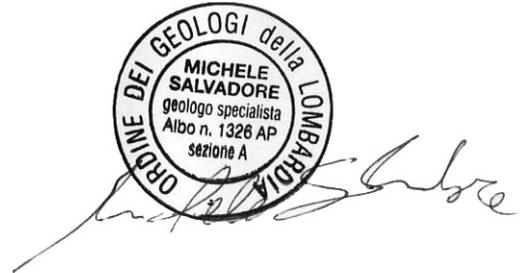
Nel corso dell'esecuzione delle prove non è stata rilevata la presenza di acqua e le aste in estrazione non sono risultate umide. L'area indagata rientra, in base allo Studio Geologico a supporto del PGT di Solbiate Olona, in classe di fattibilità 1, senza particolari limitazioni.

Per il progetto di ristrutturazione della Club House è stata ipotizzata una fondazione a plinto (1,2 x 1,2 m) posta a 3 m di profondità dal piano campagna; il carico ammissibile è di circa 2,5 kg/cm² e i cedimenti valutati risultano essere accettabili. Per la ristrutturazione della struttura del campo pratica si è ipotizzata una fondazione a plinto (0,6 x 0,6 m) posta a 0,8 m di profondità dal piano campagna; il carico ammissibile è di circa 1,5 Kg/cm² e i cedimenti valutati risultano essere anch'essi accettabili.

L'analisi sismica di secondo livello eseguita, ha permesso di verificare che i valori di soglia (Fa) comunale stabiliti da Regione Lombardia sono da considerarsi sufficienti a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

Castelseprio, 11 Maggio 2017

Dott. Geol. Michele Salvatore
(Ordine dei Geologi della Lombardia n° iscr. 1326)



ALLEGATI

Grafici e tabelle prove penetrometriche dinamiche

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **DM-30 (90°)**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DM-30 (90°)

PESO MASSA BATTENTE	M = 30.00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.20 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 13.60 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 35.70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 10.00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1.00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 2.40 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0.80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.10$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(10) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 10 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 6.00 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 0.766$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm ² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m ² = 10.197 kg/cm ²
1 bar = 1.0197 kg/cm ² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

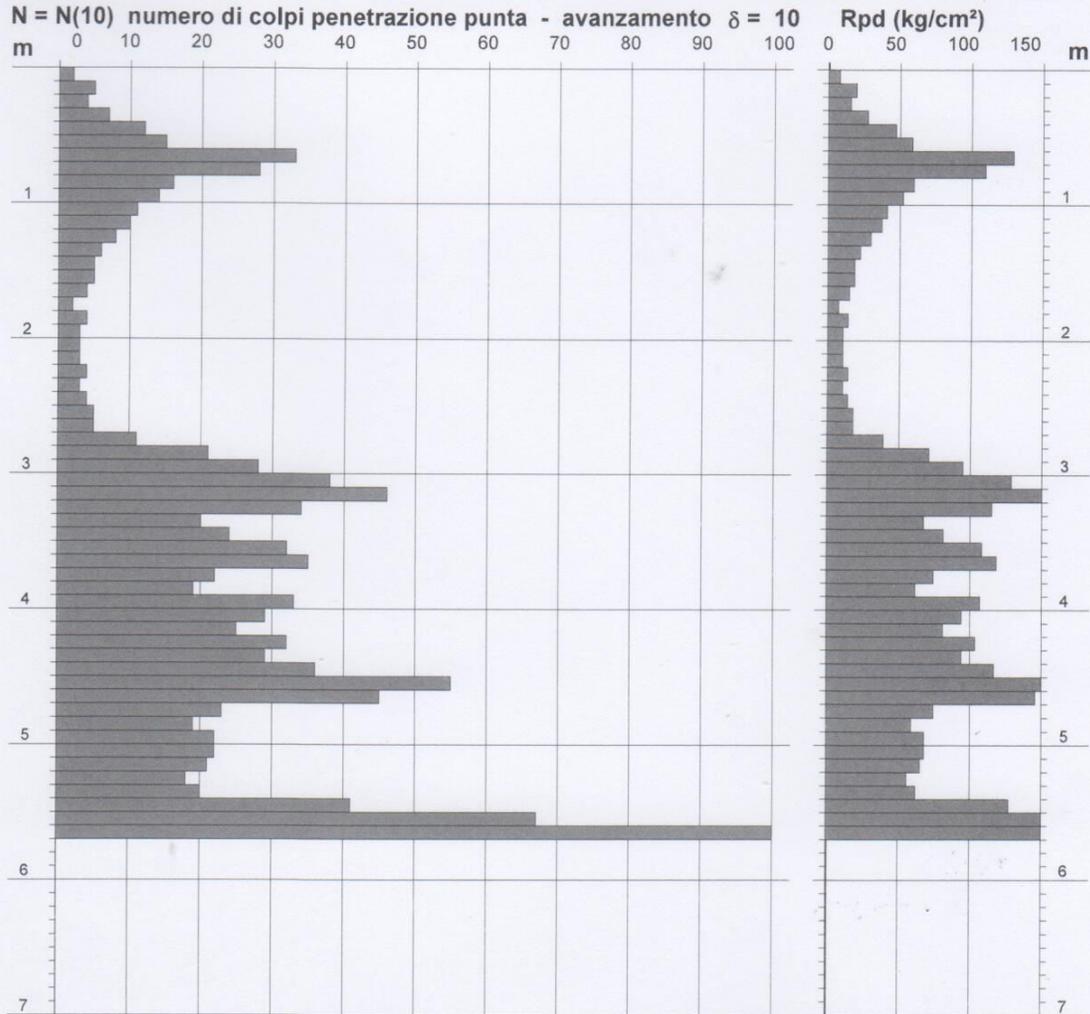
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 50

- committente :
- lavoro : Via Per Busto
- localit  : Solbiate Olona (VA)
- note :

- data : 09/05/2017
- quota inizio : 246.5 m slm
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



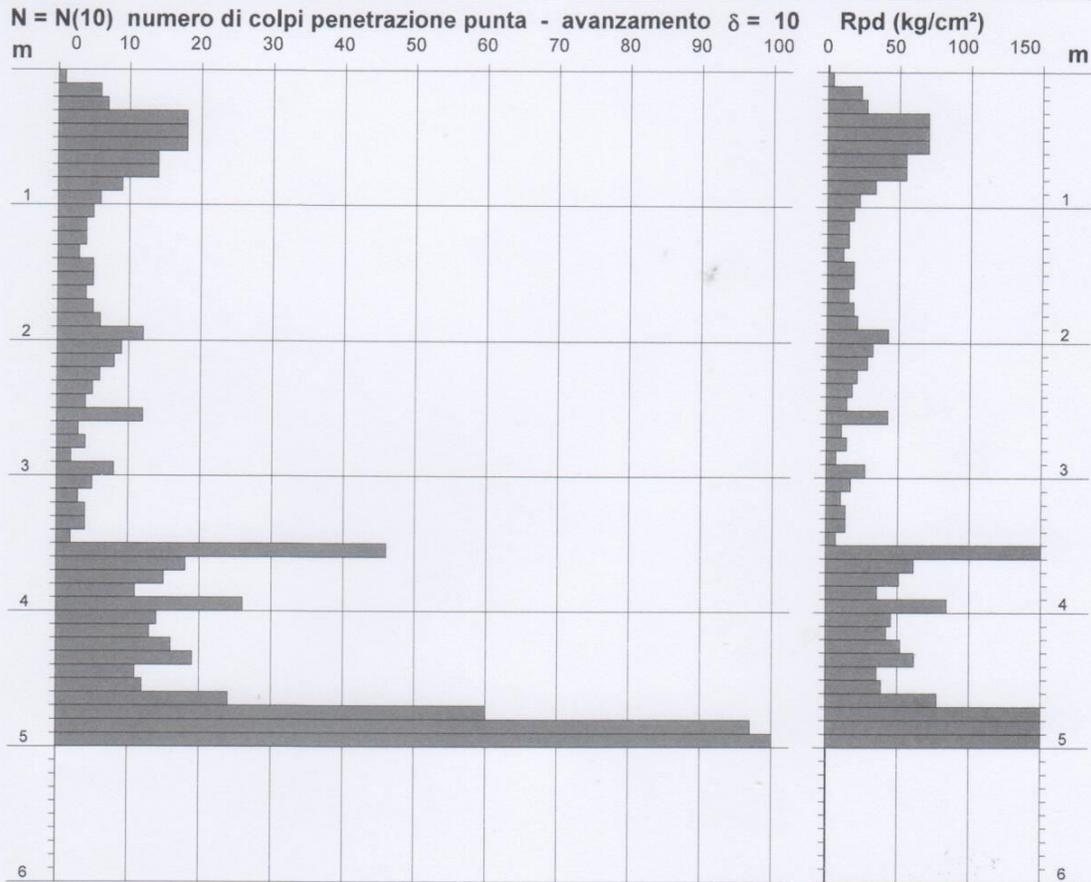
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente :
 - lavoro : Via Per Busto
 - località : Solbiate Olona (VA)
 - note :

- data : 09/05/2017
 - quota inizio : 244.5 m slm
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1



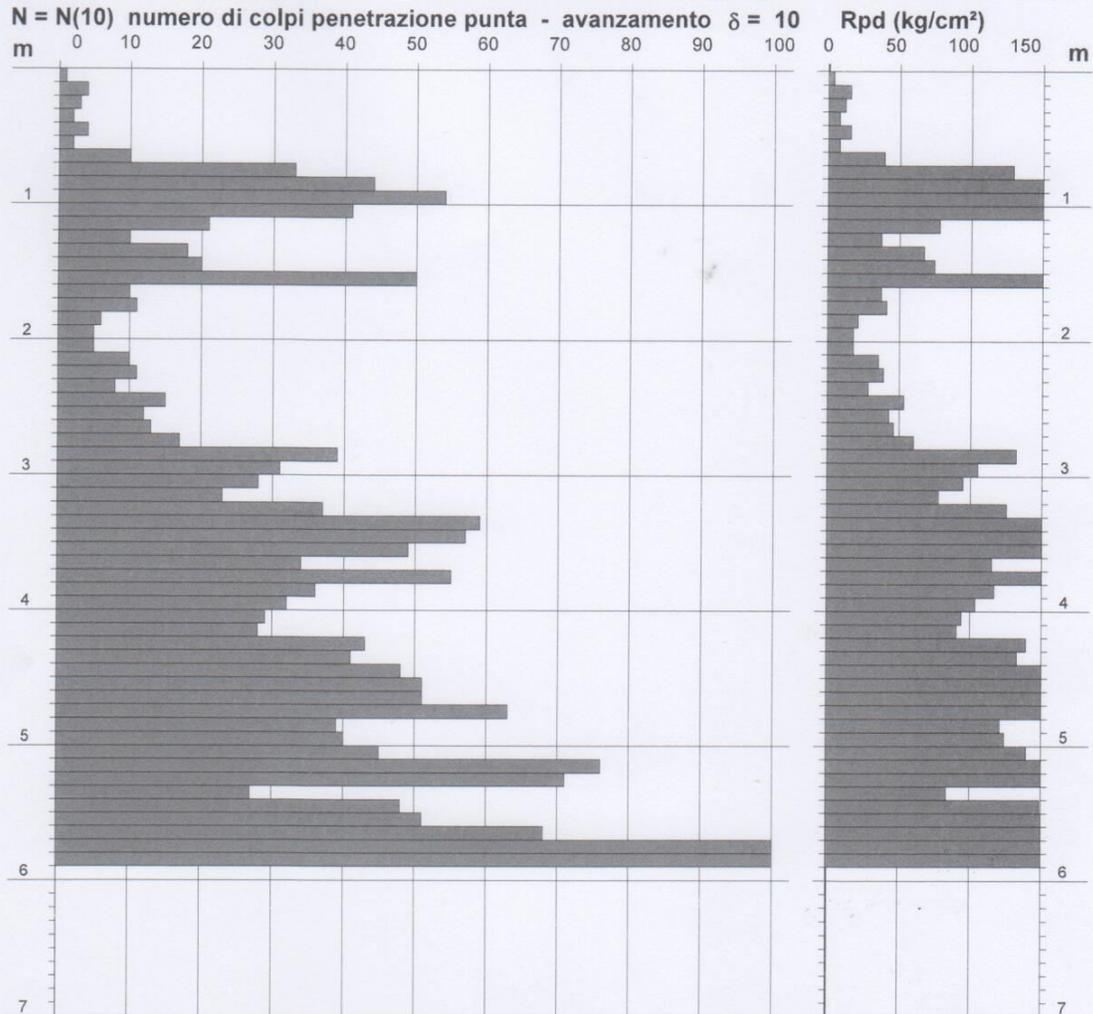
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 50

- committente :
- lavoro : Via Per Busto
- località : Solbiate Olona (VA)
- note :

- data : 09/05/2017
- quota inizio : 246.5 m slm
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



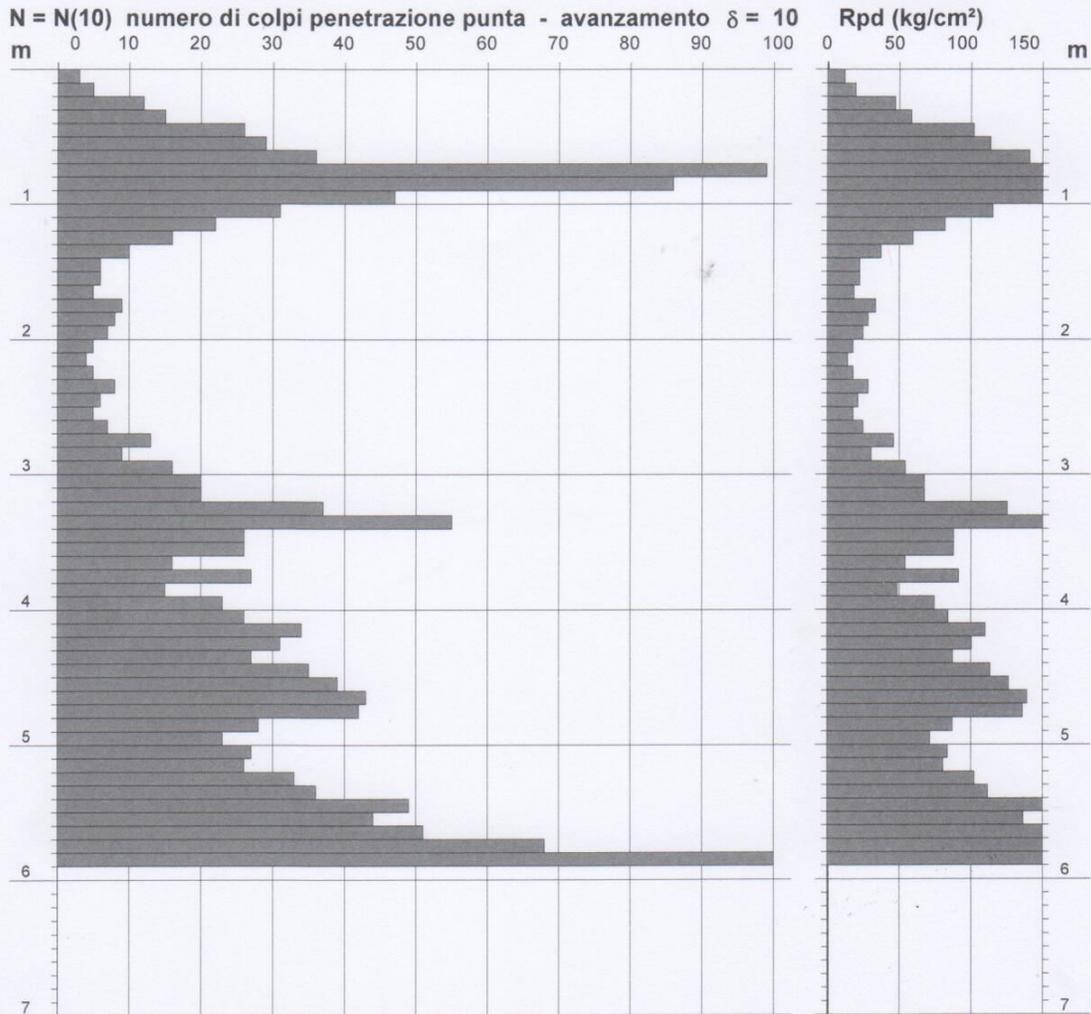
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 4

Scala 1: 50

- committente :
- lavoro : Via Per Busto
- località : Solbiate Olona (VA)
- note :

- data : 09/05/2017
- quota inizio : 246.5 m slm
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente :
- lavoro : Via Per Busto
- località : Solbiate Olona (VA)
- note :

- data : 09/05/2017
- quota inizio : 246.5 m slm
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	2	7.8	---	1	2.90 - 3.00	28	94.7	---	4
0.10 - 0.20	5	19.6	---	1	3.00 - 3.10	38	128.6	---	4
0.20 - 0.30	4	15.7	---	1	3.10 - 3.20	46	155.6	---	4
0.30 - 0.40	7	27.4	---	1	3.20 - 3.30	34	115.0	---	4
0.40 - 0.50	12	47.0	---	1	3.30 - 3.40	20	67.7	---	4
0.50 - 0.60	15	58.7	---	1	3.40 - 3.50	24	81.2	---	4
0.60 - 0.70	33	129.1	---	1	3.50 - 3.60	32	108.3	---	4
0.70 - 0.80	28	109.6	---	1	3.60 - 3.70	35	118.4	---	4
0.80 - 0.90	16	59.5	---	2	3.70 - 3.80	22	74.4	---	4
0.90 - 1.00	14	52.1	---	2	3.80 - 3.90	19	61.5	---	5
1.00 - 1.10	11	40.9	---	2	3.90 - 4.00	33	106.8	---	5
1.10 - 1.20	10	37.2	---	2	4.00 - 4.10	29	93.9	---	5
1.20 - 1.30	8	29.8	---	2	4.10 - 4.20	25	80.9	---	5
1.30 - 1.40	6	22.3	---	2	4.20 - 4.30	32	103.6	---	5
1.40 - 1.50	5	18.6	---	2	4.30 - 4.40	29	93.9	---	5
1.50 - 1.60	5	18.6	---	2	4.40 - 4.50	36	116.5	---	5
1.60 - 1.70	4	14.9	---	2	4.50 - 4.60	55	178.1	---	5
1.70 - 1.80	2	7.4	---	2	4.60 - 4.70	45	145.7	---	5
1.80 - 1.90	4	14.2	---	3	4.70 - 4.80	23	74.5	---	5
1.90 - 2.00	3	10.6	---	3	4.80 - 4.90	19	59.0	---	6
2.00 - 2.10	3	10.6	---	3	4.90 - 5.00	22	68.3	---	6
2.10 - 2.20	3	10.6	---	3	5.00 - 5.10	22	68.3	---	6
2.20 - 2.30	4	14.2	---	3	5.10 - 5.20	21	65.2	---	6
2.30 - 2.40	3	10.6	---	3	5.20 - 5.30	18	55.9	---	6
2.40 - 2.50	4	14.2	---	3	5.30 - 5.40	20	62.1	---	6
2.50 - 2.60	5	17.7	---	3	5.40 - 5.50	41	127.2	---	6
2.60 - 2.70	5	17.7	---	3	5.50 - 5.60	67	207.9	---	6
2.70 - 2.80	11	39.0	---	3	5.60 - 5.70	100	310.3	---	6
2.80 - 2.90	21	71.1	---	4					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DM-30 (90°)**

- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.00 cm²** - D(diam. punta)= **35.70 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [$\delta = 10$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente :
- lavoro : Via Per Busto
- località : Solbiate Olona (VA)
- note :

- data : 09/05/2017
- quota inizio : 244.5 m slm
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	1	3.9	---	1	2.50 - 2.60	12	42.5	---	3
0.10 - 0.20	6	23.5	---	1	2.60 - 2.70	3	10.6	---	3
0.20 - 0.30	7	27.4	---	1	2.70 - 2.80	4	14.2	---	3
0.30 - 0.40	18	70.4	---	1	2.80 - 2.90	2	6.8	---	4
0.40 - 0.50	18	70.4	---	1	2.90 - 3.00	8	27.1	---	4
0.50 - 0.60	18	70.4	---	1	3.00 - 3.10	5	16.9	---	4
0.60 - 0.70	14	54.8	---	1	3.10 - 3.20	3	10.2	---	4
0.70 - 0.80	14	54.8	---	1	3.20 - 3.30	4	13.5	---	4
0.80 - 0.90	9	33.5	---	2	3.30 - 3.40	4	13.5	---	4
0.90 - 1.00	6	22.3	---	2	3.40 - 3.50	2	6.8	---	4
1.00 - 1.10	5	18.6	---	2	3.50 - 3.60	46	155.6	---	4
1.10 - 1.20	4	14.9	---	2	3.60 - 3.70	18	60.9	---	4
1.20 - 1.30	4	14.9	---	2	3.70 - 3.80	15	50.8	---	4
1.30 - 1.40	3	11.2	---	2	3.80 - 3.90	11	35.6	---	5
1.40 - 1.50	5	18.6	---	2	3.90 - 4.00	26	84.2	---	5
1.50 - 1.60	5	18.6	---	2	4.00 - 4.10	14	45.3	---	5
1.60 - 1.70	4	14.9	---	2	4.10 - 4.20	13	42.1	---	5
1.70 - 1.80	5	18.6	---	2	4.20 - 4.30	16	51.8	---	5
1.80 - 1.90	6	21.3	---	3	4.30 - 4.40	19	61.5	---	5
1.90 - 2.00	12	42.5	---	3	4.40 - 4.50	11	35.6	---	5
2.00 - 2.10	9	31.9	---	3	4.50 - 4.60	12	38.8	---	5
2.10 - 2.20	8	28.3	---	3	4.60 - 4.70	24	77.7	---	5
2.20 - 2.30	6	21.3	---	3	4.70 - 4.80	60	194.2	---	5
2.30 - 2.40	5	17.7	---	3	4.80 - 4.90	97	301.0	---	6
2.40 - 2.50	4	14.2	---	3	4.90 - 5.00	100	310.3	---	6

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DM-30 (90°)**

- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.00 cm²** - D (diam. punta)= **35.70 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [$\delta = 10 \text{ cm}$]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente :
- lavoro : Via Per Busto
- località : Solbiate Olona (VA)
- note :

- data : 09/05/2017
- quota inizio : 246.5 m slm
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	1	3.9	---	1	3.00 - 3.10	28	94.7	---	4
0.10 - 0.20	4	15.7	---	1	3.10 - 3.20	23	77.8	---	4
0.20 - 0.30	3	11.7	---	1	3.20 - 3.30	37	125.2	---	4
0.30 - 0.40	2	7.8	---	1	3.30 - 3.40	59	199.6	---	4
0.40 - 0.50	4	15.7	---	1	3.40 - 3.50	57	192.9	---	4
0.50 - 0.60	2	7.8	---	1	3.50 - 3.60	49	165.8	---	4
0.60 - 0.70	10	39.1	---	1	3.60 - 3.70	34	115.0	---	4
0.70 - 0.80	33	129.1	---	1	3.70 - 3.80	55	186.1	---	4
0.80 - 0.90	44	163.6	---	2	3.80 - 3.90	36	116.5	---	5
0.90 - 1.00	54	200.8	---	2	3.90 - 4.00	32	103.6	---	5
1.00 - 1.10	41	152.5	---	2	4.00 - 4.10	29	93.9	---	5
1.10 - 1.20	21	78.1	---	2	4.10 - 4.20	28	90.6	---	5
1.20 - 1.30	10	37.2	---	2	4.20 - 4.30	43	139.2	---	5
1.30 - 1.40	18	66.9	---	2	4.30 - 4.40	41	132.7	---	5
1.40 - 1.50	20	74.4	---	2	4.40 - 4.50	48	155.4	---	5
1.50 - 1.60	50	186.0	---	2	4.50 - 4.60	51	165.1	---	5
1.60 - 1.70	10	37.2	---	2	4.60 - 4.70	51	165.1	---	5
1.70 - 1.80	11	40.9	---	2	4.70 - 4.80	63	204.0	---	5
1.80 - 1.90	6	21.3	---	3	4.80 - 4.90	39	121.0	---	6
1.90 - 2.00	5	17.7	---	3	4.90 - 5.00	40	124.1	---	6
2.00 - 2.10	5	17.7	---	3	5.00 - 5.10	45	139.7	---	6
2.10 - 2.20	10	35.4	---	3	5.10 - 5.20	76	235.9	---	6
2.20 - 2.30	11	39.0	---	3	5.20 - 5.30	71	220.3	---	6
2.30 - 2.40	8	28.3	---	3	5.30 - 5.40	27	83.8	---	6
2.40 - 2.50	15	53.1	---	3	5.40 - 5.50	48	149.0	---	6
2.50 - 2.60	12	42.5	---	3	5.50 - 5.60	51	158.3	---	6
2.60 - 2.70	13	46.1	---	3	5.60 - 5.70	68	211.0	---	6
2.70 - 2.80	17	60.2	---	3	5.70 - 5.80	100	310.3	---	6
2.80 - 2.90	39	132.0	---	4	5.80 - 5.90	100	298.0	---	7
2.90 - 3.00	31	104.9	---	4					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DM-30 (90°)**

- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.00 cm²** - D(diam. punta)= **35.70 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [$\delta = 10 \text{ cm}$]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 4

- committente :
- lavoro : Via Per Busto
- località : Solbiate Olona (VA)
- note :

- data : 09/05/2017
- quota inizio : 246.5 m slm
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	3	11.7	---	1	3.00 - 3.10	20	67.7	---	4
0.10 - 0.20	5	19.6	---	1	3.10 - 3.20	20	67.7	---	4
0.20 - 0.30	12	47.0	---	1	3.20 - 3.30	37	125.2	---	4
0.30 - 0.40	15	58.7	---	1	3.30 - 3.40	55	186.1	---	4
0.40 - 0.50	26	101.7	---	1	3.40 - 3.50	26	88.0	---	4
0.50 - 0.60	29	113.5	---	1	3.50 - 3.60	26	88.0	---	4
0.60 - 0.70	36	140.9	---	1	3.60 - 3.70	16	54.1	---	4
0.70 - 0.80	99	387.4	---	1	3.70 - 3.80	27	91.4	---	4
0.80 - 0.90	86	319.8	---	2	3.80 - 3.90	15	48.6	---	5
0.90 - 1.00	47	174.8	---	2	3.90 - 4.00	23	74.5	---	5
1.00 - 1.10	31	115.3	---	2	4.00 - 4.10	26	84.2	---	5
1.10 - 1.20	22	81.8	---	2	4.10 - 4.20	34	110.1	---	5
1.20 - 1.30	16	59.5	---	2	4.20 - 4.30	31	100.4	---	5
1.30 - 1.40	10	37.2	---	2	4.30 - 4.40	27	87.4	---	5
1.40 - 1.50	6	22.3	---	2	4.40 - 4.50	35	113.3	---	5
1.50 - 1.60	6	22.3	---	2	4.50 - 4.60	39	126.3	---	5
1.60 - 1.70	5	18.6	---	2	4.60 - 4.70	43	139.2	---	5
1.70 - 1.80	9	33.5	---	2	4.70 - 4.80	42	136.0	---	5
1.80 - 1.90	8	28.3	---	3	4.80 - 4.90	28	86.9	---	6
1.90 - 2.00	7	24.8	---	3	4.90 - 5.00	23	71.4	---	6
2.00 - 2.10	5	17.7	---	3	5.00 - 5.10	27	83.8	---	6
2.10 - 2.20	4	14.2	---	3	5.10 - 5.20	26	80.7	---	6
2.20 - 2.30	5	17.7	---	3	5.20 - 5.30	33	102.4	---	6
2.30 - 2.40	8	28.3	---	3	5.30 - 5.40	36	111.7	---	6
2.40 - 2.50	6	21.3	---	3	5.40 - 5.50	49	152.1	---	6
2.50 - 2.60	5	17.7	---	3	5.50 - 5.60	44	136.6	---	6
2.60 - 2.70	7	24.8	---	3	5.60 - 5.70	51	158.3	---	6
2.70 - 2.80	13	46.1	---	3	5.70 - 5.80	68	211.0	---	6
2.80 - 2.90	9	30.5	---	4	5.80 - 5.90	100	298.0	---	7
2.90 - 3.00	16	54.1	---	4					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DM-30 (90°)**- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.00 cm²** - D(diam. punta)= **35.70 mm**- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [$\delta = 10$ cm]- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

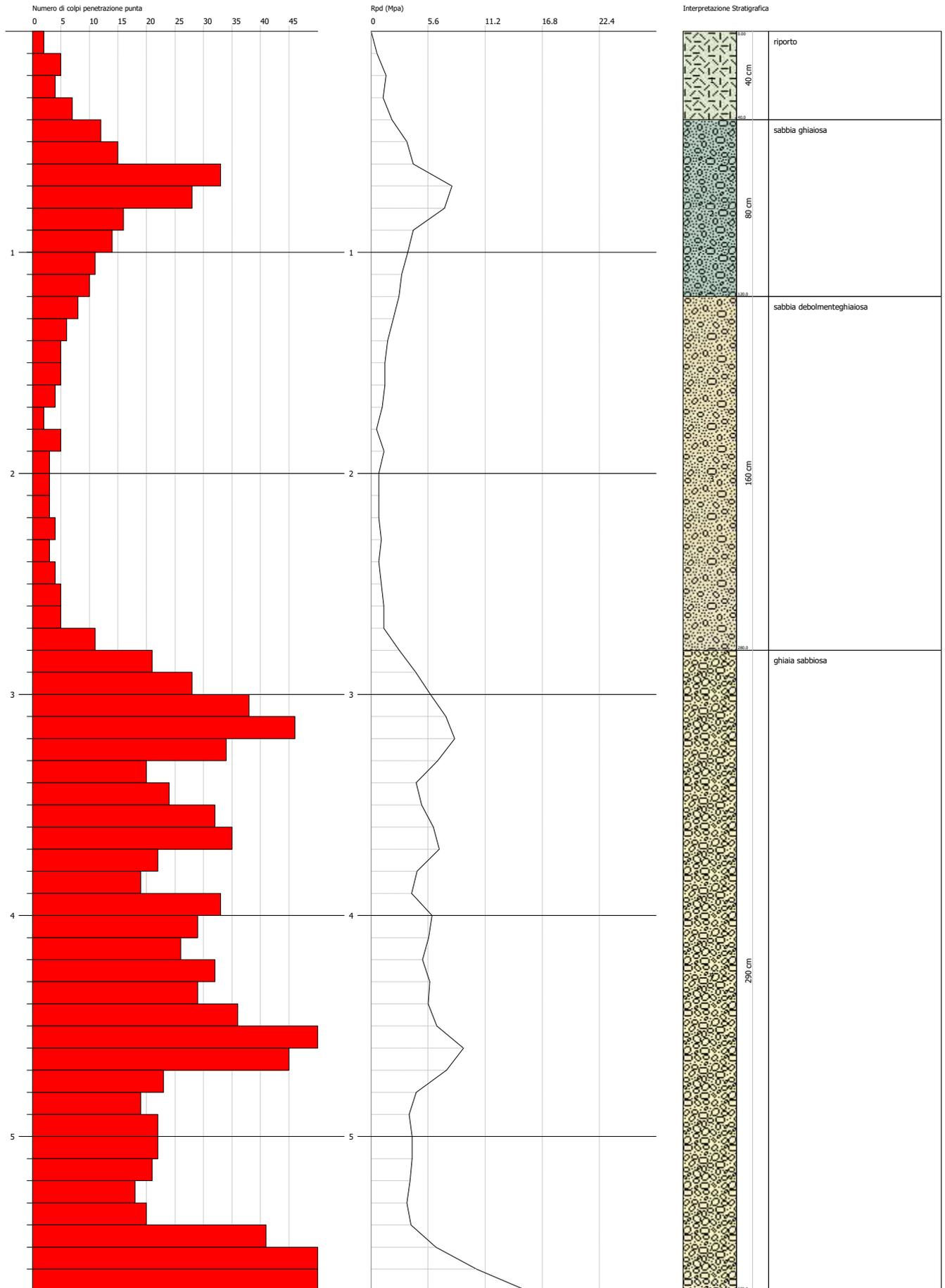
Ricostruzione colonne stratigrafiche

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 1
Strumento utilizzato... DL-30 (90°)

Comittente: ADD
 Cantiere: Golf Club Le Robinie
 Località: Via per Busto Ars 9

Data: 03/05/2017

Scala 1:24

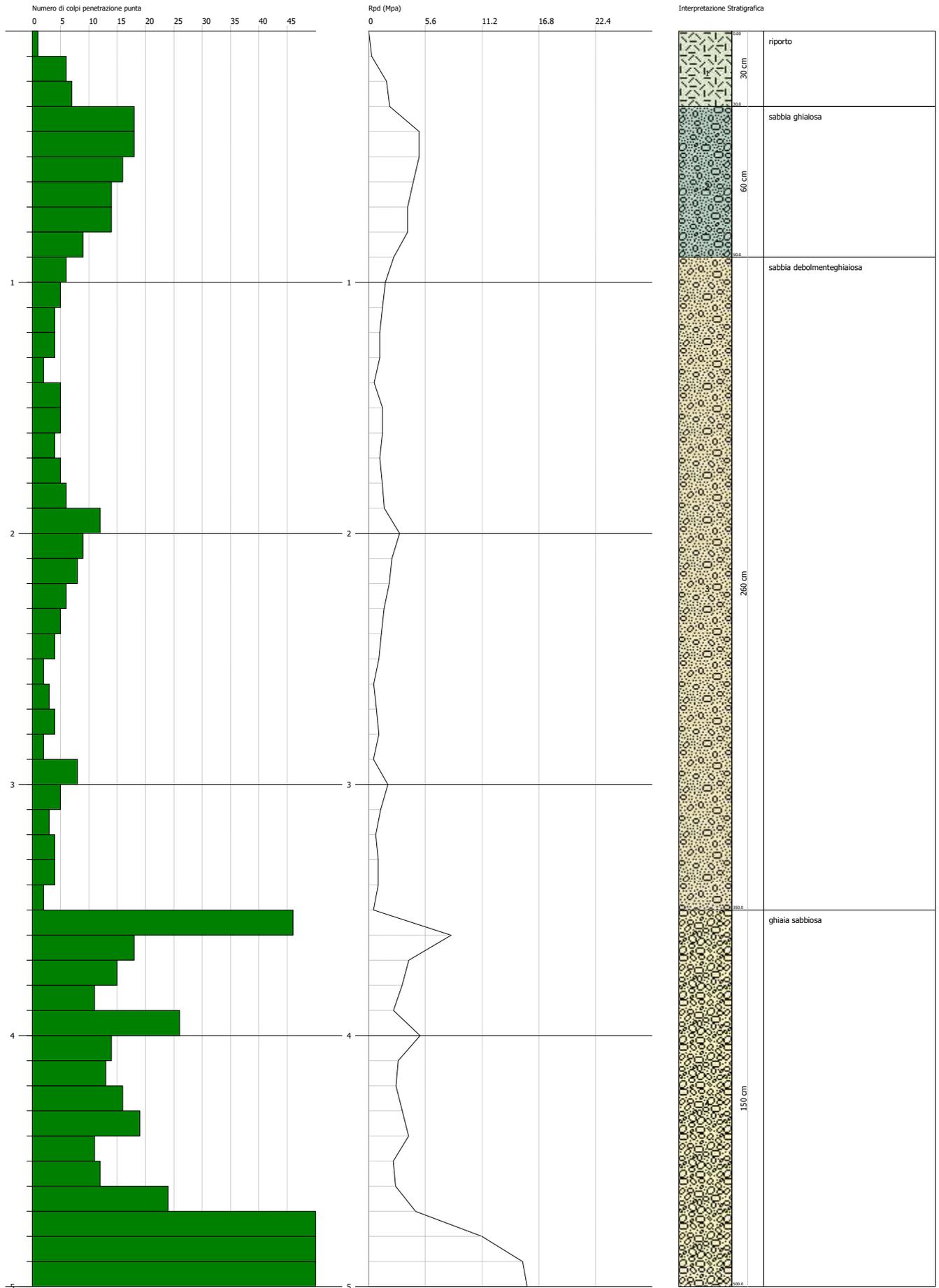


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 2
Strumento utilizzato... DL-30 (90°)

Comittente: ADD
 Cantiere: Golf Club Le Robinie
 Località: Via per Busto Ars 9

Data: 03/05/2017

Scala 1:21

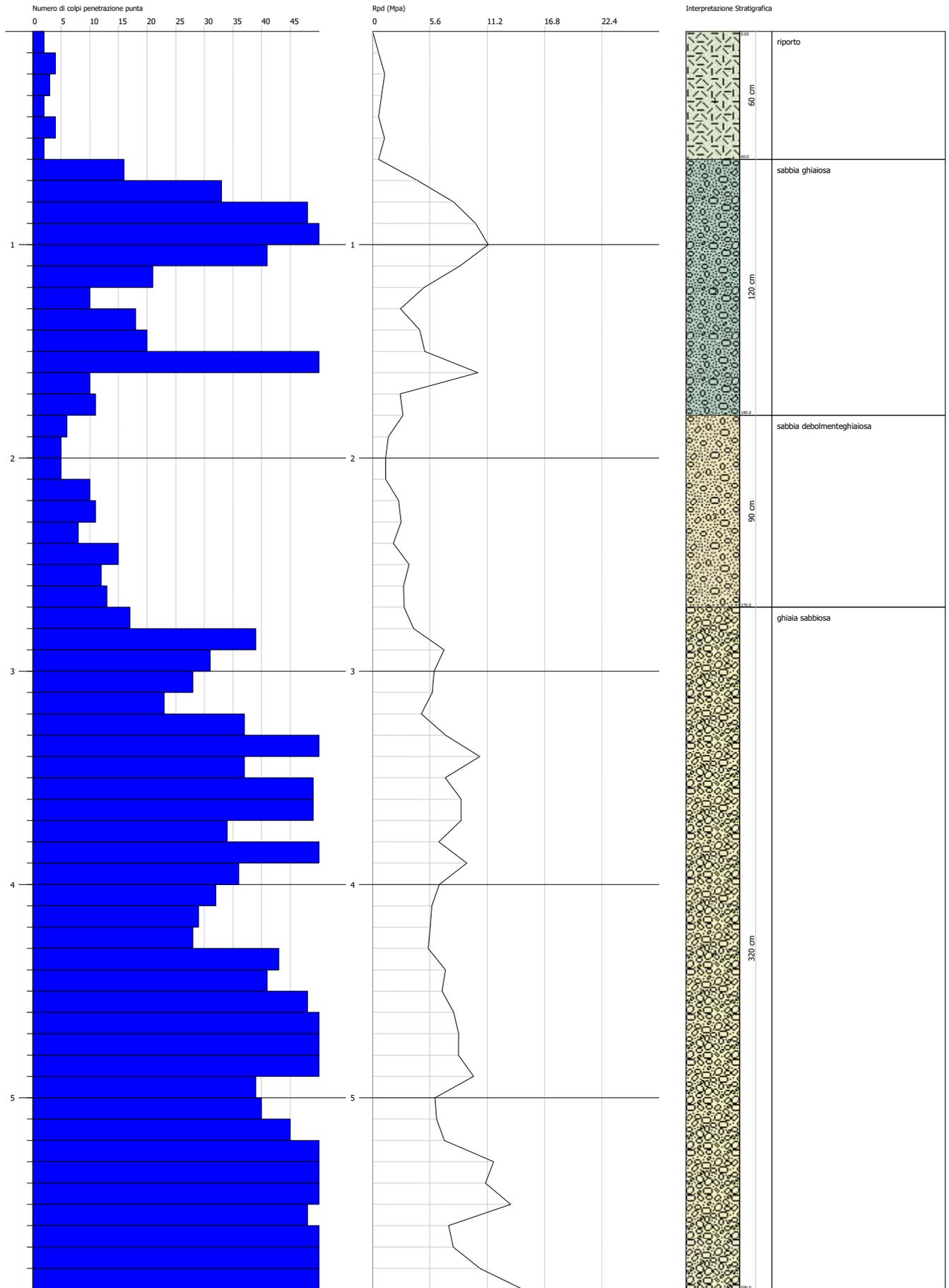


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 3
Strumento utilizzato... DL-30 (90°)

Comittente: ADD
 Cantiere: Golf Club Le Robinie
 Località: Via per Busto Ars 9

Data: 03/05/2017

Scala 1:25

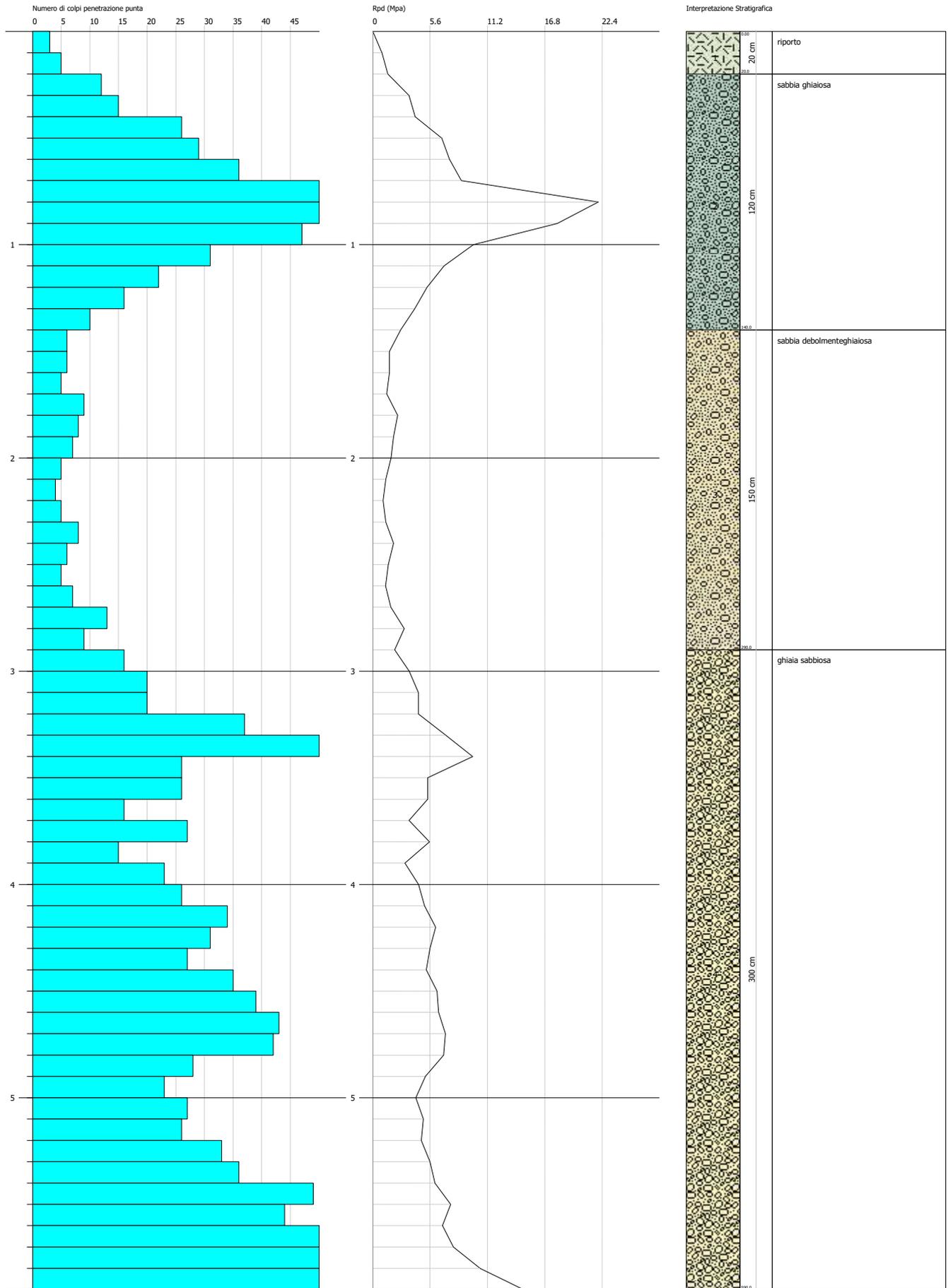


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 4
Strumento utilizzato... DL-30 (90°)

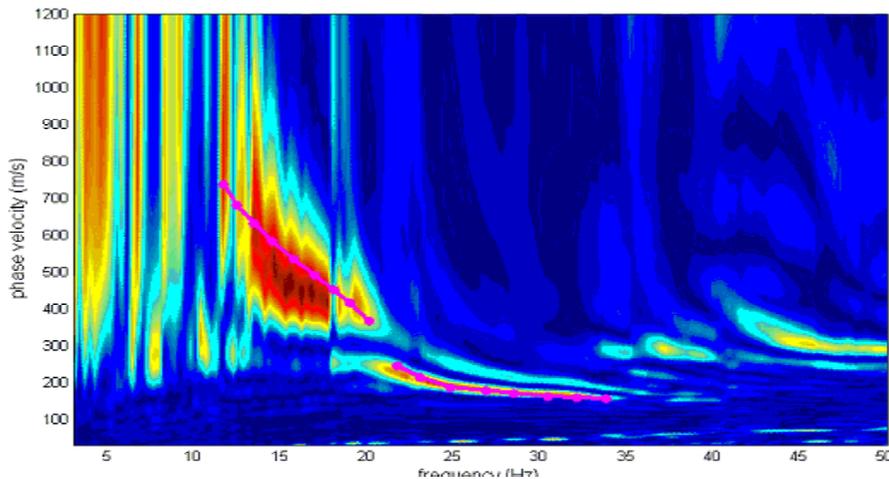
Comittente: ADD
 Cantiere: Golf Club Le Robinie
 Località: Via per Busto Ars 9

Data: 03/05/2017

Scala 1:25



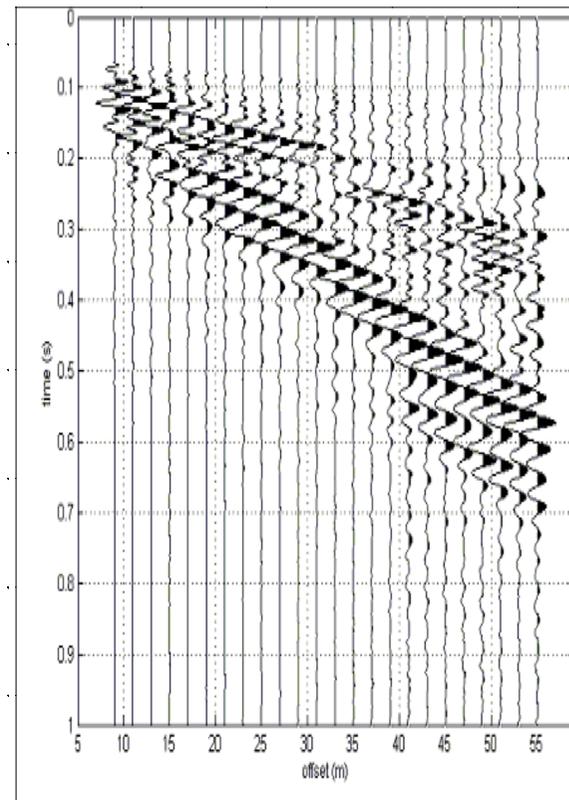
METODOLOGIA MASW
VELOCITA DELLE ONDE S



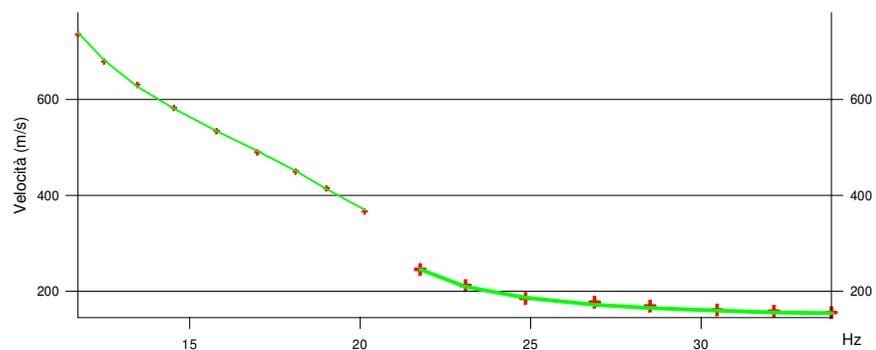
LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- / Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

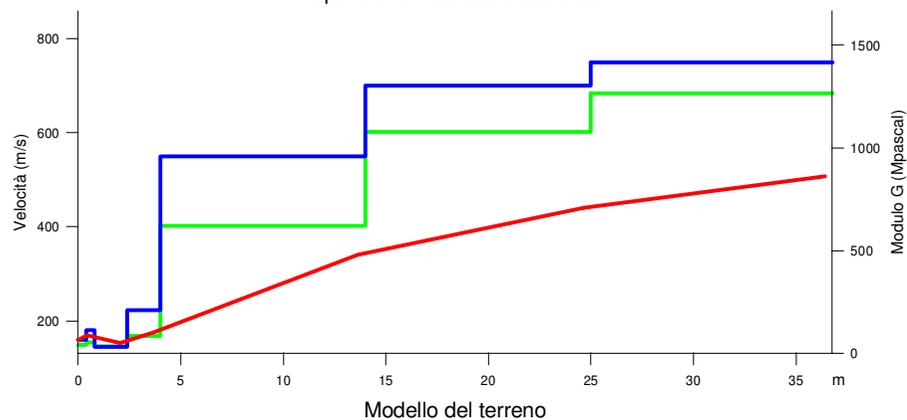
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.4	160	.0025	160	42
.4	.8	180	.0022	169	54
.8	2.4	145	.011	152	35
2.4	4	222	.0072	174	85
4	14	550	.0182	340	620
14	25	700	.0157	440	1078
25	36.8	750	.0157	507	1266

VALORE CALCOLATO VS30 = 472 m/s

PROVA SISMICA VS30

Solbiate Olona - Via per Busto Arsizio 9

Golf Club Le Robinie

Metodologia MASW

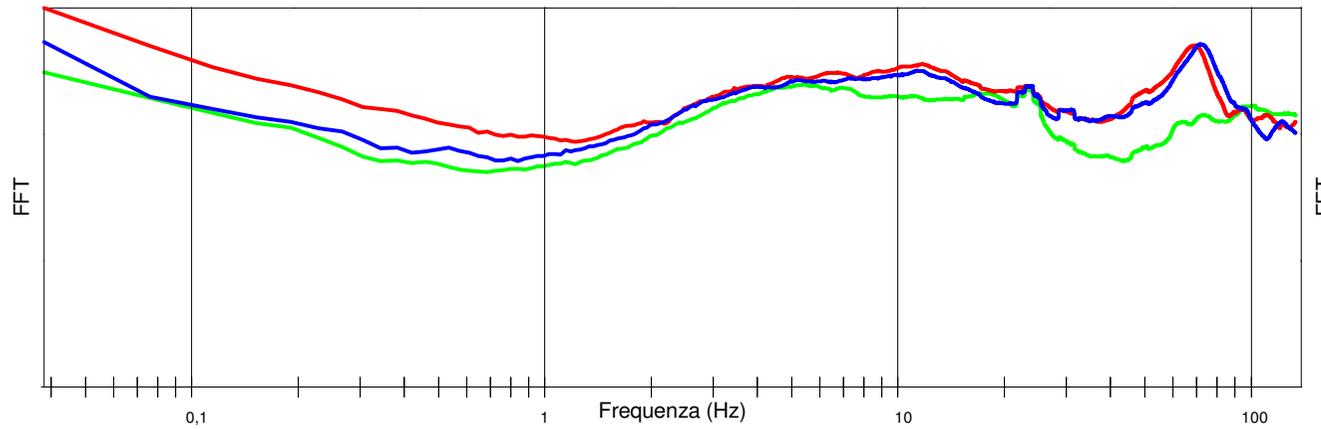
VELOCITA' DELLE ONDE S

All. 2/a

Maggio 2017

PROVA H/V
SPETTRI DI FREQUENZA

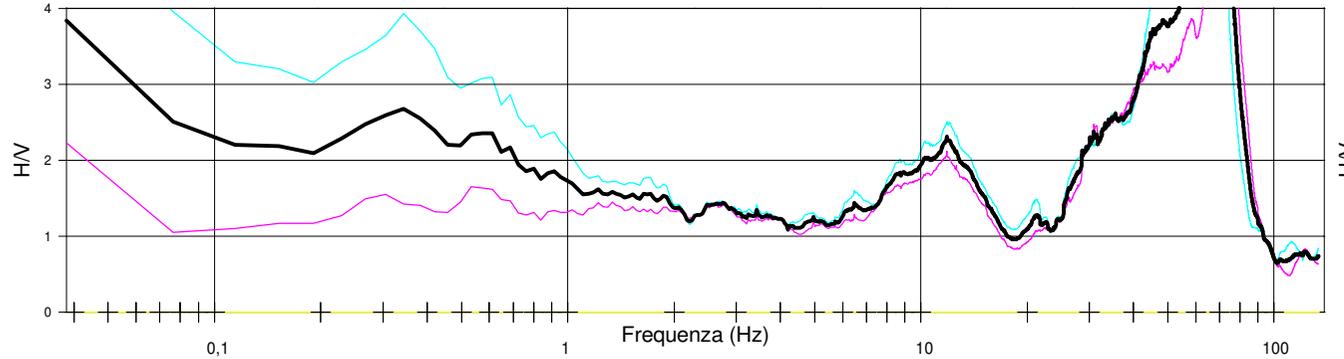
COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA



LEGENDA

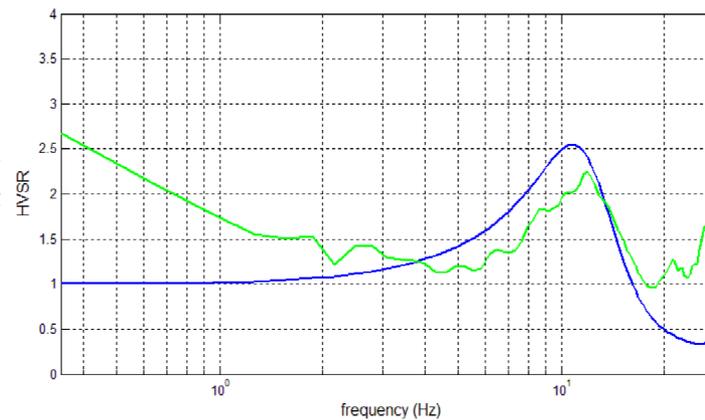
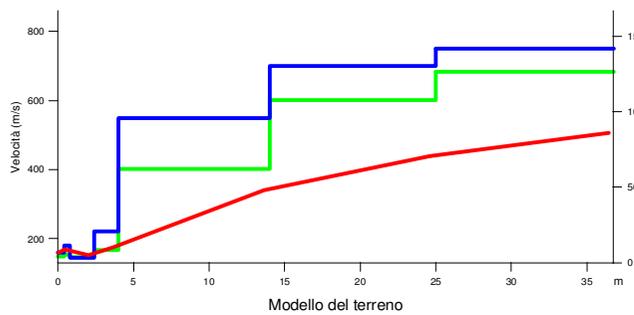
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media

RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



Durata della registrazione 23' 9.4"
 Campionamento 10 KHz
 Finestra di campionamento 26,2 s

Picco alla frequenza: 11 Hz circa



PROVA H/V

Solbiate Olona - Via per Busto Arsizio 9

Golf Club Le Robinie

Metodo Nakamura

**SPETTRI DI FREQUENZA
 PROVA A129**

All. 2/b

Maggio 2017