

dr. umberto pivetta
geologo

REGIONE DEL VENETO

COMUNE DI MONTEBELLO VICENTINO

PROVINCIA DI VICENZA

Ampliamento di fabbricato produttivo in Strada Statale 11, n° 24-26, Loc. Signolo

INDAGINE GEOLOGICA GEOTECNICA

Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle " Norme Tecniche per le Costruzioni"

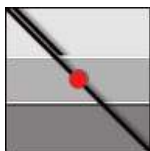
DITTA: **Gobbo Stefano & C. Srl** - Strada Statale Undici Signolo 24/26 – Montebello Vic.no

Il relatore

Data: 19 Novembre 2018



(Geologo Dott. Umberto Pivetta)



1 - INTRODUZIONE

Su incarico della Ditta **Gobbo Stefano & C. Srl** è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica a supporto del progetto di ampliamento di fabbricato produttivo in Strada Statale 11, n° 26-26, Loc. Signolo, Comune di Montebello Vicentino, in terreni di proprietà della ditta GOBBO STEFANO E. S.N.C. Strada Statale Undici Signolo 24/26 - 36054 MONTEBELLO VICENTINO (VI).

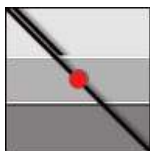
Dal punto di vista generale, la presente relazione geologica e geotecnica si propone di valutare le possibili interazioni tra le azioni di progetto dei nuovi edifici e l'ambiente geologico, ed in particolare di:

- Ricostruire l'assetto stratigrafico del sottosuolo
- Determinare le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione
- Fornire al Progettista i parametri tecnici necessari per la corretta scelta e dimensionamento delle strutture fondazionali.

A tal fine è stata effettuata un'indagine sperimentale in sito che ha richiesto l'esecuzione di N° 2 Prove Penetrometriche "Statiche" (CPT), una delle quali proseguita con Dinamica SuperPesante (DPSH), spine sino alla profondità massima di 9 metri dal piano campagna, in corrispondenza delle future strutture di fondazione e delle opere in progetto.

Con la LEGGE 24 giugno 2009, n. 77, "*Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile.* (09G0088) (Suppl. Ordinario n. 99)" - Gazzetta Ufficiale N. 147 del 27 Giugno 2009, entra definitivamente in vigore il **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008** (supplemento ordinario n. 30 Gazzetta ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2007) recante "**Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni**" che introducendo il concetto di Stato Limite, ovvero la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata, prevede, per la definizione del grado di sicurezza, un approccio di tipo semiprobabilistico, o di primo livello, adottando i cosiddetti Coefficienti parziali di sicurezza (CP).

Il 22 marzo 2018 è entrato in vigore, a 30 giorni dalla sua pubblicazione nella Gazzetta ufficiale del 20 Febbraio 2018, il **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle "norme tecniche per le costruzioni"**, ovvero le **NTC 2018**.



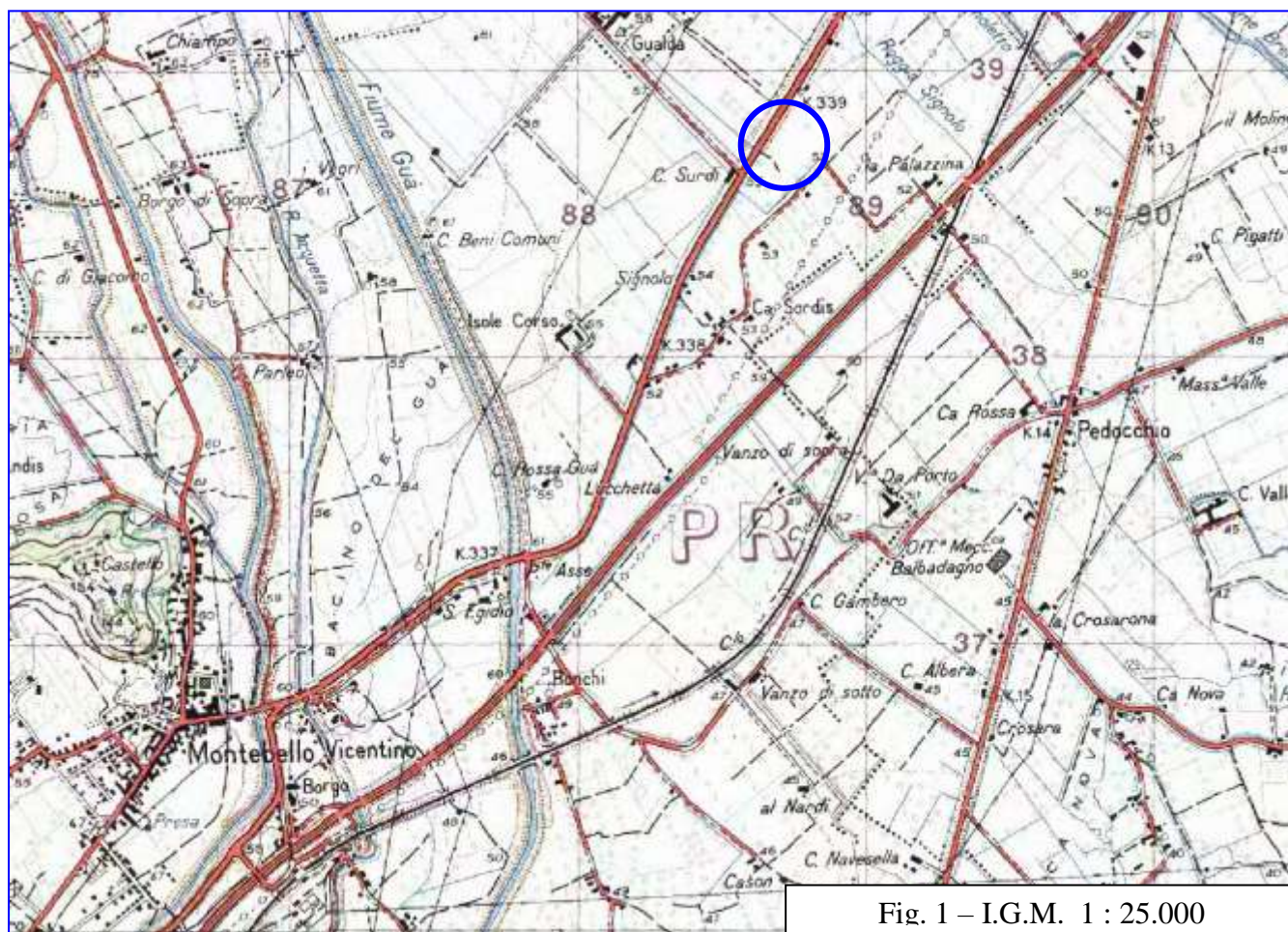
In questa prima fase transitoria, per le **opere private** le cui parti strutturali sono ancora in corso di esecuzione o per le quali, prima della data di entrata in vigore delle nuove Norme tecniche per le costruzioni, è stato depositato il progetto esecutivo, si possono continuare ad applicare le vecchie Norme tecniche per le costruzioni del 2008, fino alla fine dei lavori e al collaudo statico.

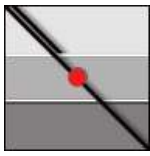
Salvo alcuni casi particolari, in concetto di tensioni ammissibili, previsto nel D.M. 11.03.1988, non è più adottabile.

2 - INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

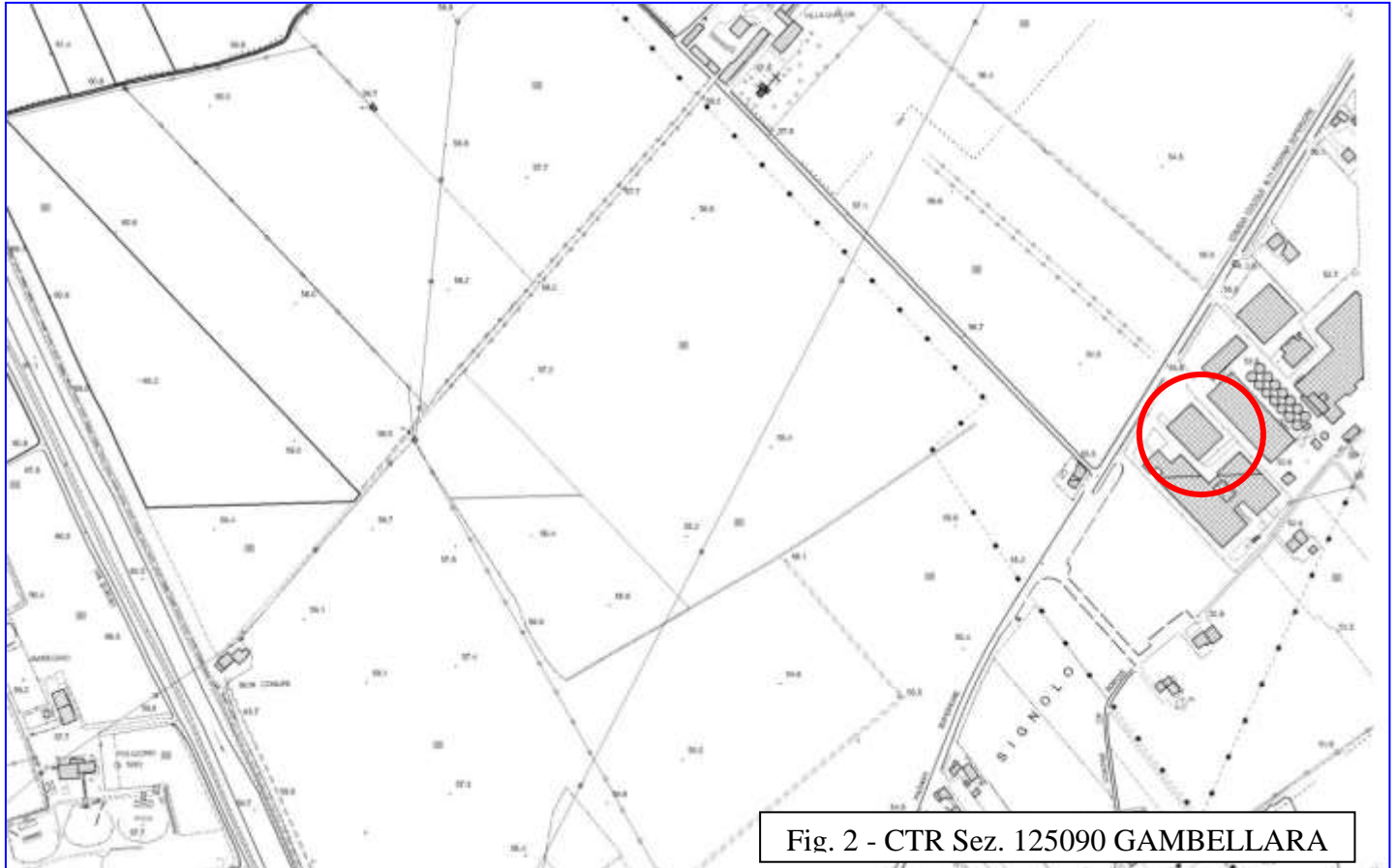
2.1 - Ubicazione e caratteri geomorfologici principali

Il lotto in oggetto è situato in zona artigianale di Montebello Vicentino, in prossimità dei limiti amministrativi con i comuni di Brendola e Montecchio Maggiore, a nord dell'autostrada A4.





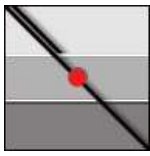
Dal punto di vista **morfologico**, il lotto in esame si inserisce in fascia di piana alluvionale subpianeggiante, di stretta competenza dei F. Chiampo-Guà, con quote dei terreni pari a circa 55 m s.l.m.,



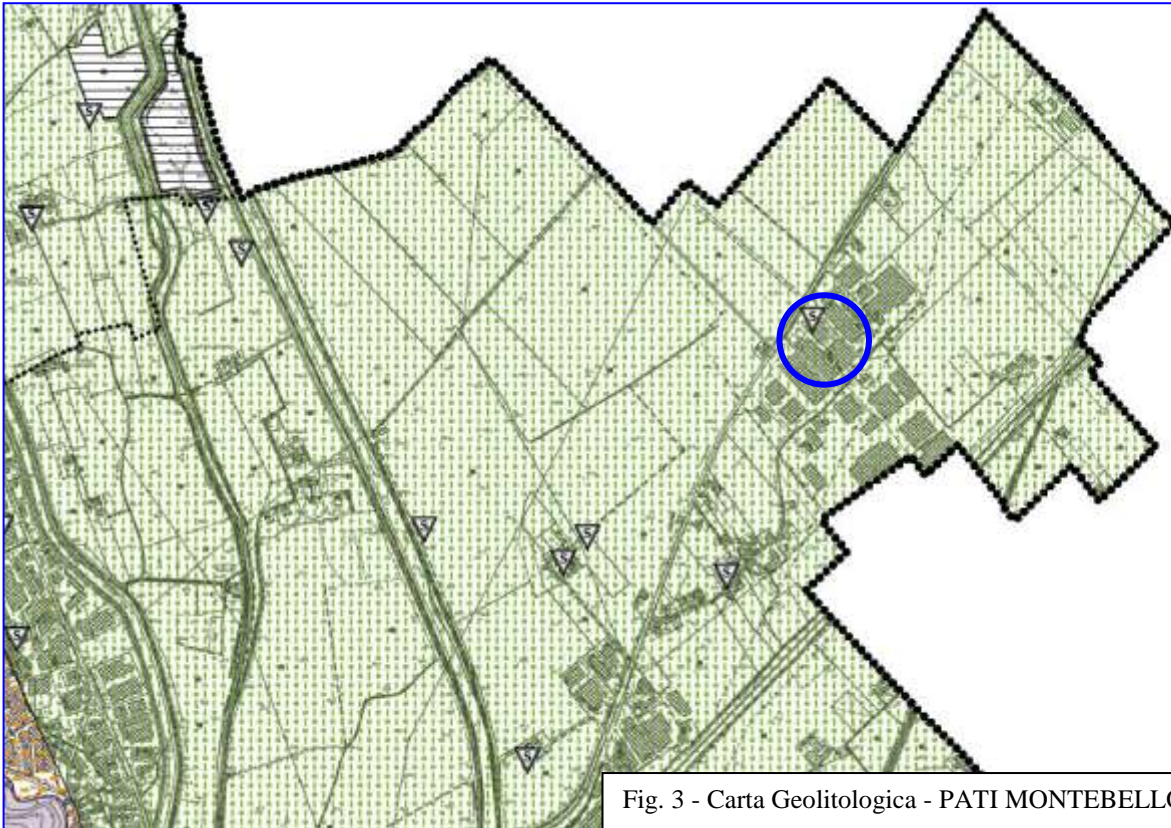
Dal punto di vista **deposizionale**, l'area era caratterizzata da ambiente ad alta e media, con conseguente deposizione di litotipi prevalentemente granulari incoerenti, a granulometria relativamente grossolana, dalle ghiaie fino ai limi sabbiosi; litotipi relativamente più coesivi sono invece riconducibili a locali episodi deposizionali di minore energia, relazionabili a fenomeni di deviazioni fluviali di origine neotettonica.

Dal punto di vista **litologico** infatti i terreni sono in generale rappresentati da una copertura limoso argillosa, con lenti sabbiose, di spessore eterogeneo, sopra materiale alluvionale, prevalentemente calcareo, ma con elementi basaltici, a granulometria fortemente eterogenea, compresa tra le sabbie ed il ghiaione grossolano. All'interno del materasso ghiaioso sono comunque presenti lenti argilloso-sabbiose.

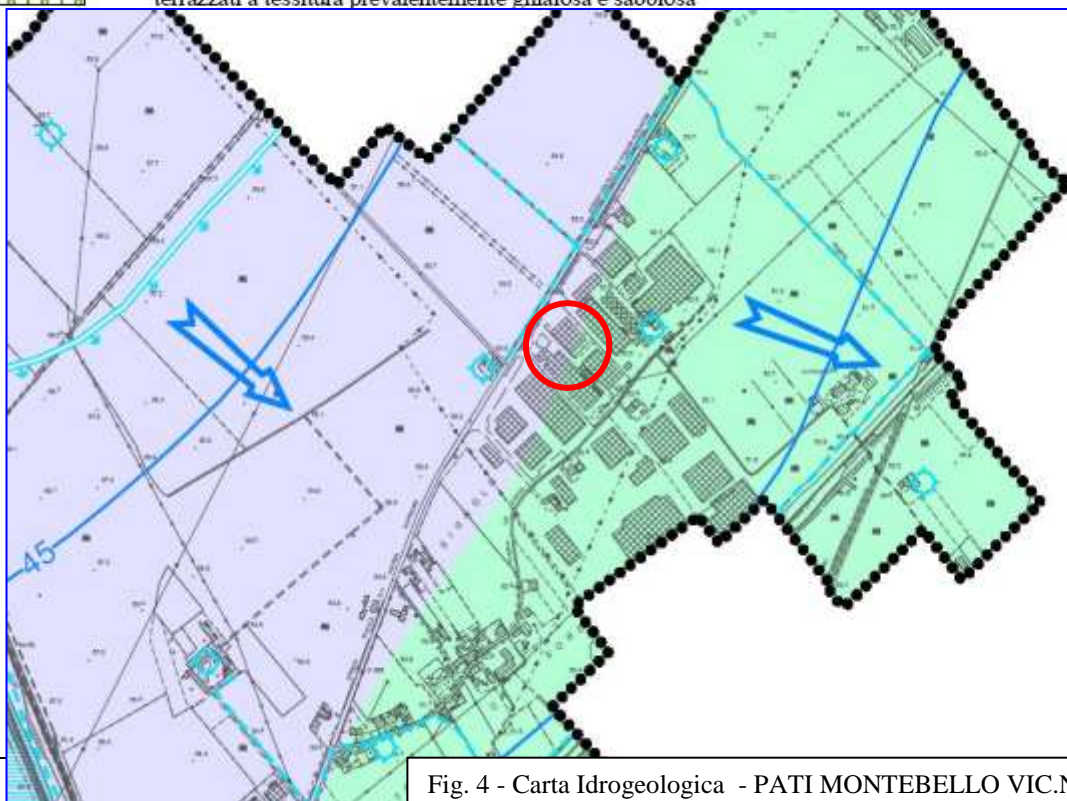
Nella CARTA GEOLITOLOGICA del Quadro Conoscitivo del PATI DI Montebello Vic.no (Fig. 3), i terreni sono indicati come alluvionali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi.

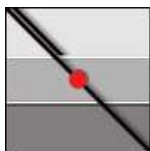


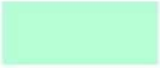
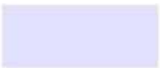
Nella CARTA IDROGEOLOGICA del PATI DI Montebello Vic.no (Fig. 4), la falda è posta a profondità superiore ai 5 m.



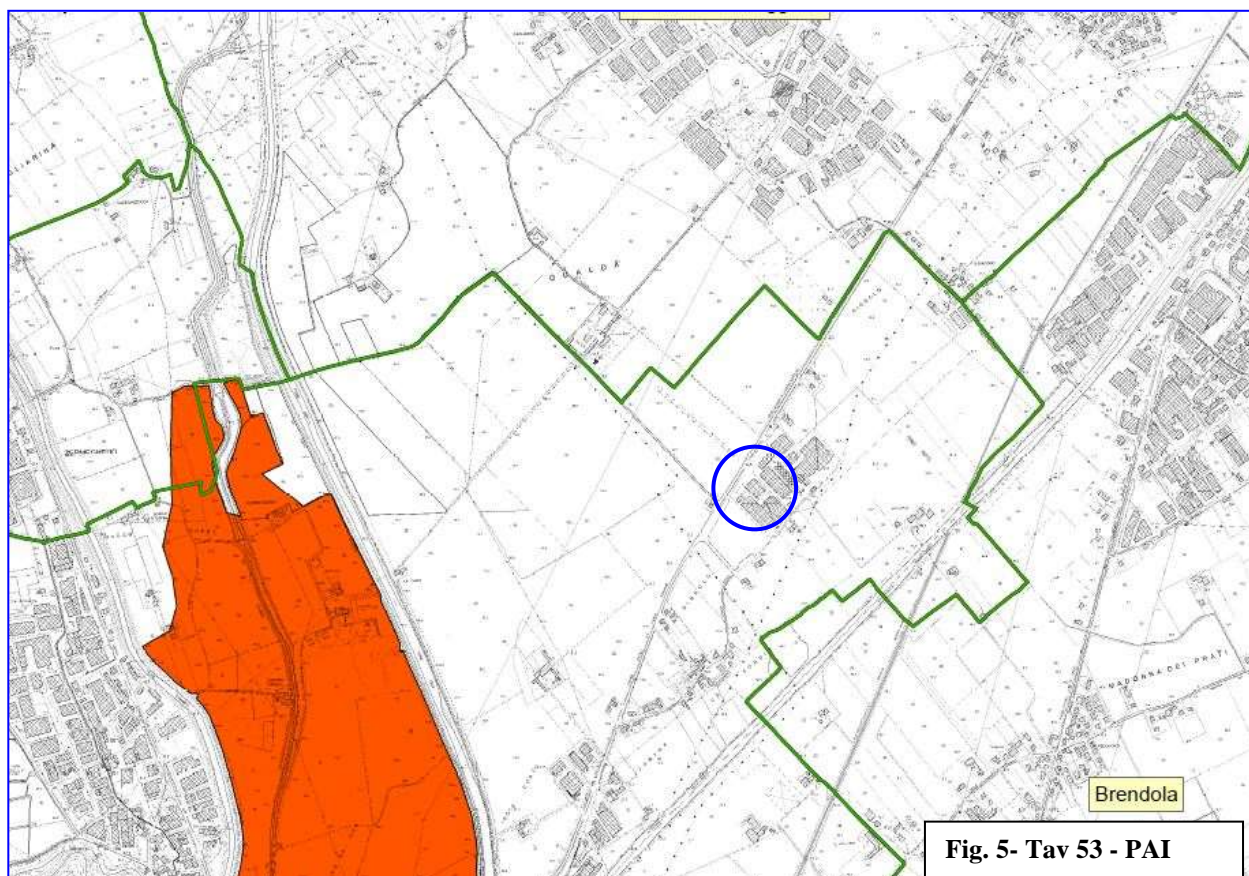
Materiali alluvionali granulari più o meno addensati e/o fluvio-glaciali antichi terrazzati a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa

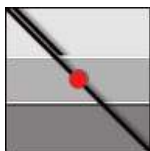




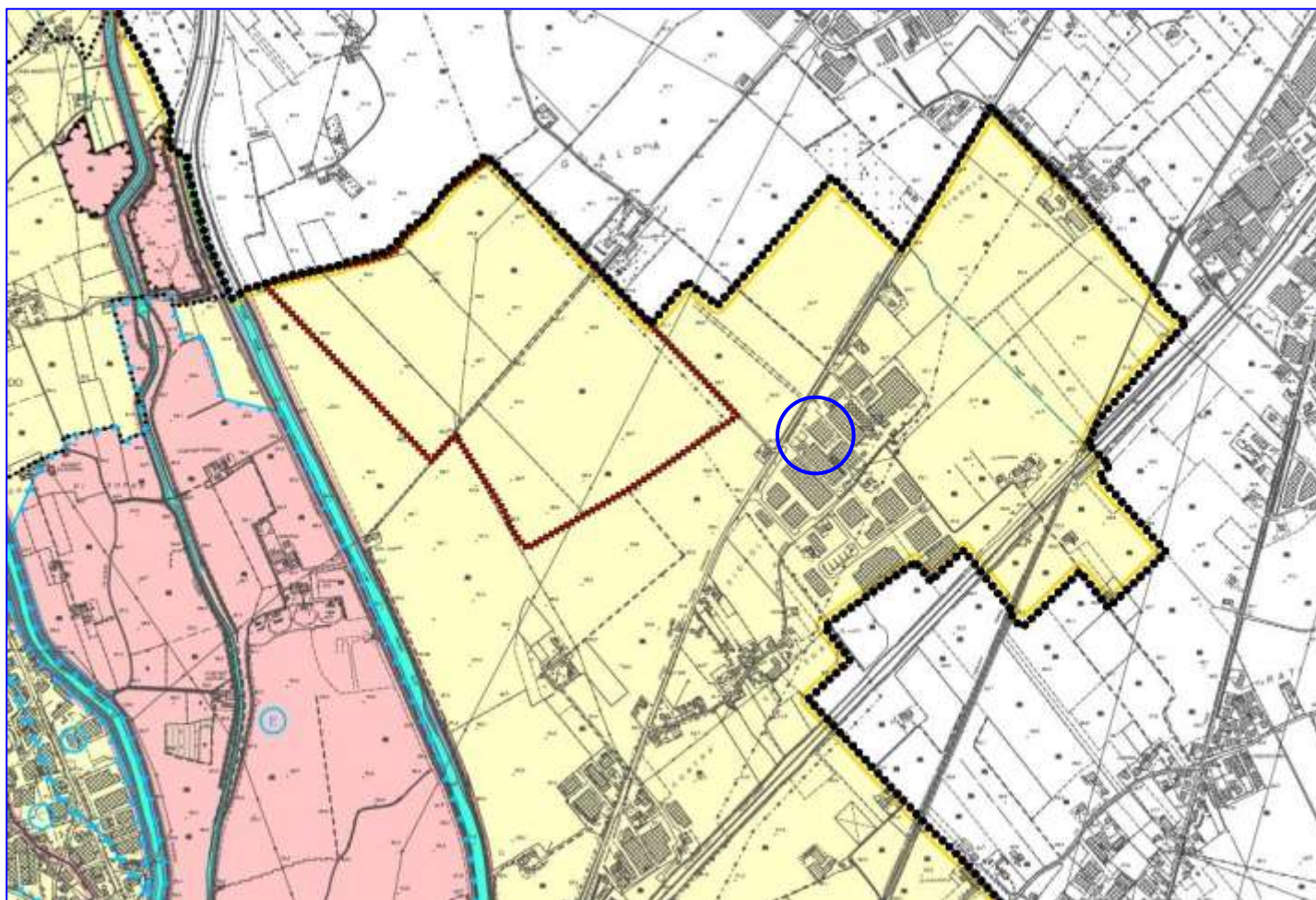
-  Area con profondità falda freatica compresa tra 5 e 10 m dal p.c.
-  Area con profondità falda freatica > 10 m dal p.c.

Nelle tavole di pericolosità idraulica del P.A.I. - Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento... (Fig. 5) nell'area non sono indicate particolari pericolosità idrauliche.





Nella CARTA DELLE FRAGILITA' del PATI di Montebello Vic.no (Fig. 6), l'area è indicata "idonea a condizione".



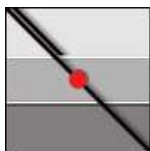
Area idonea a condizione

Fig. 4 - Carta Della Fragilità - PATI MONTEBELLO VIC.NO

3 – INDAGINI IN SITO

Sono state eseguite N° 2 Prove Penetrometriche “Statiche” (CPT), una delle quali proseguita con Dinamica SuperPesante (DPSH), spine sino alla profondità massima di 9 metri dal piano campagna.

3.1 - Descrizione della strumentazione utilizzata



Il funzionamento del Penetrometro Statico (CPT *Cone Penetration Test*) è basato sull'infissione di una punta metallica nel terreno tramite un pistone idraulico che spinge la batteria di aste, su cui è montata la punta stessa (*Punta tipo Begemann*), a velocità costante di 2 cm al secondo, con potenza di spinta variabile. Lo strumento posto alla base della batteria di aste è costituito da una punta conica e da un manicotto mobile posizionato immediatamente dietro il cono, che misurano rispettivamente la resistenza alla penetrazione di punta (R_p in Kg/cm^2) e la resistenza di attrito laterale (R_l in Kg/cm^2). Tali grandezze sono quantitativamente correlabili alle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati. Dal rapporto di questi due valori (R_p/R_l) è possibile inoltre risalire alla stratigrafia del sottosuolo (*Begemann, 1966; Schmertmann, 1978*). La Prova Penetrometrica Statica è compresa negli standard ASTM e ISSMFE, oltre che nelle "*Raccomandazioni per le Indagini Geotecniche (1977)*" dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI), ed è disponibile un'ampia letteratura sull'interpretazione dei dati sperimentali.

Nello specifico è stata utilizzato un Penetrometro Statico della ditta PAGANI, da 200 KgN (20 t) di spinta, con angolo di apertura della punta conica di 60° : le letture di *resistenza alla penetrazione di punta* (R_p) e *resistenza di attrito laterale* (R_l) sono state effettuate ogni 20 cm di infissione nel terreno.

3.2 – Modello geologico

La serie stratigrafica è stata indirettamente desunta, oltre che caratterizzata dal punto di vista geotecnico, utilizzando metodologie proposte da diversi Autori applicate ai risultati della Prova Penetrometrica eseguita.

L'interpretazione dei risultati relativi alla Prova Penetrometrica Statica (CPT) ha permesso una ricostruzione stratigrafica, sia tramite l'analisi del *Rapporto di Begemann R_p/R_l* , sia attraverso l'applicazione del *Metodo di Schmertmann*, il cui grafico è riportato a seguire (*Fig. 4 - Metodo di Schmertmann per la classificazione dei terreni da risultati di prove CPT con punta meccanica*).

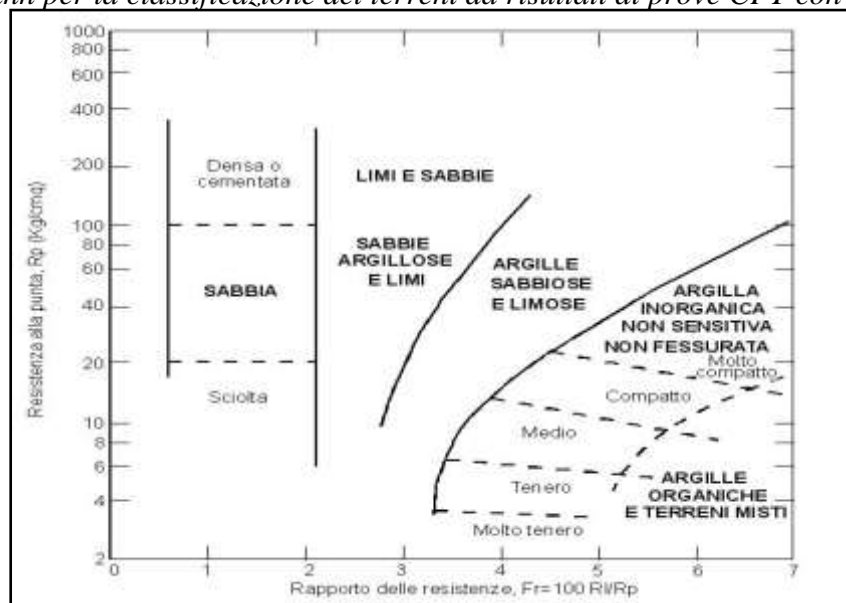
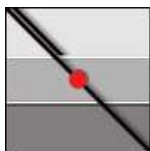


Fig. 4



Nei due punti di prova la stratigrafia dei terreni è fortemente eterogenea. Dall'interpretazione dei dati forniti dalle prove effettuate, i terreni possono essere definiti come **copertura di argille limose variamente consistenti, dello spessore compreso tra un minimo di 2,60 m (Prova 2) e massimo 7,40 m (prova 1) sopra ghiaie sabbiose. All'interno delle ghiaie sabbiose sono localmente presenti intercalazioni di argille sabbiose**

3.3 - Falda d' acqua

La presenza di circa 80 cm di materiale di riporto, ha impedito la misura della falda. Nella planimetria del PATI, la falda è posta a profondità superiore a 5 metri.

3.4 - Modello geotecnico (DM 17 gennaio 2018)

Con il passaggio dal *DM 11 marzo 1988* alle *Norme Tecniche per le Costruzioni 2008*, ora aggiornate con le recenti *NTC 2018 (Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle " Norme Tecniche per le Costruzioni")*, si sostituisce il concetto deterministico con quello probabilistico.

In particolare la vecchia normativa prevedeva l'utilizzo dei fattori di sicurezza intesi come riduzione del valore ultimo (da Q_{ult} a Q_{amm}) mentre le NTC adottano un'analisi probabilistica, più precisamente semiprobabilistica, che include l'utilizzo di FS parziali, applicati a valori cautelativi dei parametri di interesse.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del sito in esame sono stati utilizzati in particolare i risultati delle Prova Penetrometrica Statica.

Dal punto di vista generale, per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei depositi di natura prevalentemente coesiva, limoso – argillosa, è stato utilizzato il *Metodo di Lunne ed Eide*, valido per argille di bassa, media ed alta plasticità e poco sensibili, che relaziona la R_p delle Prove Penetrometriche Statiche con la *Coesione non drenata* (C_u), secondo la formula:

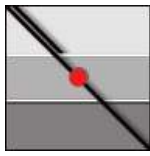
$$C_u = R_p - \sigma'_v / N_k$$

R_p = Resistenza penetrometrica di punta (kg/cm^2);

σ'_v = Pressione verticale efficace alla profondità di calcolo (kg/cm^2);

N_k = fattore adimensionale.

Per la valutazione dell'angolo di attrito (Φ), relativamente agli orizzonti di natura granulare sabbioso-limosi, sono stati utilizzati alcuni metodi riferibili a diversi autori, dipendenti dal



medesimo valore di Rp ottenuto nel corso delle prove penetrometriche statiche. Più precisamente sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$\text{De Beer: } V'b = 1.3 e^{2\pi \tan \Phi} \cdot \tan^2(45 + \Phi/2)$$

$$\text{Koppejan: } V'b = 1.3 e^{(2.5\pi - \Phi) \cdot \tan \Phi} \cdot [(1 - \sin \Phi)/(1 + \sin^2 \Phi)]$$

$$\text{Caquot: } V'b = 10^{3.04 \tan \Phi}$$

$$\text{dove } V'b = R_p / \sigma'_v \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Il valore di progetto, Xd (Cud e Ød nei vari stati limite) sarà quello da utilizzare nelle verifiche e sarà ricavato a partire da un valore caratteristico (Xk: calcolati con medie statistiche e con l'utilizzo di variabili aleatorie) al quale verrà applicato un fattore riduttivo γ_M (FS parziale) tabellato nelle Norme Tecniche.

$$x_k = \bar{x} + t_{0.05}(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

I parametri di resistenza penetrometrica medi caratteristici derivati dall'indagine in sito sono di seguito illustrati, limitatamente ai vari orizzonti stratigrafici precedentemente individuati.

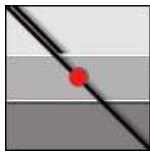
Per quanto riguarda un dato parametro il valore caratteristico corrisponde ad un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei valori ottenibili da una serie teoricamente illimitata di prove (5° percentile).

Per tale area, sono stati utilizzati, per la verifica dei valori di Resistenza di Progetto, i seguenti parametri, derivanti dall'interpretazione della prova eseguita

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 Edometrico [kN/m ²]
0,8	17,65	20,59	32,0	0,0	0,0	0,0
0,4	18,63	21,57	36,0	0,0	0,0	7134,34
1,0	18,27	19,06	0,0	0,0	40,0	4385,75
1,1	20,35	21,14	0,0	0,0	80,0	7296,03
4,1	18,15	18,93	0,0	0,0	40,0	4371,99
1,6	18,63	21,57	34,0	0,0	0,0	26698,61

4. INDAGINE SISMICA E PARAMETRI DI PERICOLOSITA' DEL SITO

Lo scopo di quest'indagine è la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, la stima delle velocità delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni (Vs,30) come espressamente richiesto dalla normativa vigente (N.T.C. '08) nonché le frequenze di vibrazione naturali del terreno.



L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V.

È stata eseguita una registrazione al fine di evidenziare le caratteristiche litostratigrafiche del sito in base ai valori d'impedenza sismica rilevata.

Nella presente relazione vengono riportati i risultati ottenuti dall'indagine eseguita.

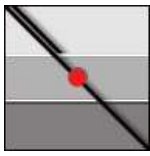
4.1 - Cenni teorici

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio V_s** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la V_{s30} e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

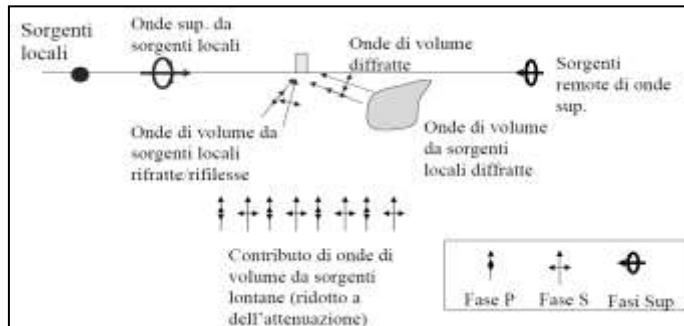
- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s ,
- dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda),



- dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

segnale registrazione al sito x = sorgente * effetti di percorso * funzione trasferimento strumento



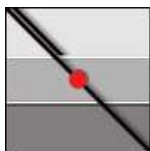
Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva.

Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione relativa alla sorgente viene persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni relative al percorso del segnale ed in particolare relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSr che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed s.r.l. modello "Tromino".

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano una serie d'esempi di classificazioni fatte sulla base di semplici misure H/V a stazione singola. In tutti i siti descritti, la stratigrafia è nota da sondaggi e prove penetrometriche e il profilo V_s è ricavato anche con metodi alternativi.





TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate).	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia).	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose).	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200

Interpretazione della misura eseguita

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco, dello spettro di risposta HVSR, con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

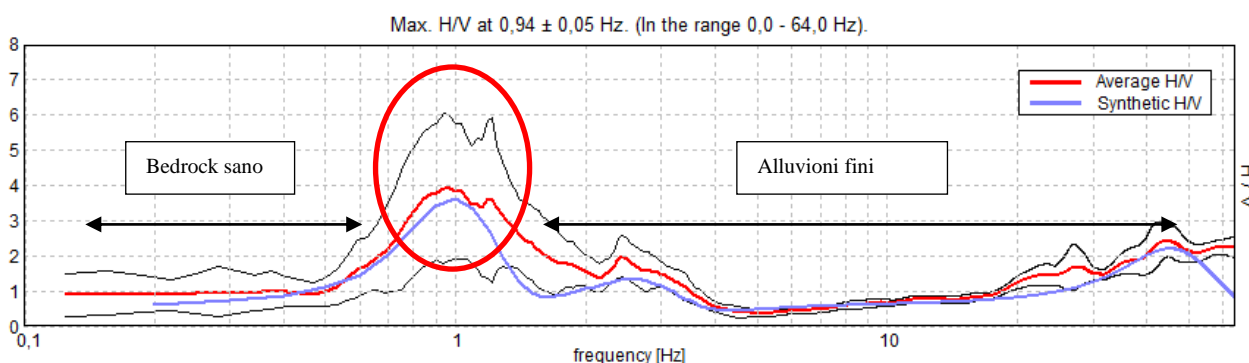
Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

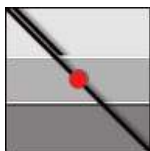
Sapendo che i valori di picco sono proporzionali ai contrasti di rigidità e utilizzando le informazioni lito – stratigrafiche ricavate dai sondaggi effettuati nei pressi del punto indagato, si è estrapolata una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

La frequenza di risonanza di sito, caratterizzata da un rapporto H/V compreso tra 0.8 e 2, è risultata di $\approx 0,94$ Hz.

Frequenza fondamentale di risonanza di sito
 $0,94 \pm 0,05$ Hz

Le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio.

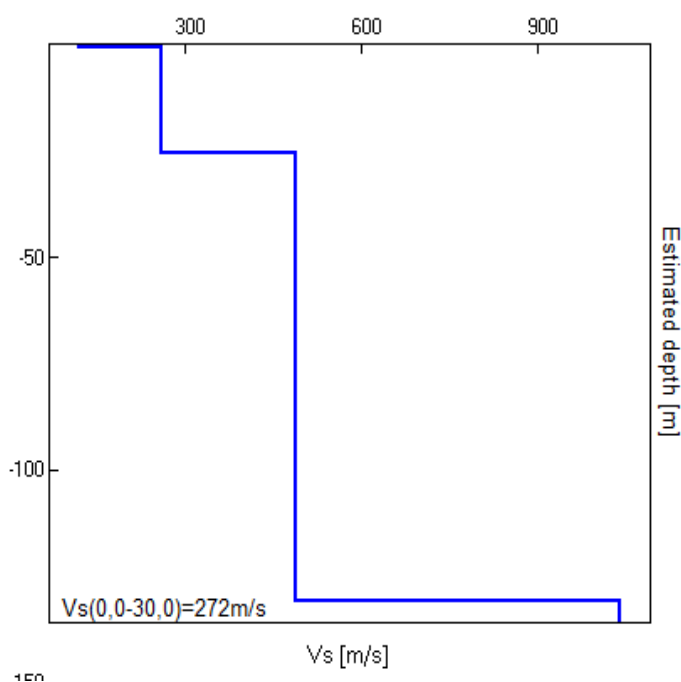




Il problema si pone per strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno poiché **il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un elevato fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.**

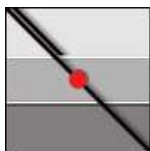
La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito, tralasciando il primo metro costituito da terreno di riporto, può essere schematizzata in un sismo - strato poco addensato costituito dai terreni sciolti prevalentemente limoso argillosi per profondità fino a 16 m circa. Oltre si trovano terreni più addensati passanti in profondità a sabbie e sabbie e ghiaie; il bedrock sano si trova a circa 130 m di profondità.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
1,00	1,00	120
17,00	16,00	260
130,00	114,00	490
inf.	inf.	1040



4.2 - Modello sismico locale

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento. Per definire tali categorie, il D.M. 14/01/08 prevede, in questo caso, il calcolo del parametro $V_{s,30}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vs entro 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni.

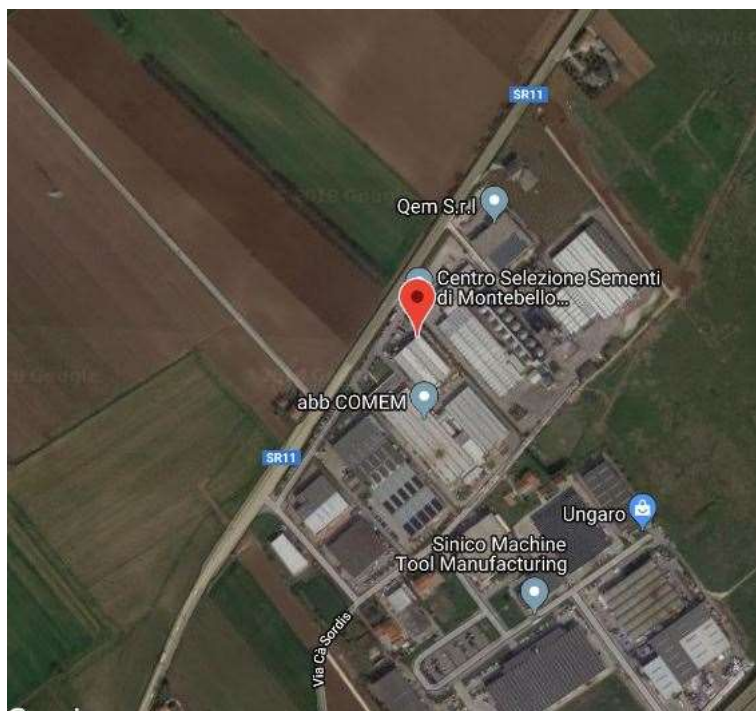


Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto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

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo C**.

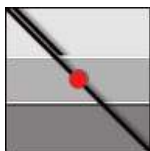
4.3 - Parametri di pericolosità sismica

Secondo la classificazione di cui al D.M. 14/09/2005 e all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 (*e s.m.i.*) il territorio comunale di Vicenza completamente in **zona 3**.



CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c [s]
Operatività (SLO)	30	0.038	2.549	0.239
Danno (SLD)	50	0.052	2.450	0.259
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.146	2.426	0.282
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.190	2.468	0.284
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			



 Cat. Sottosuolo	C			
 Cat. Topografica	T1			
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,49	1,42
CC Coeff. funz categoria	1,68	1,64	1,59	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]				0.6
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.011	0.016	0.052	0.065
kv	0.006	0.008	0.026	0.032
Amax [m/s ²]	0.563	0.767	2.135	2.651
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

5 - STRUTTURE DI FONDAZIONE

5.1 – PLINTI

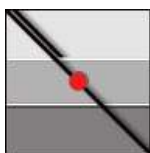
E' previsto l'ampliamento del capannone esistente.

Sono state ipotizzate, in via preliminare, FONDAZIONI SUPERFICIALI isolate, quali PLINTI.

Con l'utilizzo delle Norme Tecniche sulle Costruzioni si dovranno valutare la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare le opere e le varie tipologie strutturali dovranno possedere i seguenti requisiti:

- i. *Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare vari danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- ii. *Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;



iii. *Robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Nell'ambito del metodo degli stati limite la misura della sicurezza si ottiene con il "Metodo semi-probabilistico dei Coefficienti Parziali" di sicurezza espresso dall'equazione:

$$R_d \geq E_d \quad \text{ovvero} \quad R_d - E_d \geq 0 \quad \text{dove:}$$

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

L'effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione:

- delle azioni di progetto γF_k
- dei parametri di progetto X_k/γ_M
- e dalla geometria di progetto ad.

L'effetto delle azioni può essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

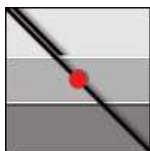


La verifica della suddetta condizione ($E_d \leq R_d$) è stata effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Parametri	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Parametri non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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 6.2.2- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Secondo le nuove norme **NTC 2018** i diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito dell' **approccio progettuale 2** per il quale è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

5.1.a- Verifica agli stati limite ultimi (SLU)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche che sono state effettuate nei confronti degli stati limite ultimo al collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno.

Accertando che la condizione $E_d \leq R_d$, qualora siano note le azioni di progetto (E_d) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La valutazione del carico limite di progetto R_d sulla fondazione viene solitamente effettuata secondo la teoria elaborata da *Brinch-Hansen*, (Ec7-Ec8) utilizzando, per condizioni drenate, la formula generale:

$$R_d = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma}$$

dove:

c' = coesione

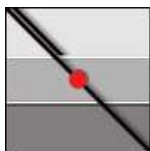
q = pressione litostatica totale sul piano di posa.

B = larghezza della fondazione

N_c, N_{γ}, N_q = fattori adimensionali di portanza;

s_c, s_{γ}, s_q = fattori di forma;

i_c, i_q, i_{γ} = fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.



4.2.1 – Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno

Le verifiche si sono effettuate, tenendo conto dei valori e i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo l'**Approccio 2**:

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Approccio 2

Le resistenze assumono un valore di **141 KN /m² (R3)**

5.1 – PALI

La difficoltà di realizzazione di plinti con le dimensioni necessarie a confine con proprietà altrui, impone l'adozione di fondazioni isolate profonde, quali per es. i micropali.

Per un micropalo Ø 114 mm, lunghezza 8 m il carico ammissibile stimato è di 14, 3 t/palo

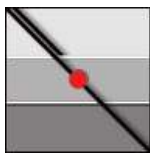
7 – COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON LE NORME TECNICHE DI ATTUAZIONE DEL P.A.T.I

Dalla consultazione del P.A.T.I- Piano Assetto del Territorio Intercomunale, ed in particolare dell'Elaborato 3 – Carta delle Fragilità, il sito in oggetto ricade in area "Idonea a condizione ".

In questo caso la fragilità è dovuta alla realizzazione di edifici in terreni pianeggianti ma caratterizzati da caratteristiche geotecniche scadenti.

Nell'area è stata eseguita una indagine geologica geotecnica che ha richiesto l'esecuzione di:

- **n° 3 Prove penetrometriche**
- **Caratterizzazione sismica del sottosuolo** mediante la tecnica passiva **HVSR** a stazione singola
- Dall'indagine eseguita risulta che i terreni sono rappresentati da
- **1 - terreni di copertura**, costituiti da argille limose e sabbiose
- **2 – Substrato resistente: ghiaie sabbiose**



Come precedentemente accennato, la tipologia dell'intervento edilizio in oggetto prevede sostanzialmente l'ampliamento di fabbricato esistente, senza interrato.

Le indagini geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche finalizzate allo studio delle criticità/fragilità del territorio fisico hanno confermato la fattibilità del progetto e che non sussistono tipologie di rischio della stabilità dell'ambiente.

La caratterizzazione sismica del sottosuolo ha fatto rientrare il sito in oggetto nella **Categoria C** (*“ Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con $15 < N_{spt} < 50$ o $70 < C_u < 250$ kPa)”*).

Le indagini geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche ed ambientali finalizzate allo studio delle criticità/fragilità del territorio fisico hanno confermato la fattibilità del progetto e che non sussistono tipologie di rischio della stabilità dell'ambiente.

CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

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.

DATI GENERALI

=====

Larghezza fondazione 1,5 m Lunghezza fondazione 3,0 m
Profondità piano di posa 1,4 m Altezza di incastro 1,0 m

=====

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 Edometrico [kN/m ²]
0,8	17,65	20,59	32,0	0,0	0,0	0,0
0,4	18,63	21,57	36,0	0,0	0,0	7134,34
1,0	18,27	19,06	0,0	0,0	40,0	4385,75
1,1	20,35	21,14	0,0	0,0	80,0	7296,03
4,1	18,15	18,93	0,0	0,0	40,0	4371,99
1,6	18,63	21,57	34,0	0,0	0,0	26698,61

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	No	1	1	1	1	1	1	1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult] 323,59 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 140,69 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 12943,73 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq] 1,0

Fattore [Nc] 5,14

Fattore forma [Sc] 0,1

Fattore profondità [Dc] 0,37

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

Carico limite 323,59 kN/m²

Resistenza di progetto 140,69 kN/m²

=====

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

MICROPALO IMMERSO IN TERRENO ARGILLOSO

CON PUNTA IN TERRENO GRANULARE O ROCCIA

Caratteristiche del micropalo:	Foro	190 mm
	Diametro medio reso	220 mm
	Lunghezza	8 m
Tubo di armatura:	Diametro	114 mm
	Spessore	7 mm
	Area	23,5 cm ²
	σ_{amm}	2400 Kg/cm ²
Caratteristiche del terreno dello strato superiore:	ϕ	0 °
	γ	1900 Kg/mc
	γ'	1140 Kg/mc
	Cu	0,6 Kg/cm ²
Caratteristiche del terreno dello strato inferiore:	quota da p.c.	7 m
	ϕ	34 °
	γ	1900 Kg/mc
	γ'	1140 Kg/mc
	Cu	0 Kg/cm ²
	Profondità falda dal p.c.	5 m
	Posa testa del micropalo da p.c.	0 m
	Nq (fattore di capacità portante in funzione di ϕ nella punta)	41
	Coeff. di sicurezza applicato al carico di rottura	2,5

Considerando come sezione resistente solo l'acciaio del tubo di armatura e trascurato il betoncino interno ed esterno al tubo

$$Q_{amm} = A \times \sigma_{amm}$$
$$Q_{amm} = 23,53 \times 2400 = 56473,3 \text{ Kg} \quad \mathbf{56,5 \text{ t}}$$

Il solo tubo di acciaio è in grado di portare 56,5 t senza entrare in instabilità elastica per la presenza del betoncino e del terreno laterale.

Capacità portante di punta:

$$Q_p = A_p \times \sigma_v \times N_q$$

dove:

A_p = Area della punta
 σ_v = Pressione verticale efficace alla punta
 N_q = Fattore di capacità portante secondo Berezantsev in funzione di ϕ

Nel calcolo della δv si considera la presenza della falda a - 5 metri dal p.c.

$$\sigma_v = h_1 \times \gamma + h_2 \times \gamma'$$

dove:

h_1 = spessore terreno asciutto
 h_2 = spessore terreno immerso

$$A_p = 3,141 \times 0,22^2/4 = 0,038 \text{ m}^2$$

$$\sigma_v = 5 \times 1900 + 2 \times 1140 + 1 \times 1140 = 12920 \text{ Kg/m}^2$$

$$N_q = 41 \quad \text{in funzione di } \phi \text{ nella punta}$$

$$Q_p = 0,038 \times 12920 \times 41 = 20136,4 \text{ Kg} = \mathbf{20,1 \text{ t}}$$

Capacità portante per attrito laterale:

Le raccomandazioni A.G.I. consigliano di calcolare la capacità portante nel seguente modo:
 (trascurando la parte superiore del palo pari a metri **0,8**)

Strato superiore argilloso:

$$Q_l = A_l \times \alpha \times C_u$$

$$A_l = 3,141 \times 0,22 \times 6,2 = 4,29 \text{ m}^2$$

$$\alpha = (1 + C_u^2)/(1 + 7 \times C_u^2) = (1 + 0,36)/(1 + 7 \times 0,36) = 0,39$$

$$Q_l = 4,29 \times 0,39 \times 6 = \mathbf{9,9 \text{ t}}$$

Strato inferiore sabbioso:

$$Q_l = A_l \times q_l \quad \text{dove } q_l = \mu \times K \times \sigma_v$$

μ = Coeff. di attrito terreno-palo (pari a $\tan \phi$ secondo quanto riportato nelle racc. AGI)

K = Rapporto fra la tensione normale ad una certa profondità che agisce sulla superficie del palo e la tensione verticale alla stessa profondità (assunto pari a **1**)

σ_v = tensione verticale media

$$a \quad 7 \quad \text{m di profondità} \quad \sigma_v = 11780 \text{ Kg/m}^2$$

$$a \quad 8 \quad \text{m di profondità} \quad \sigma_v = 12920 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_v \text{ media} = 12350 \text{ Kg/m}^2$$

$$A_l = 3,141 \times 22 \times 100 = 6912 \text{ cm}^2$$

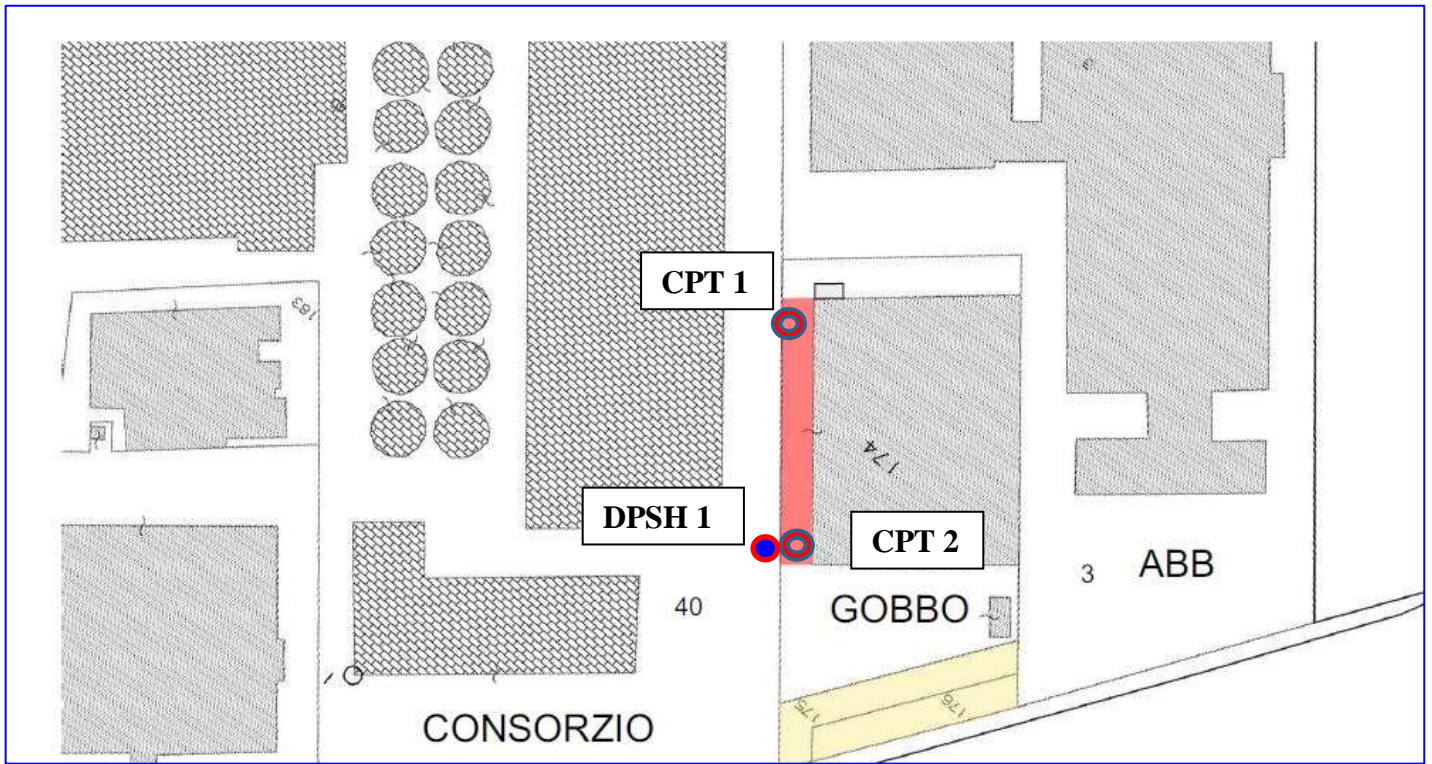
$$q_l = \text{tg } 34^\circ \times 1 \times 12350 = 8330 \text{ Kg/m}^2 = 0,833 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_l = 6912 \times 0,833 = 5758 \text{ Kg} = \mathbf{5,8 \text{ t}}$$

$$Q_l \text{ tot} = 9,9 + 5,8 = \mathbf{15,7 \text{ t}}$$

Capacità portante del palo:

$$Q_{amm} = (Q_p + Q_l) / \text{Coeff. sic.} = (20,1 + 15,7) / 2,5 = \mathbf{14,3 \text{ t}}$$



⊙ Prova Penetrometrica "Statica" CPT

⊙ Prova penetrometrica "Dinamica" DPSH

UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: GOBBO STEFANO & c. S.R.L.
Cantiere: Montebello Vicentino
Località: S.S. 11 Signolo

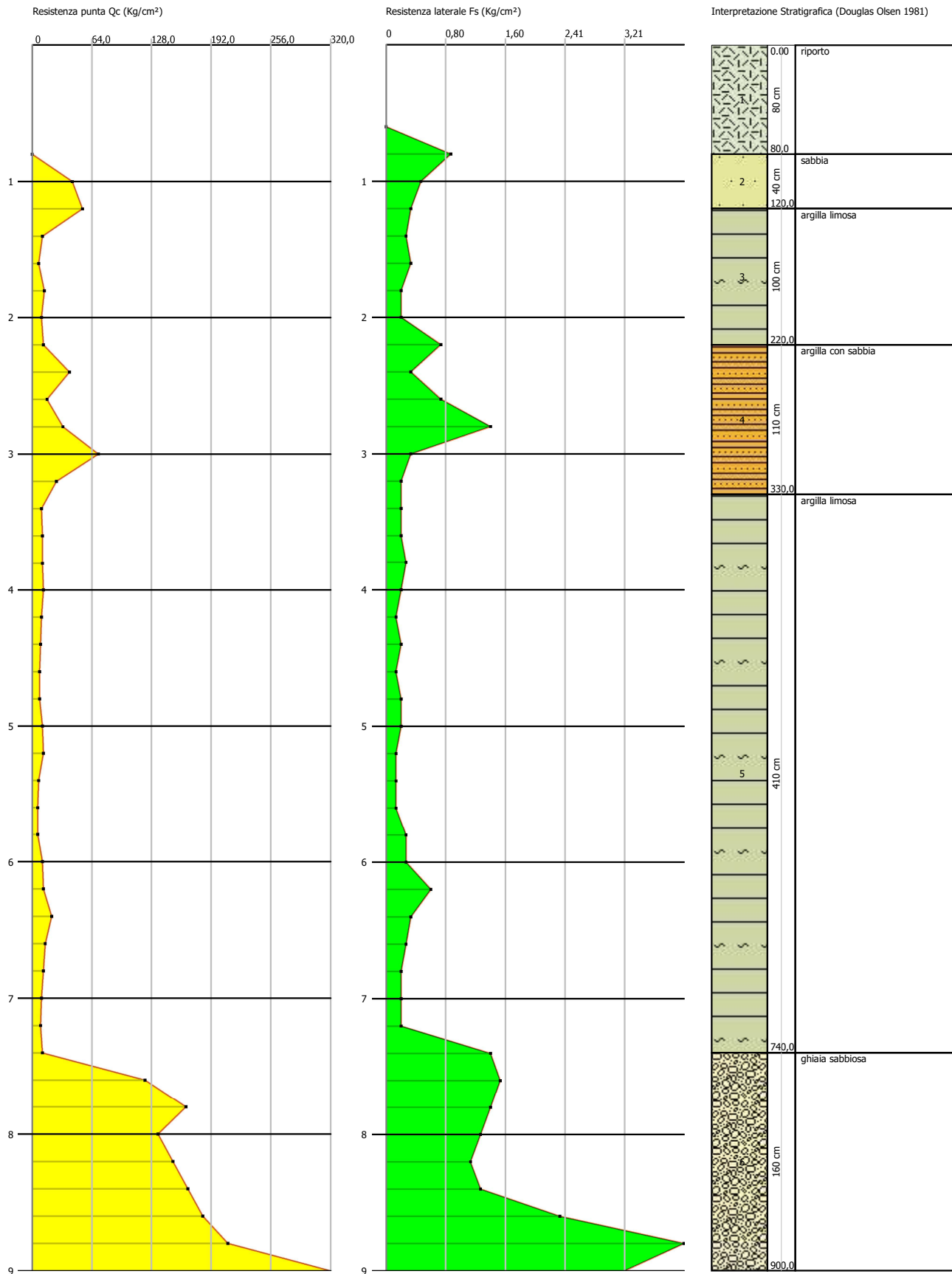


Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35,7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

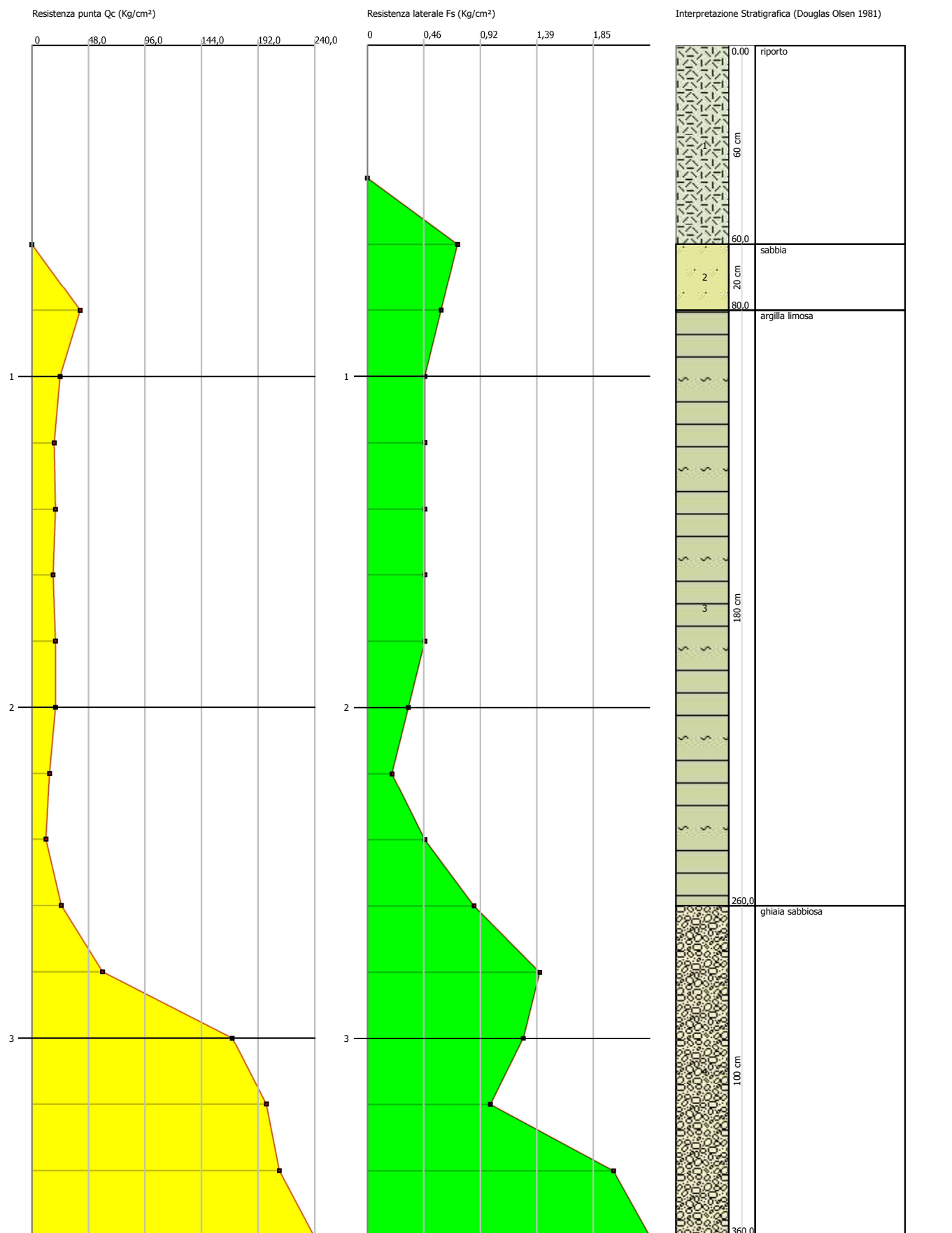
Committente: **GOBBO STEFANO & c. S.R.L.**
 Cantiere: **Montebello Vicentino**
 Località: **S.S. 11 Signolo**

Data: 08/11/2018



Committente: **GOBBO STEFANO & c. S.R.L.**
 Cantiere: **Montebello Vicentino**
 Località: **S.S. 11 Signolo**

Data: 08/11/2018



PROVA N° 1

Committente: GOBBO STEFANO & c. S.R.L.

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 08/11/2018

Profondità prova: 9,00 mt

Località: S.S. 11 Signolo

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,40	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,60	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,80	0,00	0,0	0,0	0,867	0,0	
1,00	43,00	56,0	43,0	0,467	92,077	1,1
1,20	54,00	61,0	54,0	0,333	162,162	0,6
1,40	11,00	16,0	11,0	0,267	41,199	2,4
1,60	7,00	11,0	7,0	0,333	21,021	4,8
1,80	13,00	18,0	13,0	0,2	65,0	1,5
2,00	10,00	13,0	10,0	0,2	50,0	2,0
2,20	12,00	15,0	12,0	0,733	16,371	6,1
2,40	40,00	51,0	40,0	0,333	120,12	0,8
2,60	16,00	21,0	16,0	0,733	21,828	4,6
2,80	33,00	44,0	33,0	1,4	23,571	4,2
3,00	71,00	92,0	71,0	0,333	213,213	0,5
3,20	26,00	31,0	26,0	0,2	130,0	0,8
3,40	10,00	13,0	10,0	0,2	50,0	2,0
3,60	11,00	14,0	11,0	0,2	55,0	1,8
3,80	11,00	14,0	11,0	0,267	41,199	2,4
4,00	12,00	16,0	12,0	0,2	60,0	1,7
4,20	10,00	13,0	10,0	0,133	75,188	1,3
4,40	9,00	11,0	9,0	0,2	45,0	2,2
4,60	8,00	11,0	8,0	0,133	60,15	1,7
4,80	8,00	10,0	8,0	0,2	40,0	2,5
5,00	11,00	14,0	11,0	0,2	55,0	1,8
5,20	12,00	15,0	12,0	0,133	90,226	1,1
5,40	7,00	9,0	7,0	0,133	52,632	1,9
5,60	6,00	8,0	6,0	0,133	45,113	2,2
5,80	6,00	8,0	6,0	0,267	22,472	4,5
6,00	11,00	15,0	11,0	0,267	41,199	2,4
6,20	12,00	16,0	12,0	0,6	20,0	5,0
6,40	21,00	30,0	21,0	0,333	63,063	1,6
6,60	14,00	19,0	14,0	0,267	52,434	1,9
6,80	12,00	16,0	12,0	0,2	60,0	1,7
7,00	10,00	13,0	10,0	0,2	50,0	2,0
7,20	9,00	12,0	9,0	0,2	45,0	2,2
7,40	11,00	14,0	11,0	1,4	7,857	12,7
7,60	121,00	142,0	121,0	1,533	78,93	1,3
7,80	165,00	188,0	165,0	1,4	117,857	0,8
8,00	135,00	156,0	135,0	1,267	106,551	0,9
8,20	151,00	170,0	151,0	1,133	133,274	0,8
8,40	167,00	184,0	167,0	1,267	131,807	0,8
8,60	183,00	202,0	183,0	2,333	78,44	1,3
8,80	210,00	245,0	210,0	4,0	52,5	1,9
9,00	320,00	380,0	320,0	3,2	100,0	1,0

PROVA N° 2

Committente: GOBBO STEFANO & c. S.R.L.

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 08/11/2018

Profondità prova: 3,60 mt

Località: S.S. 11 Signolo

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,40	0,00	0,0	0,0	0,0		
0,60	0,00	0,0	0,0	0,733		0,0
0,80	41,00	52,0	41,0	0,6	68,333	1,5
1,00	24,00	33,0	24,0	0,467	51,392	1,9
1,20	19,00	26,0	19,0	0,467	40,685	2,5
1,40	20,00	27,0	20,0	0,467	42,827	2,3
1,60	18,00	25,0	18,0	0,467	38,544	2,6
1,80	20,00	27,0	20,0	0,467	42,827	2,3
2,00	20,00	27,0	20,0	0,333	60,06	1,7
2,20	15,00	20,0	15,0	0,2	75,0	1,3
2,40	12,00	15,0	12,0	0,467	25,696	3,9
2,60	25,00	32,0	25,0	0,867	28,835	3,5
2,80	60,00	73,0	60,0	1,4	42,857	2,3
3,00	170,00	191,0	170,0	1,267	134,175	0,7
3,20	199,00	218,0	199,0	1,0	199,0	0,5
3,40	210,00	225,0	210,0	2,0	105,0	1,0
3,60	240,00	270,0	240,0	2,3	104,348	1,0

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENI COESIVI I

Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	Terzaghi	0,5
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	Terzaghi	1,9
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	Terzaghi	0,5

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Eed (Kg/cm ²)
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	44,7
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	74,4
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	44,6

Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Eu (Kg/cm ²)
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	Cancelli 1980	390,8
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	Cancelli 1980	1380,4
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	Cancelli 1980	361,9

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	Imai & Tomauchi	118,5
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	Imai & Tomauchi	255,1
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	Imai & Tomauchi	118,0

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	Piacentini Righi 1978	>9
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	Piacentini Righi 1978	2,23

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	Meyerhof	1,9
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	Meyerhof	2,1
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	Meyerhof	1,9

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale	Tensione litostatica efficace	C	Crn

				(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)		
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	0,19247	0,02502
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	0,11412	0,01484
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	0,19338	0,02514

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 3	2,20	10,6	0,347	0,2	0,2	Meyerhof	1,9
Strato 4	3,30	37,2	0,6	0,4	0,4	Meyerhof	2,2
Strato 5	7,40	10,524	0,279	0,9	0,9	Meyerhof	1,9

TERRENI INCOERENT I

Densità relativa

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	Harman	<5
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Harman	100,0
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Harman	83,9

Angolo di resistenza al taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	Schmertmann	28,0
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Schmertmann	42,0
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Schmertmann	39,6

Modulo di Young

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0		0,0
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0		0,0
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4		0,0

Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	Buisman - Sanglerat	0,0
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Buisman - Sanglerat	72,8
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Buisman - Sanglerat	272,3

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	Imai & Tomauchi	0,0
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Imai & Tomauchi	300,0
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Imai & Tomauchi	671,9

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ocr
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	Larsson 1991 S.G.I.	
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Larsson 1991 S.G.I.	<0,5
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Larsson 1991 S.G.I.	1,1

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Ko
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	Kulhawy & Mayne (1990)	0,00
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Kulhawy & Mayne (1990)	0,00
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Kulhawy & Mayne (1990)	0,71

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	C	Crm
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	0	0
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	0,10645	0,01384
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	0,10304	0,0134

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	0,80	0,0	0,217	0,0	0,0	Meyerhof	1,8
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Meyerhof	1,9
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Meyerhof	1,9

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Tensione litostatica totale (Kg/cm ²)	Tensione litostatica efficace (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	0,80	0,0	0,217		0,0	Meyerhof	2,1
Strato 2	1,20	48,5	0,4	0,0	0,0	Meyerhof	2,2
Strato 6	9,00	181,5	2,017	1,4	1,4	Meyerhof	2,2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: GOBBO STEFANO & C. srl
Descrizione:
Località: Signolo-Montebello Vic.no

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: SCPT TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1,8
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

PROVA N° 1

Strumento utilizzato SCPT TG 63-200 PAGANI Prova eseguita in data 08/11/2018
Profondità prova 6,00 m Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)
0,30	0	0,853	0,00	0,00
0,60	0	0,847	0,00	0,00
0,90	0	0,842	0,00	0,00
1,20	0	0,836	0,00	0,00
1,50	0	0,831	0,00	0,00
1,80	0	0,826	0,00	0,00
2,10	0	0,822	0,00	0,00
2,40	8	0,817	4,52	5,53
2,70	12	0,813	6,31	7,76
3,00	18	0,759	8,83	11,64
3,30	20	0,755	9,76	12,94
3,60	8	0,801	3,90	4,86
3,90	9	0,797	4,36	5,47
4,20	14	0,744	6,33	8,51
4,50	12	0,790	5,44	6,88
4,80	19	0,737	8,03	10,90
5,10	17	0,734	7,16	9,75
5,40	14	0,731	5,87	8,03
5,70	17	0,728	6,72	9,23
6,00	27	0,675	9,90	14,66

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato	Correlazione	Cu
-------------	------	--------------	--------------	----

		(m)		(KPa)
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	14,4	2,10-2,40	Terzaghi-Peck	55,32
Strato (4) argilla con sabbia	15,3	3,30-3,90	Terzaghi-Peck	80,30

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Mpa)
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	14,4	2,10-2,40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	14,58
Strato (4) argilla con sabbia	15,3	3,30-3,90	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	15,48

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Mpa)
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	14,4	2,10-2,40	Apollonia	14,12
Strato (4) argilla con sabbia	15,3	3,30-3,90	Apollonia	15,00

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	14,4	2,10-2,40	Meyerhof	20,20
Strato (4) argilla con sabbia	15,3	3,30-3,90	Meyerhof	20,30

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
Strato (2) argilla debolmente sabbiosa	14,4	2,10-2,40	Meyerhof	22,26
Strato (4) argilla con sabbia	15,3	3,30-3,90	Meyerhof	22,36

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Preforo		0.00-2,10	0		0
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	Meyerhof 1957	100
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	Meyerhof 1957	92,9

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Preforo	0	0.00-2,10	N1,60=0	0	
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	N1,60=0	Wolff (1989) N160	34
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	N1,60=0	Wolff (1989) N160	34

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Mpa)
Strato (1) Preforo -	0	0.00-2,10	0		---
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	Bowles (1982) Sabbia Media	22,07

Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	Bowles (1982) Sabbia Media	22,48
-------------------------------	-------	-----------	-------	-------------------------------	-------

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Mpa)
Strato (1) Preforo - ghiaia sabbiosa	0	0.00-2,10	0		
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	Begemann 1974	8,74
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	Begemann 1974)	8,91

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (KN/m³)
Strato (1) Preforo -	0	0.00-2,10	0		
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	Terzaghi-Peck 1948	16,65
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	Terzaghi-Peck 1948	16,73

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (KN/m³)
Strato (1) Preforo -	0	0.00-2,10	0		
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	Terzaghi-Peck 1948	20,16
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	Terzaghi-Peck 1948	20,21

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Preforo -	0	0.00-2,10	0	(A.G.I.)	
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	(A.G.I.)	0,29
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	(A.G.I.)	0,29

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Mpa)
Strato (1) Preforo -	0	0.00-2,10	0		
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	Ohsaki (Sabbie pulite)	155,98
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	Ohsaki (Sabbie pulite)	160,08

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_H / \sigma_V$

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K_0
Strato (1) Preforo	0	0.00-2,10	0		-0,23
Strato (3) ghiaia sabbiosa	30,01	2,40-3,30	30,01	Navfac 1971-1982	5,61
Strato (5) ghiaia sabbiosa	30,85	3,90-6,00	30,85	Navfac 1971-1982	5,73

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI

Committente: GOBBO STEFANO & C. srl
 Descrizione:
 Località: Signolo-Montebello Vic.no

Data: 08/11/2018

Scala 1:25

