

**INDAGINE PENETROMETRICA PER PROGETTO DI EDIFICAZIONE
NUOVO CAPANNONE IN AMPLIAMENTO A FABBRICATO ESISTENTE
IN VIA SAN SEVERO DEL COMUNE DI OGGIONA CON SANTO
STEFANO (VARESE)**

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOGNOSTICA

COMMITTENTE

F.LLI. PIETROBON S.R.L.

Via San Severo, 37

21052 OGGIONA CON SANTO STEFANO (VA)

VARESE, 31 Luglio 2012

SG/22/12

STUDIO GEOTECNICO DOTT. LUCIANO BARATTI

21100 VARESE -Via Staurenghi, 24-Tel/Fax.0332/234651- e-mail: studiobaratti@tin.it

1.0 GENERALITA'

In questa sede si espongono le risultanze dell'indagine penetrometrica condotta nell'area interessata da progetto di nuova edificazione capannone in ampliamento a fabbricato esistente in Via San Severo del Comune di Oggiona con Santo Stefano (Varese).

L'indagine effettuata, a mezzo prove penetrometriche dinamiche, ha consentito di determinare lo stato di addensamento/consistenza, i principali parametri geomeccanici ed a portanza dei terreni di interesse fondazionale. I dati acquisiti sono stati integrati con gli aspetti di inquadramento generale geologico, geomorfologico, idrogeologico, sismico e vincolistico, desunti dallo Studio geologico¹ di supporto al P.G.T: comunale.

Il progetto prevede la realizzazione, in aderenza al fabbricato esistente, di un nuovo edificio in ampliamento, con dimensioni di 55 x 18 circa metri, altezza di 11,4 metri, con pavimento finito del piano terra alla stessa quota dell'esistente. Le fondazioni del corpo in ampliamento sono previste da progetto, di tipo diretto, a plinto.

Costituiscono parte integrante della presente Relazione geologico-geognostica i sotto elencati allegati a cui si rimanda per la lettura di dettaglio e per la visualizzazione grafico-fotografica degli esiti acquisiti dalle indagini effettuate.

- Stralcio carta geolitologica con ubicazione area di indagine,
Scala 1:10.000,Allegato n.01
- Pianta pilastri edificio di progetto con ubicazione punti di indagine penetrometrica,
Scala 1:200,Allegato n.02
- Fotografie con visualizzazione attrezzatura penetrometrica su punti di prova P1 e P2,
.....Allegato n.03a

¹ "Studio geologico, idrogeologico e sismico di supporto alla redazione del P.G.T. comunale (ai sensi della L.R. 11 marzo 2005 n. 12)" a firma del Dott. Geol. Mario Lolla, redatto in data giugno 2010, aggiornamento marzo 2011

- Caratteristiche penetrometro impiegato e diagrammi prove penetrometriche P1, P2 e P3,
.....Allegato n.03b

- Sezione penetrometrica di traccia A-B,
Scala orizzontale 1:200, verticale 1:100.....Allegato n.04

2.0 DESCRIZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA

I punti di indagine penetrometrica sono stati ubicati, su indicazione della Committenza, come figura in Allegato n. 02, in allineamento lungo il lato interessato dall'imposta dei nuovi plinti di fondazione.

La quota media del piano campagna (corrispondente alla quota stazione di ciascun punto di indagine) è stata assunta quale ± 0.0 di riferimento per le profondità.

2.1 Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche, a denominazione P1-P2-P3, sono state condotte da piano campagna fino alle profondità sotto tabulate.

Denominazione prove	Profondità riscontro rifiuto (m)
P1	8,6
P2	8,4
P3	7,4

Le prove penetrometriche sono state eseguite mediante attrezzatura dinamica pesante DPSH secondo SCPT (Standard Cone Penetration Test), a sgancio automatico, le cui caratteristiche figurano in Allegato n.03b, riportante, nei singoli diagrammi penetrometrici, il numero di colpi N_{SCPT} della mazza battente per infissione unitaria di 30 cm dell'asta di punta in funzione della profondità (diagramma di resistenza alla punta R_p a linea continua): la resistenza laterale R_l del rivestimento a seguire è rappresentata dalla linea a tratteggio.

Il valore di N_{SCPT} è stato correlato con il corrispondente valore di N_{SPT} (Standard Penetration Test), di norma utilizzato per la resa dei principali parametri geotecnici dei terreni testati, attraverso la sotto riportata relazione empirica di legame (Tissoni 1987), per terreni sabbioso-limosi e limi argillosi.

$$N_{SPT} = 1.14 \times N_{SCPT}$$

3.0 RISULTANZE DELL'INDAGINE PENETROMETRICA

3.1 Inquadramento geomorfologico-geologico

L'area di indagine si colloca in ambito geomorfologico di pianalto di genesi glaciale e fluvioglaciale, a quota media di 302 m s.l.m., debolmente inclinata in direzione Sud, costituito, come figura nello stralcio di carta geolitologica, riportata in Allegato n. 01, da ciottoli con ghiaie sfatte in matrice limoso-argillosa.

Nello Studio geologico di supporto al P.G.T. comunale, tali depositi sono associati all'Allogruppo di Morazzone, Unità di Carnago, litologicamente caratterizzata da ghiaie, ciottoli, sabbie e sedimenti fini (limi ed argille) con caratteristiche tessiturali e granulometriche eterogenee e con spessore dello strato superficiale d'alterazione mediamente superiore a 5 metri.

Nell'area di interesse edificatorio non si evidenziano indizi di fenomeni di instabilità geomorfologica, attivi o potenziali.

3.2 Inquadramento idrografico ed idrogeologico

Connotazioni idrografiche

Nell'intorno del sito investigato sono presenti due corsi d'acqua del reticolo idrico minore, entrambi, per distanza e quota dell'alveo, non interferenti con l'area in esame. Ad Est, alla distanza di circa 120 metri, scorre il torrente Rio Freddo e ad Ovest, alla distanza di circa 50 metri, il torrente Rifugio Carabelli, entrambi con alveo ribassato di circa 2 metri rispetto all'area di interesse edificatorio.

Connotazioni idrogeologiche

Nello Studio geologico di supporto al P.G.T. è segnalata, nel settore del territorio comunale localizzato al margine del pianalto di Santo Stefano, limitrofo al Rio Freddo, la presenza di una prima falda freatica discontinua, da superficiale a subaffiorante, di ridotto spessore, a profondità comprese tra 2 e 4 m; connessa a litologie che favoriscono l'accumulo e lo scorrimento poco profondo delle acque sotterranee.

La seconda falda acquifera continua, semiconfinata, con soggiacenza di 45-55 metri circa da piano campagna, è a profondità che escludono interferenze con le fondazioni dell'ampliamento in progetto.

Le prove penetrometriche effettuate non hanno comunque evidenziato, in corrispondenza delle verticali di indagine, la presenza di acque sotterranee nell'ambito delle profondità investigate e di interesse fondazionale.

Le prove sono state eseguite in un periodo caratterizzato da scarsità di precipitazioni meteoriche, per questa ragione non si può del tutto escludere che localizzate presenze idriche possano attivarsi in concomitanza di precipitazioni meteoriche prolungate ed intense, dando luogo a fenomeni di circolazione idrica sotterranea occasionali e discontinui.

Si consiglia pertanto di effettuare degli scavi di ispezione diretta dei terreni, da condursi al di fuori dell'impronta fondazionale, per accertare, prima dell'inizio dei lavori, sia eventuali interferenze tra gli scavi fondazionali e acque sotterranee, sia per confermare le caratteristiche litologiche dei terreni, in questa sede, ipotizzate.

I depositi superficiali (fino ad almeno 5 metri da piano campagna) sono caratterizzati da scarsa capacità drenante, per la presenza di predominante matrice fine limoso-argillosa.

3.3 Vincoli e fattibilità geologica

Come figura nello stralcio dalla carta dei vincoli dello Studio geologico di supporto al P.G.T. comunale (Figura 1), nell'area di interesse edificatorio non insistono vincoli di carattere geologico, idraulico od idrogeologico.

Per quanto concerne la fattibilità geologica, come riportato in Figura 2, all'area di interesse edificatorio è attribuita la Classe 3 (Fattibilità con consistenti limitazioni), Sottoclasse 3/B3, associata alle aree caratterizzate da bassa soggiacenza della falda o con presenza di falde sospese.

In tali aree le principali problematiche sono rappresentate dall'eventuale presenza di acque sotterranee a bassa soggiacenza, in possibile interferenza con le fondazioni e/o di terreni con mediocri caratteristiche geotecniche a portanza, oltre alla valutazione delle modalità di raccolta e smaltimento delle acque superficiali di precipitazione meteorica. Per questo aspetto, considerata

la scarsa capacità drenante dei terreni superficiali, si sconsiglia di adottare soluzioni che prevedano lo smaltimento delle acque superficiali nei primi strati di terreno.

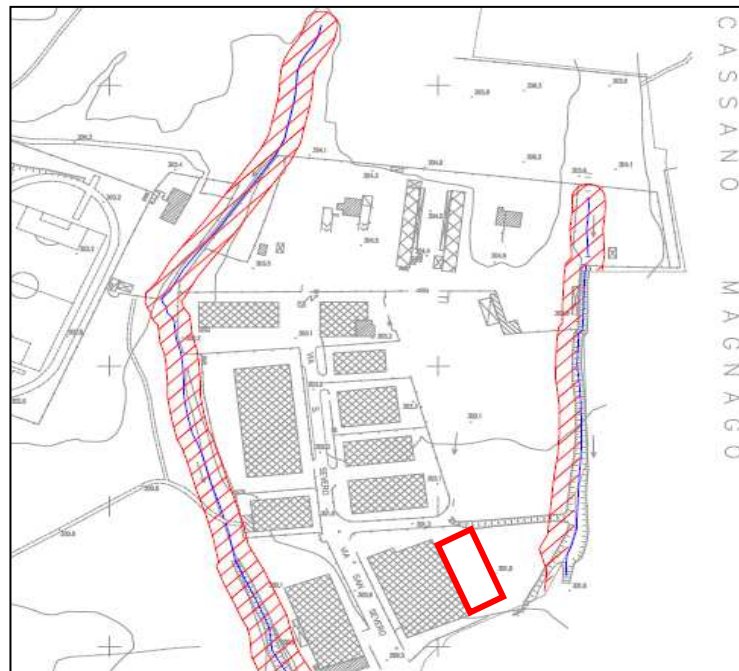



Figura n.1 Stralcio carta dei vincoli (Tavola 6b), con individuazione area di interesse edificatorio ()

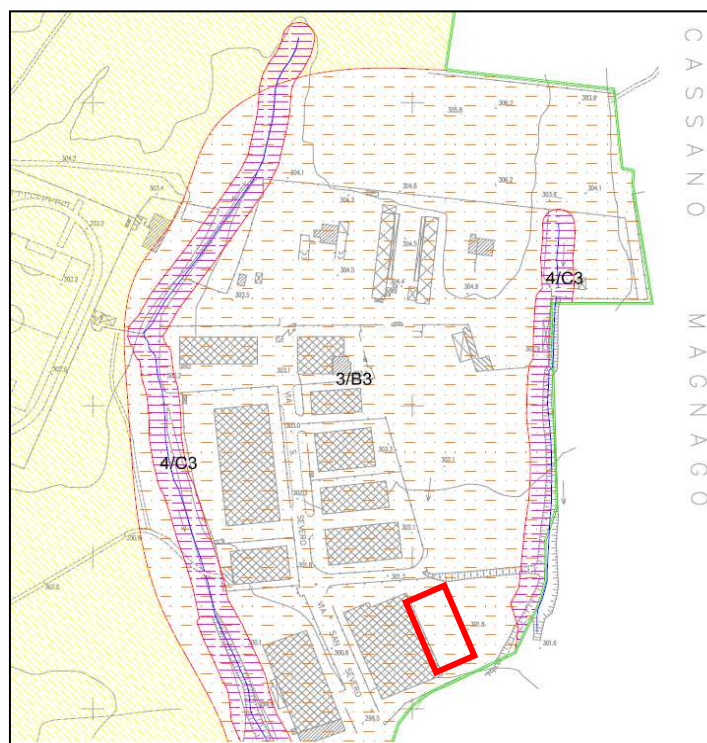



Figura n.2 Stralcio carta della Fattibilità geologica (Tavola 8a), con individuazione area di interesse edificatorio ()

3.4 Connotazioni geolitologiche di dettaglio e stato di consistenza dei terreni

I depositi in situ sono stati suddivisi in 3 litotipi predominanti, come sotto descritto a partire da piano campagna. Le caratteristiche litologiche dei depositi investigati, ipotizzate sulla base degli esiti delle prove penetrometriche e dai dati geologici generali, sono costituiti da predominanti limi argillosi, localmente sabbiosi, inglobanti elementi di ghiaia e qualche ciottolo.

Si consiglia, come già anticipato al paragrafo 3.2, l'esecuzione di scavi di ispezione diretta dei terreni in situ, per accertare le caratteristiche litologiche dei terreni, in questa sede, ipotizzate.

In considerazione dello stato di consistenza dei terreni testati, interpretato in termini di valore medio N_{SPT} ($N_{SPT} = 1.14 \times N_{SCPT}$), i terreni investigati sono stati ripartiti in n. 4 Strati isoeresistenti di differente spessore (singolarmente caratterizzati, al loro interno, da similari valori di resistenza alla penetrazione).

La geometria, lo spessore ed i rapporti tra i singoli Strati isoeresistenti figurano nella sezione penetrometrica di Allegato n. 04.

Strato isoeresistente 1

Lo strato isoeresistente 1, riscontrato da piano campagna fino alla profondit  di 2,0÷2,3 m,   caratterizzato da condizioni poco consistenti, con valore mediato $N_{SPT}=5$ (per $N_{SCPT} = 4÷7$).

Strato isoeresistente 2

Lo strato isoeresistente 2, riscontrato fino a profondit  variabili tra 3,2÷5,0 m da piano campagna, con spessore variabile tra massimo 3,0 m (P1) e minimo 0,9 m (P3),   caratterizzato da condizioni mediamente consistenti, con valore mediato $N_{SPT}=13$ (per $N_{SCPT} = 12$).

La profondit  consigliata per gli appoggi fondazionali dell'edificio in progetto corrisponde al tetto dello strato isoeresistente 2, ovvero 2,3 metri da piano campagna.

Strato isoeresistente 3

Lo strato isoeresistente 3, riscontrato fino a profondit  variabili tra 5,0÷5,4 m da piano campagna, con spessore variabile tra massimo 1,8 m (P3) e minimo 0,4

m (P1), è caratterizzato da condizioni consistenti, con valore mediato $N_{SPT}=23$ (per $N_{SCPT} = 20 \div 25$).

Strato iso resistente 4

Lo strato iso resistente 4, riscontrato fino alla massima profondità investigata di 8,6 m da piano campagna, è caratterizzato da condizioni molto consistenti, con valore mediato $N_{SPT} \geq 34$ (per $N_{SCPT} = 30 \div 40$).

3.5 Caratterizzazione geomeccanica dei terreni di interesse fondazionale

Con riferimento ad usuali correlazioni, di norma utilizzate nella bibliografia geotecnica tra dato penetrometrico SPT ed associata natura litologica dei terreni testati, ripartiti in 4 strati iso resistenti, a partire da sotto coltivo/riporto superficiale, possono essere assegnati i sotto tabulati parametri geotecnici medi, di peso di volume γ_t (in t/m^3), di angolo di attrito interno ϕ^2 (in gradi) e di modulo elastico di Young E^3 (in kg/cm^2).

Tabulato parametri geotecnici terreni

STRATO ISORESISTENTE	N_{SPT}	γ_t	ϕ	E
1	5	1,8	26°	40
2	13	1,9	30°	104
3	23	1,9	33°	184
4	≥ 34	1,9	$\geq 35 \div 36^\circ$	272

In questa sede preliminare, in assenza di scavi di ispezione diretta, non è stato possibile stimare il valore delle coesione **c** e della coesione non drenata **cu**.

² Relazione tra angolo di attrito interno ϕ ed N_{SPT} secondo Meyerhof

$$\phi = 23.7 + 0.57 N_{SPT} - 0.006 (N_{SPT})^2 \text{ (terreni con frazione } > 5\% \text{ limo)}$$

³ Relazione tra modulo elastico di Young E ed N_{SPT} secondo Schmertmann

$$E = 2 \times B \times N_{SPT} \text{ (B=4 per terreni con fine)}$$

4.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La classificazione sismica del territorio nazionale e le normative tecniche per le costruzioni in zona sismica sono regolate dalle norme contenute nella O.P.C.M. n. 3274/2003, pubblicata sulla G.U. n. 105 dell'8 Maggio 2003.

La Regione Lombardia, con il D.G.R. 14964 del 7 Novembre 2003, ha preso atto della nuova classificazione dell'Ordinanza 3274/2003, entrata in vigore dal 23 Ottobre 2005, in concomitanza con la pubblicazione del D.M. 14 Settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni" che attribuisce a tutto il territorio varesino Zona 4 ("bassa sismicità"), la quale sostituisce la categoria "non classificato" della normativa precedente.

4.1 Pericolosità sismica locale

La metodologia per l'analisi sismica del territorio si basa sulla valutazione dell'influenza delle condizioni stratigrafiche, morfologiche e geotecniche nella risposta sismica locale (microzonazione) e prevede 3 livelli di approfondimento progressivo, di cui il primo è obbligatorio nella pianificazione territoriale.

Il primo livello di approfondimento consiste in un approccio di tipo qualitativo che, sulla base delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in esame, rappresentate nella pertinente cartografia di base, consente di derivare la *carta della pericolosità sismica locale* nella quale si riportano le perimetrazioni areali e gli elementi lineari degli scenari di pericolosità sismica definiti nella Tabella 1 - Allegato 5 della D.G.R. n.8 /7374 del 28.05.08.

Lo Studio geologico di supporto al P.G.T. vigente associa al sito di interesse lo scenario di amplificazione sismica **Z4c**: zone moreniche con presenza di depositi *granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)*. Tali aree sono suscettibili di amplificazione litologiche.

Nel caso specifico, poiché l'edificio in progetto non è edificio strategico o rilevante, ai sensi del Decreto n.19904 del 21 novembre 2003, non è richiesto l'approfondimento di secondo livello.

4.2 Categoria di suolo di fondazione

Al suolo di fondazione dell'area esaminata si attribuisce, sulla base della natura litologica e delle resistenze alla penetrazione dinamica, la **Categoria C** di appartenenza, associata a terreni, mediamente addensati (N_{SPT} compreso tra 15 e 50), con spessori maggiori di 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, come evidenziato dalla sotto riportata Tabella 3.2.II stralciata dalla normativa vigente.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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 $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ 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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ 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 $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

5.0 ASPETTI FONDAZIONALI

Il modello geotecnico del terreno, delineato sulla base dell'indagine effettuata, evidenzia, con riferimento alla sezione penetrometrica di Allegato n.04, la presenza, a partire dalla profondità massima di 2.3 metri da piano campagna, dello Strato isoeresistente 2, costituito da limi argillosi, localmente sabbiosi, inglobanti ghiaia e qualche ciottolo.

Le fondazioni del edificio in progetto, di tipo diretto, a plinto, sono da impostarsi all'interno di detto strato isoeresistente, dotato di discrete caratteristiche geomeccaniche a portanza. Non sono noti, in questa sede, i carichi fondazionali, tranne il dato relativo al carico massimo assiale di progetto che è dell'ordine di 70 tonnellate.

In questa sede preliminare, si è provveduto alla verifica della capacità portante del terreno di interesse fondazionale, con il metodo alla Tensioni ammissibili, come ammesso dalle N.T.C, essendo l'area ricadente in Zona sismica 4 e l'edificio appartenente alla Classe d'uso II, per fondazioni dirette, a plinto rettangolare, impostate all'interno dello Strato isoeresistente 2, con riferimento alle condizioni drenate.

5.1 Pressione unitaria ammissibile

La pressione unitaria ammissibile q_{amm} è stata determinata mediante la sotto riportata espressione semplificata di K. Terzaghi per fondazione, a plinto rettangolare e rinterro D_f , impostati all'interno dello strato isoeresistente 2.

$$q_{amm} = (\gamma_r \times D_f \times N_q + 0.5 \times (1 - 0.2 \times B/L) \times \gamma_t \times N_\gamma \times B) / F_s$$

essendo

$\gamma_r = 1.60 \text{ t/m}^3$	Peso di volume del terreno di rinterro
$D_f = 0.60 \text{ m}$	Rinterro fondazione ipotizzato
$\gamma_t = 1.90 \text{ t/m}^3$	Peso di volume del terreno a sottofondazione
$B = 1,8 \text{ m}$	Larghezza base plinto di fondazione
$L = 3,8 \text{ m}$	Lunghezza base plinto di fondazione
$N_q = 18.40$ e $N_\gamma = 22.40$	Fattori di capacità portante connessi all'angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ$ (da Buisman)
$F_s = 3$	Fattore di sicurezza assunto

In applicazione della sopra riportata espressione di calcolo, si ottiene la pressione unitaria ammissibile $q_{amm} = 1,2 \text{ kg/cm}^2$ compatibile con la pressione unitaria di esercizio $q_e = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ ($Q/A = 70.000 \text{ kg} / 68.400 \text{ cm}^2$ essendo Q il carico di esercizio ed A l'area di fondazione).

Considerata la presenza di terreni mediamente consistenti, ma con probabile frazione argillosa, si consiglia, al fine di minimizzare l'attivazione di cedimenti assoluti e differenziali sotto i carichi fondazionali, di dimensionare le fondazioni in modo tale da avere valori di pressione unitaria di esercizio non superiori a 1 kg/cm^2 .

