

Consulente geologo Dr. Cristiano Nericcio
Via Roma 92/6 - 21020 Mercallo VA

Fax 0331 968868 Tel. 338 3763998 – e mail cnericc@tin.it

REGIONE LOMBARDIA – PROVINCIA DI VARESE

Comune Solbiate Olona

STUDI DI SUPPORTO AL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DELLE NUOVA AREA FESTE
ED AMPLIAMENTO CENTRO SPORTIVO COMUNALE TRA VIA ORTIGARA E VIA DEI
RONCHI

ELABORATO	<i>Verifica di compatibilità Relazione Geologica (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e del D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011)</i>
COMMITTENTE	Spett.le TIGROS s.p.a. Via del Lavoro n. 45, 21048 Solbiate Arno P.IVA e C.F. 12790620152
DATA	Settembre 2017

Il tecnico: Dr. Geol. Cristiano Nericcio



INDICE

INDICE.....	2
1. PREMESSA.....	3
1.1 Vincoli	3
1.2 Principali normative osservate.....	3
1.3 Obiettivi	4
1.4 Note	4
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	4
2.1 GEOMORFOLOGIA.....	4
2.2 GEOLOGIA.....	5
2.3 IDROGEOLOGIA	5
2.4 SISMICA	7
3. CARATTERIZZAZIONE AMBIENTALE DEL SITO.....	17
4. CONCLUSIONI	19

1. PREMESSA

In seguito agli accordi intercorsi sia con l'egr.o Geom. Biscardini A. ed Arch. Moretti L. (Studio Tecnico Via del Lavoro 45, 21048 Solbiate Arno) sia con l'Arch. Tonani M.M. (Via Traversera 1, Castellana) ho ricevuto l'incarico per svolgere un'indagine geologica di supporto al progetto ampliamento del Campo Sportivo e della realizzazione di una nuova area feste da ubicarsi tra Via Ortigara e Via ai Ronchi (il progetto nei dettagli prevede la realizzazione di parcheggi, campo da basket, spogliatoi, infermeria, cucine, palco, cupola geodetica, ecc.).

In relazione alla classe d'uso in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le opere in progetto appartengono alla classe II e III vale a dire opere interessate da affollamenti da normali a significativi (comparto commerciale) con una vita nominale di 50 anni.

1.1 Vincoli

L'area oggetto di studio rientra, secondo la componente Geologica e Sismica allegata al vigente PGT (Studio Volpatti e Associati, Morbegno, 2009 e succ. mod. ed integr.), in una classe di fattibilità geologica I, vale a dire che nel territorio in questione non si sono riscontrate controindicazioni di natura geologica al cambiamento di destinazione d'uso dei siti.

Secondo le carte dei vincoli e di sintesi del medesimo strumento urbanistico comunale l'area non risulta classificata.

1.2 Principali normative osservate

Il presente documento è stato redatto seguendo gli estremi del:

Circolare 617 del 2/02/09 Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14/01/08;

D.M 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni;

D.Lgs. 3/4/2006 n. 152 Norme in materia ambientale;

OPCM n. 3274 del Marzo 2003;

D.P.R 328/01 Competenze in materia di indagini geognostiche dei geologi;

D.M. 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in aree sismiche;

D.M. 11/3/1988: *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*;

Delibera 4/02/1977 Criteri, metodologie e norme tecniche generali della legge 10/05/1976 n. 319 recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento, successivi e similari.

1.3 Obiettivi

Pertanto la presente relazione valuta le caratteristiche geomorfologiche, geologiche, idrografiche, idrogeologiche e stratigrafiche locali, ai fini di verificare un equilibrato inserimento delle opere in progetto con il contesto locale.

1.4 Note

Di seguito si elencano per chiarezza d'esposizione gli acronimi citati in relazione:

L. Legge, D.Lgs. Decreto Legislativo, D.M. Decreto Ministeriale, D.P.R. Decreto del Presidente della Repubblica, p.c. piano campagna, SPT standard penetration test, SCPT standard cone penetration test, A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, DPHS Dinamic Penetrometer Super Heavy, PRGC Piano regolatore generale comunale, PGT piano di governo del territorio, q_{lim} portata limite, q_{amm} portata ammissibile.

In calcolistica per la capacità portante: c = coesione del terreno, q' = tensione efficace nel terreno alla profondità di imposta, B = larghezza della fondazione, γ = densità del terreno, N_c - N_q e N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito ϕ , s_γ , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione, i_γ , i_c , i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico, b_γ , b_c , b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base topografica, g_γ , g_c , g_q = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna, d_c , d_q , d_γ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa. Per i cedimenti: q' = pressione efficace in kPa, σ'_{VO} = tensione verticale efficace agente al piano di imposta in kPa, B = larghezza della fondazione in m, I_c = indice di compressibilità legato ai valori di N_{spt} , f_s , f_H , f_t = fattori correttivi dipendenti dalla forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

2.1 GEOMORFOLOGIA

L'area interessata dall'intervento la cui origine è imputabile alle dinamiche glaciali quaternarie terminate circa 10.000 anni fa, è posta mediamente alla quota media di 242 m s.l.m., si tratta della porzione di una piana fluvio-glaciale wurmiana compresa tra la valle dell'Olonza posta un centinaio di metri ad Est e una trentina di metri più in basso e la piana fluvio-glaciale wurmiana rissiana ubicata ad Ovest. L'acclività generale dell'intorno significativo è rivolta blandamente verso Sud.

Non si sono riscontrati nel territorio immediatamente circostante fenomeni geomorfologici accelerati in atto né tanto meno elementi morfogenetici tali da lasciar supporre rapide future

evoluzioni territoriali. L'area pertanto può essere considerata stabile e l'intervento in progetto non altererà tale favorevole situazione.

2.2 GEOLOGIA

L'area studiata rientra un'unità geologica identificabile come "fluvioglaciale *Wurm*" degli Autori (Allogruppo di Besnate), costituita da una matrice prevalentemente sabbiosa nella quale sono immersi secondo letti sub-orizzontali ghiaie e ciottoli arrotondati. A volte il supporto diviene clastico e la dimensione dei ciottoli mediamente è attorno ai 10 cm di diametro. In superficie sono prevedibili coltri sabbiose argillose spesse da 0,3 a 4 m.

Lo spessore di tale unità secondo i dati a disposizione potrebbe raggiungere il centinaio di metri.

2.3 IDROGEOLOGIA

L'area oggetto di studio s'intesta al tetto dell'unità idrogeologica denominata: "3" - Unità delle ghiaie e sabbie prevalenti, costituita da depositi ghiaioso-sabbiosi ad elevata trasmissibilità con intercalazioni di conglomerati e di livelli argillosi a limitata continuità laterale, presente dalla superficie alla profondità di 110-120 m. Vi si trova l'acquifero superficiale, freatico, con soggiacenza media di 40-45 m sotto la pianura e circa 10 m sotto il fondovalle Olona, tradizionalmente captato dai pozzi della zona, con episodici problemi di inquinamento da nitrati, solventi clorurati e diserbanti.

La superficie piezometrica della falda freatica è a quota 215-210 m s.l.m. (soggiacenza intorno a 50 m), con oscillazioni stagionali fino a 4 m, con direzione di flusso prevalente da nord a sud, con gradiente intorno a 5 ‰.

L'acquifero superficiale (unità idrogeologica 3) ha vulnerabilità di grado elevato-alto.

A seguire una tabella che correla la natura litologica dei sedimenti al relativo coefficiente di permeabilità:

k (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
<i>GRADO DI PERMEABILITÀ</i>	alto			medio		basso		molto basso		impermeabile		
<i>DRENAGGIO</i>	buono					povero			praticamente impermeabile			
<i>TIPO DI TERRENO</i>	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

Sistemi disperdenti - In funzione dello smaltimento delle acque meteoriche (dimensionamento griglie, tombature, pozzi perdenti, troppo pieni, previsioni di ristagno superficiale, ecc) si tenga presente che per il Nord Italia è prevedibile uno scroscio decennale medio pari a 1,5 l/min/mq corrispondente ad un coefficiente udometrico di 250 l/s/ha; mediamente la capacità di drenaggio dei terreni presenti in sito (coefficiente di permeabilità m/s 10⁻⁵) risulta di 6 l/min/mq, situazione che richiederà un pozzo disperdente largo 1,5 m dall'altezza della superficie drenante pari a 2 m ogni 100 mq d'impermeabilizzazione.

VALUTAZIONE DEL GRADO DI VULNERABILITÀ DELL'ACQUIFERO *sito specifica*

Per una corretta valutazione della vulnerabilità dell'acquifero locale si è preso in considerazione il metodo Foster (METODO G.O.D., 1987) che restituisce una stima della vulnerabilità di tipo semi quantitativo.

Secondo alcuni Autori la vulnerabilità di un acquifero è legata essenzialmente alla possibilità di penetrazione e propagazione di un eventuale inquinante nell'acquifero stesso.

Per cui la vulnerabilità dipenderebbe principalmente da due fattori:

- dalla attitudine di un deposito a farsi attraversare da parte di un eventuale inquinante legata allo spessore, alla permeabilità e alla litologia del non saturo;

- dalla possibilità di veicolazione dell'inquinante connessa alle caratteristiche idrodinamiche dell'acquifero.

In funzione del diverso peso attribuito ai due fattori, la vulnerabilità totale può risultare differente.

METODO G.O.D. (FOSTER)

La determinazione della vulnerabilità con questo metodo permette una stima semi quantitativa attraverso l'attribuzione di un indice per ogni parametro.

La sigla G.O.D. non è altro che l'abbreviazione che sintetizza i parametri presi in considerazione:

G. = Groundwater occurrence;

O. = Overall lithology of acquifer o acquitard;

D. = Depth to groundwater table (unconfined) or strike (confined)

Attenendosi allo schema Allegato si valutano in successione:

- il tipo di acquifero captato (emergente, confinato, semiconfinato, semilibero, libero);
- le caratteristiche dei terreni insaturi sovrastanti l'acquifero (litologia, grado di compattazione, contenuto in argilla, ecc.);
- la profondità dall'acquifero (livello statico per la falda libera, tetto dello strato acquifero per quella confinata).

Il prodotto degli indici attribuiti ai sopracitati parametri restituisce un valore compreso tra zero e uno che caratterizza il grado di vulnerabilità (0 = nulla, 1 = estrema).

Nel caso specifico si è considerato un acquifero semi confinato (0,4), costituito da ghiaie e sabbie fluvioglaciali (0,7) con una soggiacenza catalogabile tra 20 e 50 m dal p.c. (0,7), prodotto 0,19.

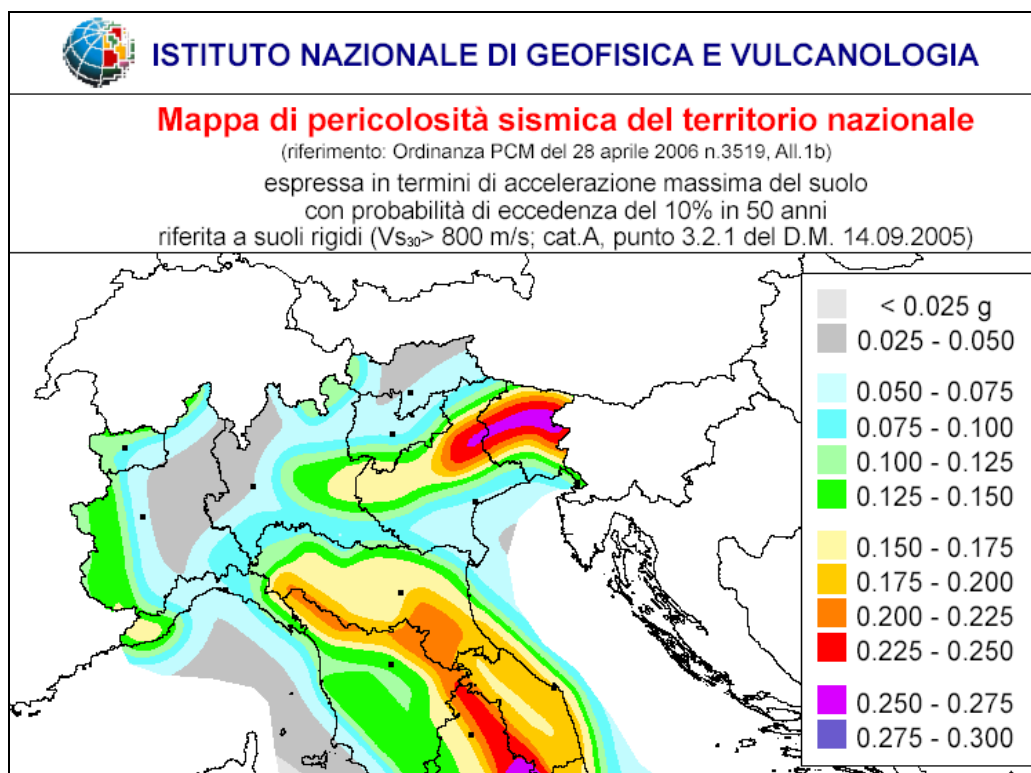
Utilizzando tale metodo operativo si può osservare che la vulnerabilità complessiva dell'acquifero, per l'area indagata, risulta essere bassa.

2.4 SISMICA

Macrozonazione e segnali sismici

Con l'emanazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento

degli elenchi delle medesime zone” sono stati approvati i criteri generali e la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale (macro-zonazione) riportata in figura.



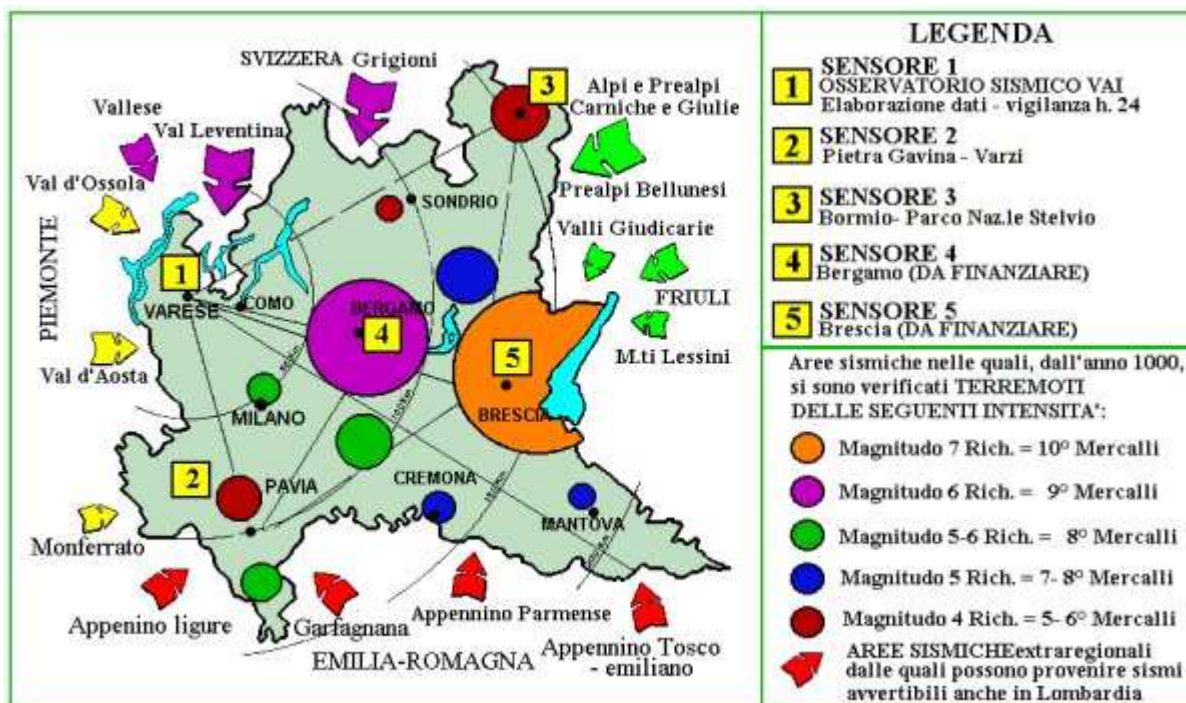
La mappa riportata rappresenta graficamente la pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita ai suoli rigidi (*Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* categoria A di cui al punto 3.2.1 del D.M. 14/09/05) caratterizzati da una velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio $V_{s30} > 800$ m/s.

Tale mappatura e i rispettivi valori di accelerazione massima si traducono in zone sismiche così suddivise dalla più gravosa:

ZONA	ACCELERAZIONE CON PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PARI A 10% IN 50 ANNI (m/s)
1	$0,25 < a_g < 0,35g$
2	$0,15 < a_g < 0,25g$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$
4	$\leq 0,05g$

Considerato quanto sopra esposto si rileva che il territorio comunale di Solbiate Olona rientra completamente in classe sismica quarta (4), bassissima sismicità.

Archivio segnali sismici



La carta soprastante illustra i principali terremoti storici dall'anno mille ad oggi in Lombardia e le zone sismogenetiche adiacenti da cui possono giungere terremoti risentiti dalla popolazione. Per la città di Varese il sisma più vicino è collocabile in corrispondenza della città di Milano (a 50 km di distanza) con un'intensità pari a 5-6 Magnitudo Richter.

Pericolosità sismica locale e Microzonazione sismica

La **microzonazione sismica** è una tecnica di analisi sismica di un territorio che ha lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente piccola (scala comunale o sub comunale) le condizioni geologiche locali (zone di versante, terreni non consolidati, aree in frana, sedimenti liquefacibili, ecc) che possono alterare più o meno sensibilmente le caratteristiche del movimento sismico atteso e/o produrre deformazioni permanenti e critiche per le costruzioni e le infrastrutture in loco.

Nell'ambito dell'identificazione della pericolosità sismica locale l'area studiata rientra in uno scenario Z4a.

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

Le norme tecniche per le costruzioni espone nel D.M. 14/01/2008 al fine di valutare la microzonazione sismica elencano in ambito topografico alcune condizioni in grado di amplificare in maniera crescente gli effetti di un sisma (valide per rilievi superiori ai 30 m): a) T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $I \leq 15^\circ$; b) T2 Pendii con inclinazione media $>15^\circ$; c) T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media compresa tra 15 e 30° ; d) T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media maggiore di 30° . Per l'area in corso di studio si tratta a livello generale di una classe T1.

Altresì le medesime norme identificano in ambito stratigrafico alcune categorie di suolo in base alla misurazione della velocità media delle onde Vs nei primi 30 m di suolo al di sotto del piano di posa delle fondazioni (vedi allegato).

Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o 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 $V_{s,30}$ 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).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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).</i>
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>

Esistono anche fonti che correlano le informazioni lito-stratigrafiche sia con la classificazione sismica dei suoli sia con la velocità delle onde S:

Categoria	Litologia
A	Calcere, Gesso, Marne, Rocce generiche
B	Ghiaia fine, media, grossolana, blocchi, massi
C	Sabbia fine, media, grossolana
D	Limo, Argilla

Tratto da piano di protezione Civile

Velocità caratteristiche delle onde S nei vari tipi di suolo (Borchedt, 1994)

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,	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie	376	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI (es. sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille tenere	100	150	200

In prossimità dell'area indagata sono state realizzate nel 2007 dallo studio Volpati delle indagini geofisiche che consentono di identificare i suoli presenti in sito nella **categoria sismica suoli "B"**.

In particolare l'area omogenea identificata dal suddetto studio comprendente anche il campo sportivo il cui ampliamento è oggetto del presente studio è stata caratterizzata da un'indagine sismica denominata "Linea 3"; è stata eseguita in prossimità della scuola media. Le stratigrafie dei vicini pozzi comunali mostrano la presenza di depositi ghiaiosi e sabbiosi fino a 12-13 m di profondità, seguiti da strati di conglomerato, poi ancora da depositi ghiaiosi sciolti e conglomerati.

La distribuzione delle Vs sembra seguire questo tipo di successione con 2 strati a velocità bassa e media (200 e 400 m/s) fino a 4 e 13.2 m, seguiti da uno strato veloce ($V_s = 800$ m/s) fino a 21 m. Al di sotto di questo strato si rilevano di nuove velocità medie ($V_s = 400$ m/s) fino a 35 m e poi di nuovo alte ($V_s = 850$ m/s) fino a 48 m, profondità limite dell'indagine. I dati ottenuti sono di seguito riportati

Profondità (m)	Densità (g/cm ³)	Velocità misurate Vs (m/s)
0-4	2	200
4-13.2	2	400
13.2-21	2	800
21-35	2	400
35-48	2	850

2.4.1 Analisi sismica di II livello

L'analisi, condotta, come da Criteri regionali, con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche, fornisce la stima della risposta sismica locale dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (Fa). Il valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s; i due intervalli sono stati stabiliti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale: l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili. La procedura di 2° livello calcola valori di Fa: per gli effetti litologici, per entrambi gli intervalli di periodo; per gli effetti morfologici per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 s. I valori calcolati sono poi confrontati con i valori di riferimento riportati nel file Soglie_Lomb.xls (indicato nell'allegato 5 del Criteri regionali), considerando una variabilità di - 0.1 che tiene conto della variabilità del valore di Fa ottenuto dalla procedura semplificata. Dove le amplificazioni calcolate risultano non superiori ai valori di riferimento si considera terminata l'analisi e in fase di progettazione di opere si utilizzeranno i parametri della zona sismica 4 previsti dalla normativa nazionale. Se invece il valore di Fa calcolato è superiore per più di 0.1 del valore soglia, in fase di progettazione di opere sarà necessario effettuare analisi più approfondite (di 3° livello), per definire uno spettro di risposta appropriato. In questo caso, in alternativa, la di utilizzare lo spettro di risposta della classe sismica superiore. Gli edifici strategici e rilevanti (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n.19904/03), nel territorio comunale di Solbiate Olona sono:

1 Municipio, 2 Chiesa Santi Gervaso e Protaso, **3 Campo Sportivo**, 4 Piscina, 5 Scuola Media, 6 Oratorio, 7 Scuola Elementare, 8 Centro Culturale e Sede Protezione Civile, 9 Ponti sul fiume Olona, 10 Chiesa S. Antonio, 11, Scuola Materna e Nido, 12 Villa Maino, Medici di Base, 13

Centro Giovani e Centro Anziani, 14 Caserma U. Mara, 15 Centro Commerciale, 16 Industria Chimica Hexion. I dati significativi sono riportati nella tabella:

Edificio		Zona PSL	Terreno di fondazione
1	Municipio	Z4a	Depositi fluvioglaciali
2	Chiesa Santi Gervaso e Protaso	Z4a	Depositi fluvioglaciali
3	Campo Sportivo	Z4a	Depositi fluvioglaciali
4	Piscina	Z4a	Depositi fluvioglaciali
5	Scuola Media	Z4a	Depositi fluvioglaciali
6	Oratorio	Z4a	Depositi fluvioglaciali
7	Scuola Elementare	Z4a	Depositi fluvioglaciali
8	Centro Culturale e Sede Protezione Civile	Z4a	Depositi fluvioglaciali
9	Ponti sul fiume Olona	Z4a	Depositi alluvionali
10	Chiesa S. Antonio	Z4a	Depositi fluvioglaciali
11	Scuola Materna e Nido	Z4a	Depositi fluvioglaciali
12	Villa Maino, Medici di Base	Z4a	Depositi fluvioglaciali
13	Centro Giovani e Centro Anziani	Z4a	Depositi fluvioglaciali
14	Caserma U. Mara	Z4a	Depositi fluvioglaciali
15	Centro Commerciale	Z4a	Depositi fluvioglaciali
16	Industria Chimica Hexion	Z3a + Z4a	Depositi fluvioglaciali

Effetti litologici nelle zone Z4a

L'analisi è stata effettuata mediante valutazione delle velocità delle onde sismiche S (di taglio), V_s , tramite prove sismiche di microtremore e utilizzo degli schemi e delle tabelle dei Criteri regionali. Sono state eseguite 4 prove sismiche di microtremore, ubicate: 1 - presso la strada Via per Busto Arsizio, 2 - sul fondovalle Olona, presso Via Calvi, 3 - presso la scuola media, 4 - presso Industria Chimica Hexion, lungo la strada Via dei Patrioti .

L'analisi riguarda gli edifici elencati nella tabella:

	Edificio	Zona PSL	Terreno di fondazione	Prove sismiche di riferimento
1	Municipio	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
2	Chiesa Santi Gervaso e Protaso	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
3	Campo Sportivo	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
4	Piscina	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
5	Scuola Media	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
6	Oratorio	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
7	Scuola Elementare	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
8	Centro Culturale e Sede Protezione Civile	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
9	Ponti sul fiume Olona	Z4a	Depositi alluvionali	Linea 2
10	Chiesa S. Antonio	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
11	Scuola Materna e Nido	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
12	Villa Maino, Medici di Base	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
13	Centro Giovani e Centro Anziani	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 3
14	Caserma U. Mara	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 1
15	Centro Commerciale	Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 1
16	Industria Chimica Hexion	Z3a + Z4a	Depositi fluvioglaciali	Linea 4

Le prove sismiche sono state eseguite con stendimenti di 115 m di lunghezza, con 24 geofoni distanziati di 5 m. La scelta della scheda di riferimento dei Criteri regionali è stata effettuata basandosi sia sui valori di velocità delle onde S (V_s), sia sui dati geognostici di indagini precedenti.

Il territorio comunale di Solbiate è caratterizzato dalla predominanza di depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, con la presenza, a varie profondità, di livelli di conglomerati (Ceppo). Tale situazione litologica, se da un lato comporta la presenza del substrato veloce (V_s pari a 800 m/s) a profondità non elevate, dall'altro è favorevole alla presenza di "inversioni di velocità" (possibili livelli lenti al di sotto di strati veloci), che danno luogo ad una certa variabilità nella scelta del modello interpretativo. Per evitare possibili errori nelle fasi successive (applicazione del modello interpretativo per le finalità della legge regionale) sono stati presi in considerazione più modelli, verificandone i risultati in termini di fattore di amplificazione. La presenza di un substrato veloce (conglomerato o ghiaie addensate) rende la distribuzione di velocità non conforme con la scheda di velocità relativa alle ghiaie (suoli tipo B o C) della legge regionale. Nello specifico, tutte le schede

non prevedono inversioni di velocità. Tuttavia si è fatto comunque riferimento a tale scheda, in quanto più prossima alle distribuzioni di Vs calcolate e in quanto confermata dai dati litologici.

Nell'ambito omogeneo "Campo Sportivo" i terreni presenti sono riconducibili alla Scheda litologia ghiaiosa, curva 3, dell'allegato 5 dei criteri regionali. Il periodo è stato calcolato sulla base dei primi due strati, ma anche il calcolo sulla base dei primi quattro strati non modifica significativamente i fattori di amplificazione. I parametri calcolati sono riportati nella tabella:

Periodo edifici	Periodo del sito T	Fa calcolato	Fa di riferimento
0.1-0.5 s	0.16 s	1.3	1.7
0.5-1.5 s	0.16 s	1.1	3.1

I valori di Fa di riferimento sono superiori a quelli calcolati per entrambi i periodi; pertanto nella zona della linea 3 si possono ritenere validi i valori di Fa massimi indicati dalla Regione.

2.4.2 Liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze: 1). eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5; 2). accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; 3). profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali; 4). depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; 5). distribuzione granulometrica specifica esterna al campo principale delle sabbie sia per terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ sia nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti

conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. Secondo la classificazione di Youd e Perkins (1978) che fornisce una indicazione qualitativa della vulnerabilità alla liquefazione dei terreni in funzione dell'età e della loro origine, **la propensione alla liquefazione locale è bassa.**

Inoltre **la pericolosità sismica del sito** identificata in funzione dell'ubicazione geografica, della classificazione sismica topografica e dei suoli, è caratterizzata dai parametri esposti negli allegati quali il coefficiente sismico orizzontale e verticale, rispettivamente k_h 0,0106 (che genererà una forza sismica orizzontale F_h pari all'1% dei pesi) e k_v 0,0053 (che genererà una forza sismica verticale F_v pari allo 0,5% dei pesi) e l'accelerazione massima orizzontale al sito 0,0531 g (condizione quest'ultima che esclude l'insorgere di qualsiasi fenomeno di liquefazione).

Tipo deposito	Età del deposito			
	<500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Depositi continentali				
Canali fluviali	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Pianure di esondazione	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pianure e conoidi alluvionali	Moderata	Bassa	Bassa	Molto bassa
Spianate e terrazzi marini	-----	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Deltaici	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lacustri	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Colluvioni	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Scarpate	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Dune	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Loess	Alta	Alta	Alta	Molto bassa
Glaciali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Tuff	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Tephra	Alta	Alta	?	?
Terreni residuali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Sebkha	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Zone costiere				
Deltaici	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Di estuario	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Di spiaggia con elevata energia delle onde	Moderata	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Di spiaggia con bassa energia delle onde	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lagunari	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Litorali	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Riempimenti artificiali				
Non compattati	Molto alta	-----	-----	-----
Compattati	Bassa	-----	-----	-----

3. CARATTERIZZAZIONE AMBIENTALE DEL SITO

ARIA (RADON)

Il radon è un gas nobile naturalmente radioattivo, che si genera dal decadimento del radio, generato a sua volta dal decadimento dell'uranio. Il motivo che determina la necessità di mapparne la concentrazione risiede nel fatto che il radon è un gas molto pesante e viene considerato

estremamente pericoloso per la salute umana se inalato ed è ritenuto una delle possibili cause di serie patologie polmonari. La principale fonte di questo gas risulta essere il terreno, dal quale fuoriesce e si disperde pericoloso. Le aree più a rischio sono quelle che presentano formazioni geologiche originatesi da fenomeni di vulcanesimo (lave, pozzolane, tufi, granito e porfido) ma, in ogni caso, si possono ritrovare alte concentrazioni di radon anche in rocce sedimentarie, come i marmi, le marne e i flysch. La risalita in superficie del radon è anche associabile alla presenza di discontinuità tettoniche quali faglie e fratture profonde della crosta terrestre.

Altre fonti possono essere, in misura minore, i materiali di costruzione, specialmente se di origine vulcanica, come il tufo o i graniti. Uno dei principali fattori di rischio del radon è legato al fatto che tende ad accumularsi all'interno di abitazioni. Il gas migra dal suolo (o dai materiali da costruzione) e penetra all'interno degli edifici attraverso le fessure (anche microscopiche), gli attacchi delle pareti al pavimento, i passaggi dei vari impianti (elettrico, termico, idraulico). Di conseguenza, i livelli di radon sono generalmente maggiori nelle cantine, nei vani seminterrati e nei piani più bassi delle abitazioni.

L'ARPA della Regione Lombardia ha condotto, tra il 2003 e il 2004, una campagna di misura del gas radon in tutto il proprio territorio, al fine di individuare le aree ad elevata probabilità di alte concentrazioni (radon prone areas), come previsto dal D.Lgs 241/00, art. 10-ter, comma 2. Il piano per la mappatura, condotto da ARPA in collaborazione con le ASL locali, ha visto il territorio regionale suddiviso secondo una griglia a maglie rettangolari, di dimensioni variabili a seconda delle caratteristiche geologiche e morfologiche del suolo, con un infittimento nella zona alpina e prealpina, dove ci si attende concentrazioni di radon più elevate e spazialmente eterogenee. In ciascuna maglia sono stati individuati da 5 a 10 punti di misura, per un totale di 3600 punti, in 541 Comuni lombardi (1/3 del totale). Le misure hanno avuto durata annuale e sono state effettuate attraverso l'impiego di dosimetri passivi, posizionati per 2 semestri consecutivi a partire dall'ottobre 2003. Nel quadro normativo nazionale relativo alla problematica del radon indoor viene prevista la tutela dei lavoratori negli ambienti lavorativi, mentre non viene regolamentata l'esposizione della popolazione nelle abitazioni private. La norma cui si fa riferimento per l'esposizione al radon negli ambienti di lavoro è il D.Lgs 240/00, art.10, che fissa come livello di riferimento una concentrazione pari a 500 Bq/mc. Per quanto riguarda invece la regolamentazione dell'esposizione al radon nelle abitazioni private, il più solido riferimento è rappresentato dalla raccomandazione dell'Unione Europea 90/143/EURATOM, che fornisce indicazioni precise circa il valore oltre cui intraprendere azioni di risanamento per le abitazioni esistenti (400 Bq/mc) e l'obiettivo di qualità (200 Bq/mc) per le nuove edificazioni. Tale raccomandazione prevede che,

oltre all'indicazione delle misure da adottare per le nuove costruzioni, qualora il limite di riferimento per gli edifici esistenti (400 Bq/mc) sia superato, debbano essere adottati provvedimenti correttivi proporzionali all'entità di superamento del limite.

RISULTATI PRELIMINARI DELLO STUDIO ARPA

La figura presente negli allegati mostra per la Provincia di Varese la media geometrica dei valori di concentrazione di radon misurati nei punti di campionamenti all'interno della singola maglia, espressa in Bq/mc (Bequerel per unità di volume), mentre tra parentesi è indicato il numero di misure effettuate all'interno della maglia. Il tratteggio rappresenta maglie dove non vi sono centri urbanizzati di entità rilevante.

Per la maglia in cui compare Solbiate Olona i valori espressi in Bq/mc risultano pari a 167 frutto di 15 misurazioni.

L'ARPA sottolinea tuttavia che le stime sopra riportate sono da ritenersi indicative in quanto la concentrazione di radon indoor dipende molto anche dalle caratteristiche costruttive di ogni singolo edificio (materiali utilizzati, modalità di aerazione e ventilazione, ecc.) oltre che dalla zona geografica e quindi dalle caratteristiche geologiche locali.

4. CONCLUSIONI

L'area oggetto di studio rientra, secondo la componente Geologica e Sismica allegata al vigente PGT , in una classe di fattibilità geologica I, vale a dire che nel territorio in questione non si sono riscontrate controindicazioni di natura geologica al cambiamento di destinazione d'uso dei siti. Anche la documentazione del PTCP non individua condizioni particolarmente gravose, il territorio viene segnalato come rientrante nelle aree di ricarica degli acquiferi profondi ma una valutazione sito specifica sopra esposta ha dimostrato la bassa vulnerabilità dell'acquifero locale.

Il sito di origine fluvio-glaciale attualmente stabile rimarrà tale anche in seguito alla realizzazione delle opere in progetto e non sono presenti nelle vicinanze elementi geomorfologici tali che lascino supporre rapide future evoluzioni territoriali.

La naturale situazione geologico-stratigrafica-tecnica locale è costituita da una coltre superficiale sabbioso ghiaiosa potente fino a 4 m circa seguita da terreni ghiaioso ciottolosi sabbiosi fino ad almeno 13 m dal p.c. seguiti da un orizzonte di conglomerati potente una decina di metri, a seguire ancora ghiaie; si sono identificate le acque sotterranee attorno ai 50 m dal pc. e pertanto non in grado d'interferire con eventuali piani interrati.

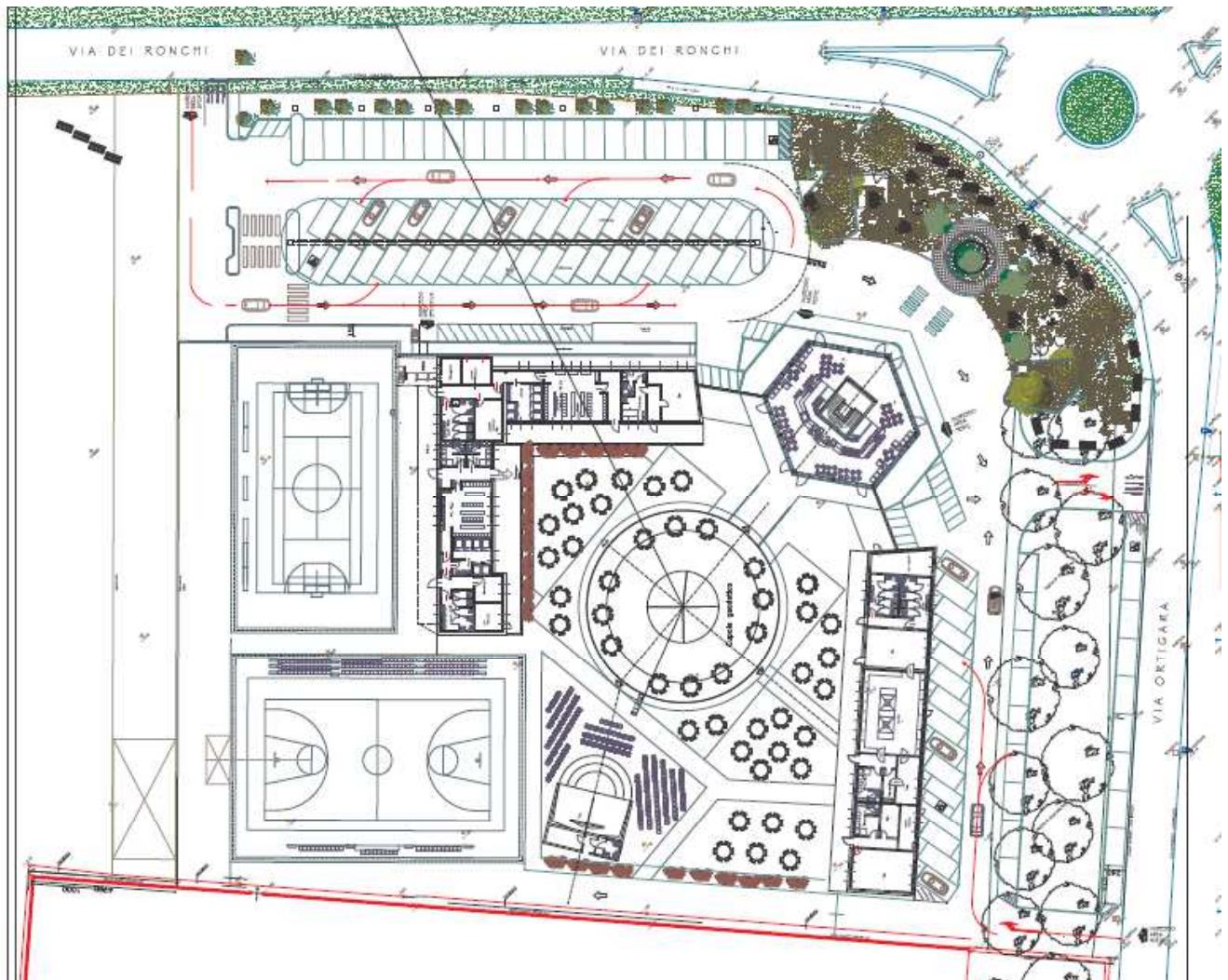
Il terreno mostra una buona permeabilità per i primi 10-15 m, quota dalla quale si sviluppano orizzonti conglomeratici con presenza nelle frazioni granulometriche di argille che danno luogo ad un setto semi permeabile spesso al massimo fino a 10 m a tutela di un acquifero sottostante.

La vulnerabilità del sito risulta elevata dalla documentazione di PGT tuttavia una valutazione sitospecifica ha identificato una vulnerabilità bassa tramite il metodo GOD-Foster.

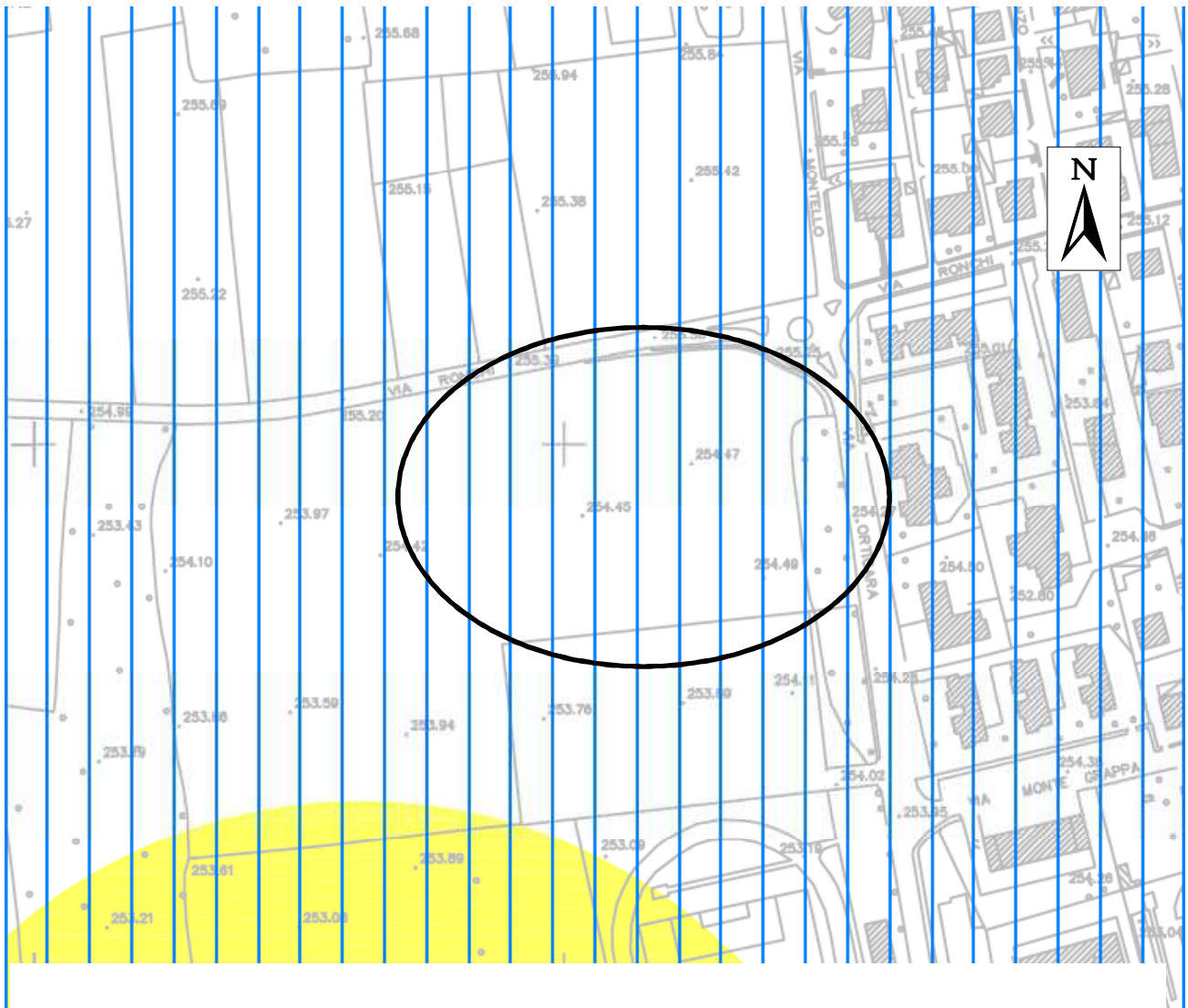
Non sussistono problemi per lo smaltimento delle acque meteoriche, una preliminare valutazione indica la necessità d'installare un pozzo disperdente dalla superficie drenante alta 2 m, diametro 1,5 m per smaltire le acque provenienti da ogni 100 mq d'impermeabilizzazione.

Un inquadramento preliminare relativo alla presenza di gas Radon in sito classifica il territorio come passibile di 167 Bq/mc mentre i valori limite rispettivamente per le abitazioni private ed i luoghi di lavoro è rispettivamente fissato in 200 e 400 Bq/mc.

Dal punto di vista sismico nel territorio comunale sono attese eventuali energizzazioni a bassa intensità (accelerazione massima del suolo $a_g < 0,05$), il comune è infatti iscritto in classe sismica IV, la forma della superficie topografica è classificabile come (T1) mentre la natura "sismica" dei sedimenti come (B). Non sussistono condizioni favorevoli alla liquefazione dei sedimenti e l'area è classificata in uno scenario di pericolosità sismica locale Z4a. Un'analisi sismica di II livello svolta in passato per inquadrare gli edifici strategici e/o rilevanti nell'ambito di uno studio esteso all'intero territorio comunale ha preso in considerazione anche il locale Campo Sportivo (il cui ampliamento è studiato nel presente scritto) ed ha dimostrato che le procedure applicate secondo normativa sono sufficienti a valutare eventuali effetti di amplificazioni litologiche attesi in sito.



Planimetria generale di progetto indicativa



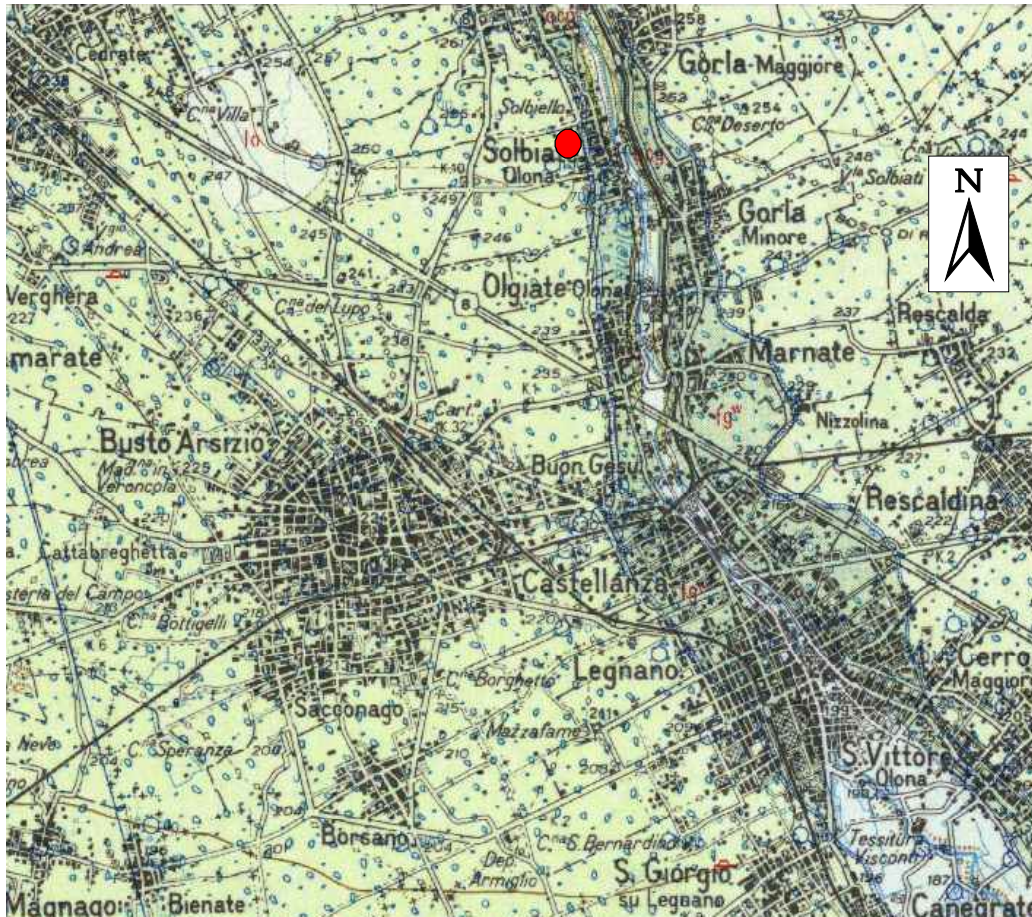
Classe 1 – Fattibilità senza particolari limitazioni

Z4 – Effetti: Amplificazioni litologiche e geometriche



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

Fattibilità geologica e pericolosità sismica locale, fonte PGT



Alluvioni ghiaiose, sabbiose, limose limitate al fondo dei solchi vallivi secondari e non ricollegabili agli apparati morenici **PLUVIALE WÜRM**. Alluvioni fluvio-glaciali ghiaioso-ciottolose (Terrazzi superiori del Ticino) e fluviali prevalentemente sabbioso-limose (a valle del limite settentrionale dei fontanili), con debole strato di alterazione brunastro. **WÜRM**.

Inquadramento geologico, fonte carta geologica d'Italia, foglio 44 Novara

DIMENSIONAMENTO INDICATIVO POZZO PERDENTE

Portata al colmo da formula razionale: $Q = u \times A \times f$

dove:

u = coefficiente udometrico in l/s per ha

A = area del bacino scolante in ha

f = coefficiente di assorbimento medio ponderale del bacino

Q = portata al colmo decennale

250	u
0.01	A
0.9	f
2.3	Q

Valori di f : 0,3 - 0,4 per villette con giardini, 0,6 - 0,8 per comparti industriali, 0,9 per park e piazzali

Una volta calcolata la portata Q , va determinata la portata massima in uscita dal pozzo, assunta come: $Q_u = P \times Q$

dove:

P = percentuale sulla portata d'ingresso che si assume dispersa dal pozzo, per ragioni di sicurezza un valore coerente può essere tra il 10 e 15%

15	P
0.3	Q_u

Successivamente va calcolata la portata in uscita dal pozzo riferita alla totalità della superficie scolante impermeabile con la formula $Q_{u \text{ imp}} = Q_u / (A \times f)$ in l/s per ha

37.5	$Q_{u \text{ imp}}$
------	---------------------

Una volta calcolato $Q_{u \text{ imp}}$ si entra nella tabella seguente determinando il volume del pozzo perdente in calcestruzzo relativo ad una superficie di 1 ha ($V_{\text{pozzo imp}}$)

$Q_{u \text{ imp}}$ l/s ha imp	$V_{\text{pozzo imp}}$ mc/ha imp
5	1080
10	780
20	460
30	390
40	345
50	310
70	270
100	220

$V_{\text{pozzo imp}}$ in mc/ha imp 345

Il valore trovato si riferisce alla superf impermeabile quindi va modificato in relazione alla capacità drenante della zona: $V_{\text{effettivo pozzo}} = V_{\text{pozzo imp}} \times f \times A$

$V_{\text{effettivo pozzo}}$ da posare mc 3

Caratteristiche e numero pozzi perdenti utili

Raggio anelli in m

0.75

Altezza totale anelli in m

2

Volume pozzo singolo in mc

3.5

Numero pozzi utili

0.9

Dimensionamento preliminare sistema disperdente

PERICOLOSITÀ DEL SITO

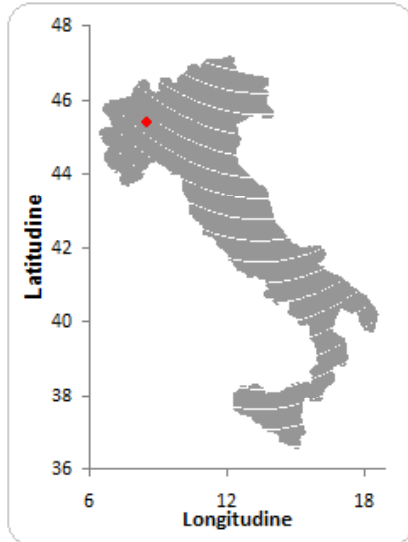
Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008

Ricerca per coordinate

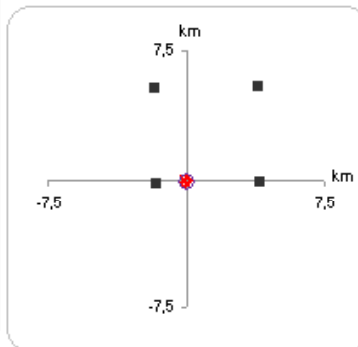
Longitudine: 8,53140

Ricerca per comune

Latitudine: 45,38510



Reticolo di riferimento



Interpolazione:

superficie rigata

Controllo interpolazione:

2 Intepolazione corretta

Categoria del sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Stato limite considerato: SLV

Vita nominale (V_N): 50

Classe d'uso (cu): II

Amplificazione stratigrafica:

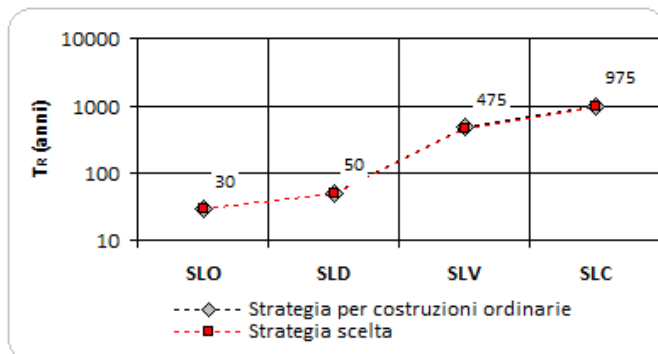
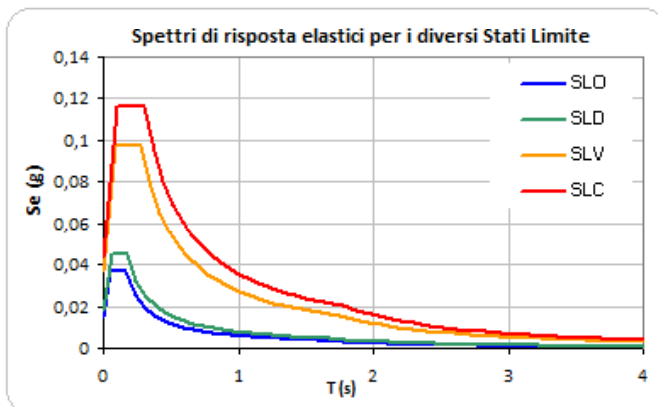
$S_s = 1,50$
 $C_c = 1,60$
 $S_T = 1,00$
 $\beta_s = 0,20$

$a_{max} = 0,0531$

Coefficienti sismici:

$k_h = 0,0106$ (orizzontale)
 $k_v = 0,0053$ (verticale)

	Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLE	SLO	30	0,0145	2,5221	0,1619
	SLD	50	0,0182	2,4943	0,1706
SLU	SLV	475	0,0368	2,6345	0,2806
	SLC	975	0,0435	2,6777	0,3064



Pericolosità sismica locale, parametri

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA GHIAIOSA

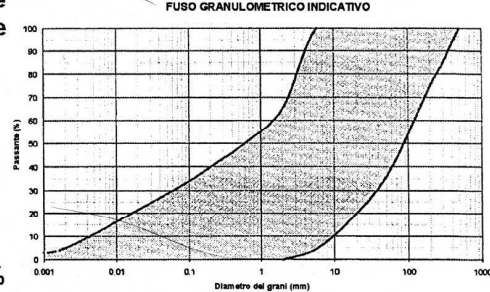
PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA:

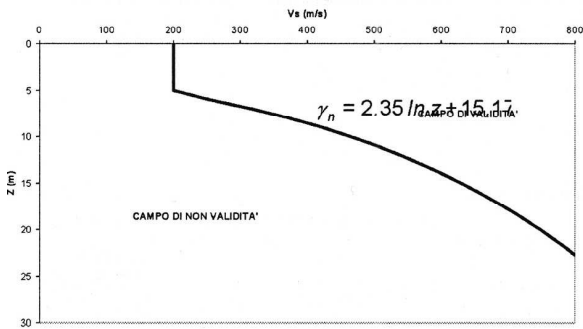
Da ghiaie e ciottoli con blocchi a ghiaie e sabbie limose debolmente argillose passando per ghiaie con sabbie limose, ghiaie sabbiose, ghiaie con limo debolmente sabbiose e sabbie con ghiaie

NOTE:

- Comportamento granulare
- Struttura granulo-sostenuta
- Frazione ghiaiosa superiore al 35%
- Frequenti clasti con $D_{max} > 20$ cm
- Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 65%
- Matrice limoso - argillosa fino ad un massimo del 30% con frazione argillosa subordinata (fino al 5%)
- Presenza di eventuali trovanti con $D > 50$ cm



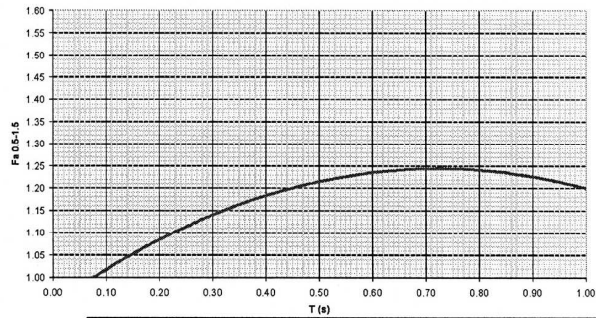
ANDAMENTO DEI VALORI DI V_s CON LA PROFONDITA'



Profondità primo strato (m)

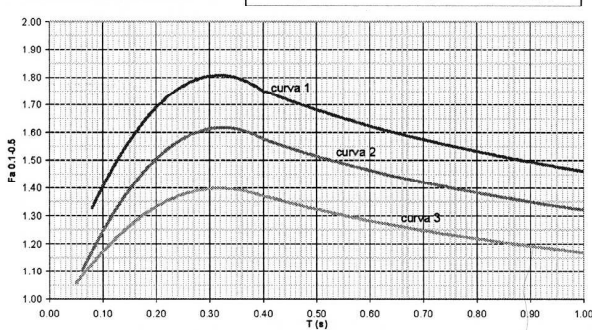
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18
200	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
250	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
300	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
350	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
400	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
450	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
500	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
600	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
700	3	3	3	3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

Correlazione T - Fa 0.5-1.5 s



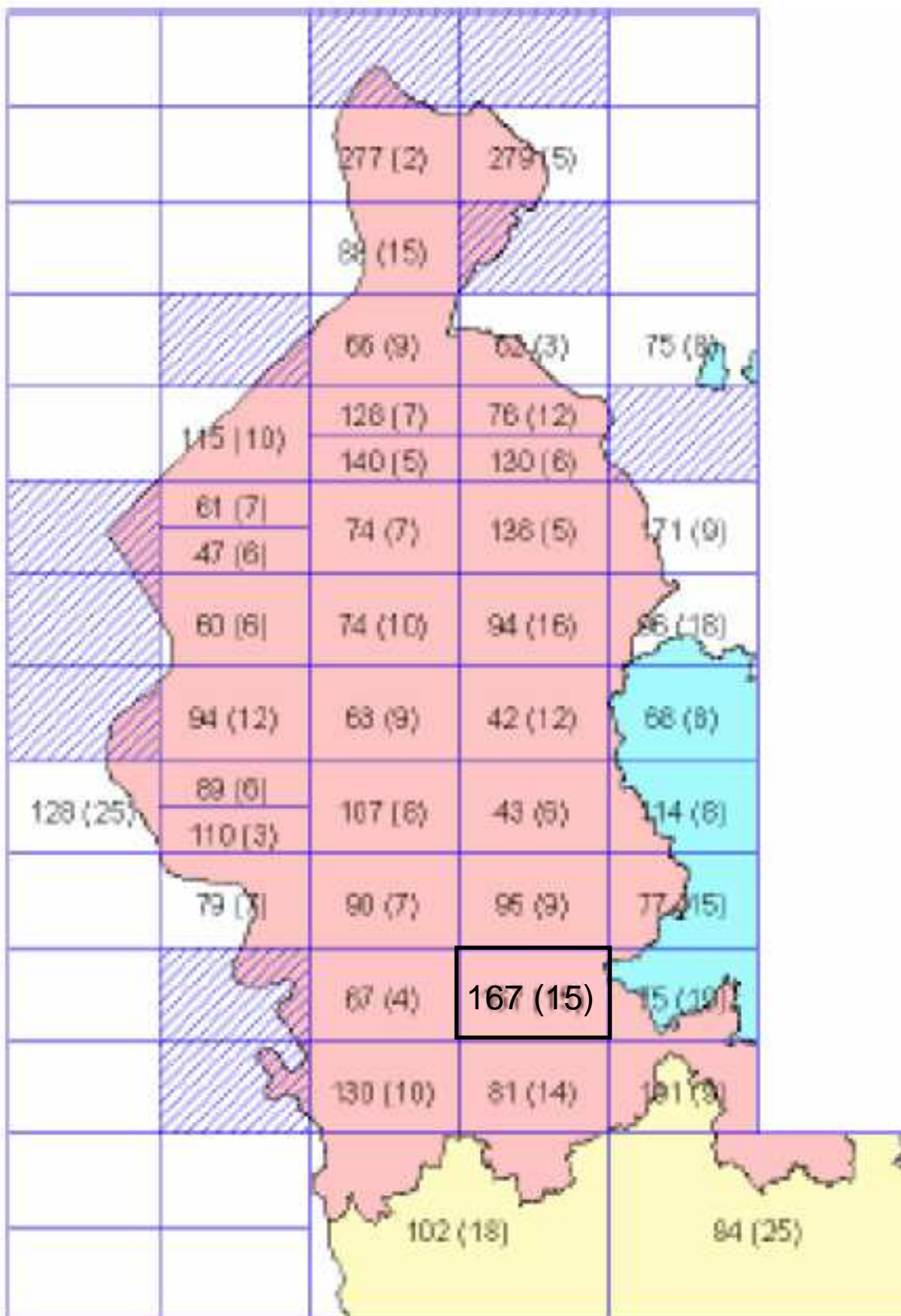
$$Fa_{0.5-1.5} = -0.58T^2 + 0.84T + 0.94$$

Correlazione T - Fa 0.1-0.5



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

Analisi sismica di II livello, scheda litologia ghiaiosa



Indagine ambientale Radon (ARPA 2004), la figura presente negli allegati mostra la media geometrica dei valori di concentrazione di radon misurati nei punti di campionamenti all'interno della singola maglia, espressa in Bq/mc (Bequerel per unità di volume), mentre tra parentesi è indicato il numero di misure effettuate all'interno della maglia.

Analisi ambientale, valutazione gas Radon, fonte ARPA

Consulente geologo Dr. Cristiano Nericcio
Via Roma 92/6 - 21020 Mercallo VA

Fax 0331 968868 Tel. 338 3763998 – e mail cnericc@tin.it

REGIONE LOMBARDIA – PROVINCIA DI VARESE

Comune Solbiate Olona

STUDI DI SUPPORTO AL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DELLE NUOVA AREA FESTE
ED AMPLIAMENTO CENTRO SPORTIVO COMUNALE TRA VIA ORTIGARA E VIA DEI
RONCHI

ELABORATO	<i>Relazione Geotecnica (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e del D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011)</i>
COMMITTENTE	Spett.le TIGROS s.p.a. Via del Lavoro n. 45, 21048 Solbiate Arno P.IVA e C.F. 12790620152
DATA	Settembre 2017

Il tecnico: Dr. Geol. Cristiano Nericcio



INDICE

1. PREMESSA.....	30
1.1 Vincoli	30
1.2 Principali normative osservate.....	30
1.3 Obiettivi	31
1.4 Note	31
2. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA DEL SITO	31
2.1 Indagini	31
2.2 Stratigrafia geo-meccanica dei terreni	35
3. SITUAZIONE GEOTECNICA E SCELTE PROGETTUALI.....	37
4. CONCLUSIONI	41

1. PREMESSA

In seguito agli accordi intercorsi sia con gli egr.i Geom. Biscardini A. ed Arch. Moretti L. (Studio Tecnico Via del Lavoro 45, 21048 Solbiate Arno) sia con l'Arch. Tonani M.M. (Via Traversera 1, Castellanza) ho ricevuto l'incarico per svolgere un'indagine geotecnica di supporto al progetto ampliamento del Campo Sportivo e della realizzazione di una nuova area feste da ubicarsi tra Via Ortigara e Via ai Ronchi (il progetto nei dettagli prevede la realizzazione di parcheggi, campo da basket, spogliatoi, infermerie, cucine, palco, cupola geodetica, ecc.).

In relazione alla classe d'uso in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le opere in progetto appartengono alla classe II e III vale a dire opere interessate da affollamenti da normali a significativi (comparto commerciale) con una vita nominale di 50 anni.

1.1 Vincoli

L'area oggetto di studio rientra, secondo la componente Geologica e Sismica allegata al vigente PGT (Studio Volpatti e Associati, Morbegno, 2009 e succ. mod. ed integr.), in una classe di fattibilità geologica I, vale a dire che nel territorio in questione non si sono riscontrate controindicazioni di natura geologica al cambiamento di destinazione d'uso dei siti.

Secondo le carte dei vincoli e di sintesi del medesimo strumento urbanistico comunale l'area non risulta classificata.

1.2 Principali normative osservate

Il presente documento è stato redatto seguendo gli estremi del:

Circolare 617 del 2/02/09 Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14/01/08;

D.M 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni;

D.Lgs. 3/4/2006 n. 152 Norme in materia ambientale;

OPCM n. 3274 del Marzo 2003;

D.P.R 328/01 Competenze in materia di indagini geognostiche dei geologi;

D.M. 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in aree sismiche;

D.M. 11/3/1988: *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*;

Delibera 4/02/1977 Criteri, metodologie e norme tecniche generali della legge 10/05/1976 n. 319 recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento, successivi e similari.

1.3 Obiettivi

Pertanto la presente relazione valuta le caratteristiche geotecniche del sito desunte da una campagna di prove penetrometriche eseguite nell'area calcolando capacità portanti e cedimenti di alcuni modelli fondazionali ipotizzando piani di posa sia a un metro che a 3 m dal p.c.

Il modello geologico del sito è stato già esplicitato in una precedente perizia redatta nel Giugno 2017.

1.4 Note

Di seguito si elencano per chiarezza d'esposizione gli acronimi citati in relazione:

L. Legge, D.Lgs. Decreto Legislativo, D.M. Decreto Ministeriale, D.P.R. Decreto del Presidente della Repubblica, p.c. piano campagna, SPT standard penetration test, SCPT standard cone penetration test, A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, DPHS Dinamic Penetrometer Super Heavy, PRGC Piano regolatore generale comunale, PGT piano di governo del territorio, q_{lim} portata limite, q_{amm} portata ammissibile.

In calcolistica per la capacità portante: c = coesione del terreno, q' = tensione efficace nel terreno alla profondità di imposta, B = larghezza della fondazione, γ = densità del terreno, N_c - N_q e N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito ϕ , s_γ , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione, i_γ , i_c , i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico, b_γ , b_c , b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base topografica, g_γ , g_c , g_q = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna, d_c , d_q , d_γ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa. Per i cedimenti: q' = pressione efficace in kPa, σ'_{VO} = tensione verticale efficace agente al piano di imposta in kPa, B = larghezza della fondazione in m, I_c = indice di compressibilità legato ai valori di N_{spt} , f_s , f_H , f_t = fattori correttivi dipendenti dalla forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

2. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA DEL SITO

2.1 Indagini

Si è steso un programma di indagini atte a valutare le caratteristiche geotecniche dei depositi tramite l'esecuzione di prove penetrometriche eseguite nel lotto indagato.

Questo metodo fu sviluppato negli USA a partire dagli anni '20 e viene utilizzato per ottenere dei valori quantitativi sulla resistenza del suolo alla penetrazione. La prova consiste nel far cadere, con un ritmo costante di colpi al minuto, una maglia da un'altezza standard su una batteria di aste.

Si registra il numero di colpi necessario ad infiggere le aste di un tratto di lunghezza prefissata; il valore dei colpi può essere correlato con opportune relazioni, ad alcune proprietà geotecniche dei terreni indagati. Per lo svolgimento di tali prove si è utilizzata l'attrezzatura di seguito descritta.

2.1.1 Penetrometro dinamico medio

Ditta produttrice:	COMPAC S.R.L.
Modello	PENETROMETRO DINAMICO PENNI 30
Sistema infissione	maglio a caduta libera 20-30 Kg
Altezza caduta del maglio	20 cm
Batteria di aste	aste acciaio speciale aventi: Ø = 2 cm lunghezza pari a 1.00 m P = 2.4 kg
Punta	punta conica a perdere: Ø = 3.56 cm angolo di apertura = 60° A = 10 cm ²

Nell'esecuzione della campagna di prove penetrometriche si è optato per l'utilizzo di tale apparecchiatura per la notevole praticità in rapporto alle apparecchiature S.P.T. ed S.C.P.T.. Al riguardo delle attitudini del penetrometro dinamico COMPAC PENNI-30, esso ha un procedimento di utilizzo analogo al penetrometro standard S.C.P.T. (standard cone penetretion test), dal quale differisce principalmente per la minor massa del maglio, per la minor altezza di caduta dello stesso e per la minor sezione delle aste. Inoltre le resistenze all'avanzamento vengono espresse in numero di colpi per 10 cm di avanzamento [N 10].

Pasqualini E. (1983) suggerisce una correlazione per passare da N10 a NSPT: $NSPT = N10 / \alpha$

$\alpha = (m1 \times h1 \times e2 \times A2) / (m2 \times h2 \times e1 \times h1)$ dove sono indicate rispettivamente la massa battente, l'altezza di caduta, il passo di lettura e l'area della punta delle prove SPT con il pedice 1 e quelle del penetrometro medio leggero con il pedice 2. Pertanto, nel caso rispettivamente di maglio da 30 e 20 kg:

$$\alpha = (63,5 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 0,001 \text{ mq}) / (30 \text{ kg} \times 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 0,002 \text{ mq}) = 1,3$$

$$\alpha = (63,5 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 0,001 \text{ mq}) / (20 \text{ kg} \times 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 0,002 \text{ mq}) = 1,9$$

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche consente, in prima approssimazione, di valutare lo stato di addensamento dei terreni attraversati e quindi di risalire indirettamente alla loro natura litologica. Comparando le risultanze dei diagrammi penetrometrici con gli esiti della prospezione diretta è quindi possibile dedurre un chiaro quadro visivo della successione stratigrafica di un certo

sito e successivamente attribuire ai terreni attraversati i relativi valori dei parametri geotecnici fondamentali.

2.1.2 Nomenclatura terreni

Nei paragrafi seguenti per la definizione dei terreni si è seguita la nomenclatura, consigliata dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI):

NOME DELLA FRAZIONE PRINCIPALE

“CON” 50÷25%

“OSO” 25÷10%

“DEBOLMENTE OSO” 10÷5%

“CON TRACCE” < 5%

Ad esempio:

ciottoli (37%), ghiaia (56%), sabbia (7%)

Denominazione attribuita: “*ghiaia con ciottoli debolmente sabbiosa*”.

Le percentuali, qualora non specificato, sono state stimate in sito con visione diretta dei litotipi, qualora venga realizzata un'analisi granulometrica verrà descritto per esteso.

Simbolo del gruppo	Denominazioni tipiche
Terreni a grana grossolana (più del 50% è costituito da particelle con diametro > di 75 µm)	
GW	ghiaie ben classate, miscele di ghiaia e sabbia, senza o con poco fine
GP	ghiaie mal classate, miscele di ghiaia e sabbia, senza o con poco fine
GM	ghiaie limose, miscele di ghiaia-sabbia-limo mal classate
GC	ghiaie argillose, miscele di ghiaia-sabbia-argilla mal classate
SW	sabbie ben classate, sabbie ghiaiose, senza o con poco fine
SP	sabbie mal classate, sabbie ghiaiose, senza o con poco fine
SM	sabbie limose, miscele di sabbia e limo mal classate
SC	sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla mal classate
Terreni a grana fine (più del 50% è costituito da particelle con diametro < di 75 µm)	
ML	limi inorganici e sabbie molto fini, sabbie fini limose o argillose di bassa plasticità, terreni limosi o sabbiosi fini
CL	argille inorganiche di plasticità da media a bassa, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose; argille “magre”
OL	limi organici e argille limose organiche di bassa plasticità
MH	limi inorganici, terreni sabbiosi (sabbie fini) o limosi micacci, limi “elastici”
CH	argille inorganiche di elevata plasticità; argille “grasse”
OH	argille organiche di plasticità da media ad elevata
Terreni ad alto contenuto di sostanza organica	
Pt	torbe e altri terreni ricchi di materia organica

2.1.3 Esposizione dati penetrometrici

Si sono eseguite 3 prove penetrometriche approfondite e disposte in base alle caratteristiche delle opere in progetto, alla logistica concessa dal cantiere ed alle caratteristiche dei depositi presenti in sito. Le prove sono state realizzate a partire dalla superficie topografica naturale ed hanno raggiunto la profondità massima di 3,6 m. L'interpretazione dei risultati ha condotto alle seguenti definizioni tecniche:

P 1		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 0,5	11	Medie
0,5 – 1,5	13	Discrete
1,5 - 2	9	Medie
2 - 3	5	Scadenti
3 – 3,3	8	Medie
3,3 – 3,4	77	Rifiuto

P 2		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 1,5	15	Discrete
1,5 – 3	4	Scadenti
3 – 3,5	10	Medie
3,5 – 3,6	77	Rifiuto

P 3		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 1,5	14	Discrete
1,5 – 2	8	Medie
2 – 3	4	Scadenti
3 – 3,3	9	Medie
3,3 – 3,5	15	Discrete
3,5 – 3,6	77	Rifiuto

2.2 Stratigrafia geo-meccanica dei terreni

Le prove geognostiche in sito, correlate con la documentazione geologica consultata, hanno consentito di ricostruire per l'area oggetto d'indagine la seguente sequenza litotecnica media:

Unità litotecnica 1: dal p.c. a 1,5 m dal p.c., Nspt medio 14-15, terreni verosimilmente sabbioso ghiaiosi, angolo di attrito interno 29 - 30°, peso di volume 1,8-1,9 t/mc, coesione apparente, comportamento frizionale, non saturi, discretamente addensati, USCS SW;

Unità litotecnica 2: da 1,5 a 3,3 m dal p.c., Nspt medio 6-7, terreni verosimilmente costituiti da sabbie, angolo di attrito interno 25 - 26°, peso di volume 1,7-1,8 t/mc, coesione nulla, comportamento frizionale, non saturi, scarsamente addensati, USCS SM;

Unità litotecnica 3: da 3,3 m dal p.c., Nspt medio 20 o superiore, terreni verosimilmente costituiti da sabbia con ghiaia e ciottoli, angolo di attrito interno 32 - 33°, peso di volume 1,9-2 t/mc, coesione nulla, comportamento frizionale, non saturi, discretamente/ben addensati, USCS GM, GW;

Tabella X: Proprietà fisico-meccaniche e indicazioni a scopo ingegneristico dei terreni (da: Washington Division of Geology and Earth Resources Bulletin 78-1989, modificato)

classificazione		Peso di volume secco	angolo di resistenza al taglio	coesione	erodibilità relativa	capacità portante	difficoltà di scavo	inclinazione scarpata
origine	USCS							
		g/cm^3	$^{\circ}$	kg/cm^2		kg/cm^2		$\%$
alluvionali								
alta energia	GW, GP, GM	1.85 – 2.10	30 - 35	0	bassa	0,75 – 1,00	bassa	50÷65
bassa energia	ML, SM, SP, SW	1.45 – 1.85	15 - 30	0 – 0.25	medio-alta	0.25 – 0,75	bassa	25÷50
glaciali								
till	SM, ML	1.90 – 2.25	35 - 45	0.50 – 2.00	medio-bassa	0.75 – 2.50	medio-alta	50÷100
fluvioglaciali	GW, GP, SW, SP, SM	1.85 – 2.10	30 - 40	0 – 0,50	medio-bassa	0.75 – 1.50	medio-bassa	50÷70
glaciolacustri	ML, SP, SM	1.60 – 1.90	30 - 40	0 – 1.50	medio-alta	0.50 – 1.00	media	25÷50
lacustri								
inorganici	ML, SM, MH	1.10 – 1.60	5.0 - 20	0 – 0.10	alta	0 – 0.25	bassa	0÷25
organici	OL, PT	0.5 – 1.10	0 - 10	0 – 0.10	alta	0 – 0.25	bassa	0÷25
eolici								
loess	ML, SM	1.25 – 1.60	20 - 30	0.25 – 0.50	molto alta	0.25 – 0.50	bassa	25÷50

Nell'ambito della caratterizzazione geo-meccanica dei terreni presenti in sito, di seguito una tabella rappresentante la costante di sottofondo o di Winkler (k) che rappresenta una forza esercitata su di un suolo (puramente ideale paragonabile ad un letto di molle), su di un'area di un cmq che provoca l'abbassamento di un centimetro.

DESCRIZIONE LITOLOGICA	INTERVALLO DEI VALORI [kg/cm ³]
Sabbia sciolta	0,48 - 1,60
Sabbia mediamente compatta	0,96 - 8,00
Sabbia compatta	6,40 - 12,80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2,40 - 4,80
Sabbia limosa mediamente compatta	2,40 - 4,80
Sabbia e ghiaia compatta	10,00 - 30,00
Terreno argilloso con $qu < 2 \text{ kg/cm}^2$	1,20 - 2,40
Terreno argilloso con $(2 < qu < 4) \text{ kg/cm}^2$	2,20 - 4,80
Terreno argilloso con $qu > 4 \text{ kg/cm}^2$	> 4,80

Relativamente all'attribuzione dei valori dei *parametri geotecnici fondamentali* ai terreni si è fatto riferimento anche ad esperienze personali condotte in contesti confrontabili ed in zone limitrofe (esecuzione di back-analysis), nonché a dati dedotti dalla bibliografia tecnica (cf. P. COLOMBO, 1975; R. LANCELLOTTA, 1987; TERZAGHI PECK 1967; TANZINI 2009; CASADIO-ELMI 2006; CESTARO 2009) espressi in medie ponderate.

3. SITUAZIONE GEOTECNICA E SCELTE PROGETTUALI

Seguendo le disposizioni del D.M. 14/01/08 (paragrafo 2.7) e le istruzioni CSLP “ Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 – G.U. n.47 del 26 febbraio 2009 . S.O. n. 27”, nell’ambito dell’approccio geotecnico in ambito sismico nei territori ricadenti in una classe di bassissima sismicità (IV) la progettazione potrà seguire o l’intero iter proposto dalle nuove norme tecniche per le costruzioni o il seguente iter semplificato:

Metodo 2 - Per tutti i tipi di costruzione e le classi d’uso (sempre in Zona 4), le verifiche di sicurezza possono essere condotte agli SLU assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un *fattore di struttura di valore comunque non superiore a $q = 2,15$* .

Situazione geotecnica: terreni dal miglior stato di addensamento riscontrati a partire in media da 3,4 m dal p.c, in superficie 1,5 m di terreni discretamente addensati, seguiti da 1,7 m di terreni da scarsamente a mediamente addensati.

Piani di posa di progetto: superficiale, - 1 m dal p.c. e profondo – 3,5 m dal p.c.

Approccio di progetto SLU

Approccio 2 (combinazione A1+M1+R3)

Le Combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ , con A = Azioni γF , M = resistenza dei materiali (terreno) γM , R = Resistenza globale del sistema γR

Definizione dei valori caratteristici dei terreni

Per valore caratteristico, s'intende una stima cautelativa (all'interno del volume significativo di terreno) del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione (valore caratteristico prossimo al valore medio per fondazioni, frane, ecc, valore caratteristico prossimo al valore minimo per pali, scorrimento muro ad es., come da suggerimenti CSLP).

Per la calcolistica in questione si sono utilizzati i seguenti parametri caratteristici: piano di posa a - 1 m: angolo di attrito 26°, coesione nulla, peso di volume 1,8 t/mc; piano di posa a - 3,4 m: angolo di attrito 32°, coesione nulla, peso di volume 1,9 t/mc

Valori di progetto dei parametri geotecnici

I valori di progetto dei parametri geotecnici si ottengono considerando i parametri caratteristici e moltiplicandoli o riducendoli tramite dei coefficienti parziali dipendenti dagli approcci (1 o 2) e combinazioni di calcolo (A1+M1+R1 o A2+M2+R2 o A1+M1+R3) considerati.

Nell'approccio considerato i coefficienti parziali M1 di riduzione da applicarsi ai parametri geotecnici caratteristici quali angolo di attrito, coesione e peso di volume sono pari a 1; pertanto si ha una coincidenza tra parametri caratteristici e di progetto

Il coefficiente parziale R3 (fattore di sicurezza) da applicarsi è pari a 2,3.

Azioni di progetto

Allo stato attuale non sono ancora stati definiti i carichi di progetto

3.1 Capacità portante (Resistenze verticali) e cedimenti

Con l'entrata in vigore del DM 14/01/2008 e delle relative NTC la relazione geotecnica di progetto può essere approntata solo una volta stabilite le caratteristiche tipologiche delle opere fondazionali previste dal progetto esecutivo dell'intervento, e quindi una volta stabilite la loro quota d'imposta e caratteristiche geometriche nonché la determinazione dei carichi permanenti e variabili agenti sulle stesse, pertanto i calcoli geotecnici sviluppati di seguito devono intendersi come contributo preliminare al progettista per sviluppare il pre-dimensionamento delle fondazioni da adottare.

Si sono verificate delle fondazioni appoggiate (su terreni frizionali non saturi con una profondità d'incastro efficace D_f pari a 0,5 m) tramite i metodi di Brinch Hansen e di Burland e Burdibidge.

Il metodo di Brinch-Hansen esprime la portata limite, q_{lim} come:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

Si consideri che nei terreni incoerenti la pressione ammissibile di una fondazione è subordinata al cedimento tollerabile dalla sovrastruttura e non dalla capacità portante; si è pertanto provveduto ad utilizzare il metodo statistico di Burland e Burdibidge che esprime i cedimenti indotti dai carichi, S , tramite la:

$$S = f_s f_H f_t \left[\sigma'_{vo} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - \sigma'_{vo}) B^{0.7} I_c \right]$$

riferendosi ad un valore limite totale accettabile di 25 mm (in rosso nelle tabelle i cedimenti non ammissibili secondo i suggerimenti di Terzaghi e Peck).

In calcolistica l'”influenza sismica” viene tenuta in conto sia modificando i fattori “T” della formula di Brinch-Hansen che agiscono valutando la componente verticale del carico relazionata a inclinazione ed eccentricità delle spinte sulle fondazioni oltre che con il metodo di Paolucci e Pecker che prevedono l'introduzione dei fattori correttivi da aggiungere alla formula per ottenere la q_{lim} : $z_x = z_q = (1 - kh/tg\phi)^{0,35}$; $z_c = 1 - 0,32 kh$

I parametri geo-meccanici dei terreni utilizzati in calcolistica sono stati desunti dalla media dei risultati delle prove penetrometriche al di sotto del piano di posa delle fondazioni per una profondità in genere pari ad 1,5 volte la larghezza della fondazione.

3.1.1 Capacità portanti (Resistenze verticali) e cedimenti in condizioni dinamiche SLV - SLD

Tipo di fondazione	Profondità piano posa m	Capacità portante (resistenze verticali) kPa	Cedimento totale mm	Carico di esercizio max kPa	K Winkler Kg/cm
A	B	C	D	E	F
(1 x 1) m	- 1	115	23	125	5,81
(2 x 2) m	- 1	115	57	50	2,51
(1 x 10) m	- 1	107	31	85	5,81

(1,5 x 10) m	- 1	133	51	65	5
(1 x 1) m	- 3,4	197	17	280	14
(1 x 10) m	- 3,4	181	23	190	14

La combinazione dei carichi (azioni) di progetto ricadenti sui modelli fondazionali in condizioni dinamiche non dovranno superare i valori della colonna C per quanto riguarda gli SLV mentre la combinazione agli stati limite di esercizio dinamici SLD non dovrà superare i valori della colonna E che rappresentano i carichi tali da indurre cedimenti pari a 25 mm.

3.2 Fronti di scavo e stabilità pendii

Lo scopo preliminare nel valutare (o assegnare) le condizioni di stabilità di un fronte di scavo, è quello di porre in relazione, in via del tutto generale, un'altezza di scarpata stabile con un particolare angolo di pendio, relazionati ad un prefissato fattore di sicurezza. Tra i numerosi procedimenti di verifica della stabilità di un fronte di scavo di forma semplice, può essere proposto quello Culmann che considera le condizioni di equilibrio di un cuneo di terreno/roccia delimitato da una superficie di scorrimento piana. Tale metodo applicato al caso in corso di studio ha fornito i seguenti risultati:

In calcolistica è stato usato l'approccio A2+M2+R2 dove A2 è un fattore moltiplicatore pari a 1 per il peso di volume, M2 è un divisore pari a 1,25 per l'angolo di attrito e la coesione efficace ed infine R2 è pari a 1,1.

Fs 1,1	
Altezza fronte scavo di progetto	3,5 m
Inclinazione fronte critica per la stabilità	78°

Verifica stabilità dei fronti di scavo

Nei terreni granulari è spesso presente una coesione apparente imputabile a forze intercapillari tra le particelle dovute ad umidità, modeste percentuali di argilla, cementazione chimica, limo alterato, ecc, di difficile identificazione se non tramite specifiche prove di laboratorio.

Tale coesione apparente permette a fronti di scavo in terreni granulari di mantenere anche un profilo verticale per un tempo non precisato (ore, giorni, mesi) in funzione delle peculiarità geologiche-geomorfologiche-idrogeologiche e climatiche del sito; sta alla direzione lavori valutare di giorno in giorno le condizioni dei fronti proponendo eventuali accorgimenti quali ad esempio la copertura con teli o la puntellatura.

4. CONCLUSIONI

Le prove geognostiche svolte in sito sono andate a rifiuto in media attorno ai 3,4 m dal p.c. evidenziando la presenza da tale quota dei terreni dal miglior stato di addensamento individuati in loco (Ultr 3, ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa). In superficie è presente un orizzonte discretamente addensato che si spinge fino a 1,5 m dal p.c. (Ultr 1, sabbie ghiaiose) mentre tra 1,5 e 3,4 m dal p.c. si trovano terreni da scarsamente a mediamente addensati (Ultr 2, limi e sabbie con rare ghiaie).

La calcolistica svolta ha preso in considerazione un piano di posa superficiale a - 1 m dal p.c ed uno profondo attorno ai 3,4 m dal p.c. ipotizzando l'intestazione di fondazioni tipo plinti e fondazioni continue, calcolando in condizioni dinamiche capacità portanti, cedimenti e carichi di esercizio massimo come di seguito esposto:

Tipo di fondazione	Profondità piano posa m	Capacità portante (resistenze verticali) kPa	Cedimento totale mm	Carico di esercizio max kPa	K Winkler Kg/cm ²
A	B	C	D	E	F
(1 x 1) m	- 1	115	23	125	5,81
(2 x 2) m	- 1	115	57	50	2,51
(1 x 10) m	- 1	107	31	85	5,81
(1,5 x 10) m	- 1	133	51	65	5
(1 x 1) m	- 3,4	197	17	280	14
(1 x 10) m	- 3,4	181	23	190	14

La combinazione dei carichi (azioni) di progetto ricadenti sui modelli fondazionali in condizioni dinamiche non dovranno superare i valori della colonna C per quanto riguarda gli SLV mentre la combinazione agli stati limite di esercizio dinamici SLD non dovrà superare i valori della colonna E che rappresentano i carichi tali da indurre cedimenti pari a 25 mm.

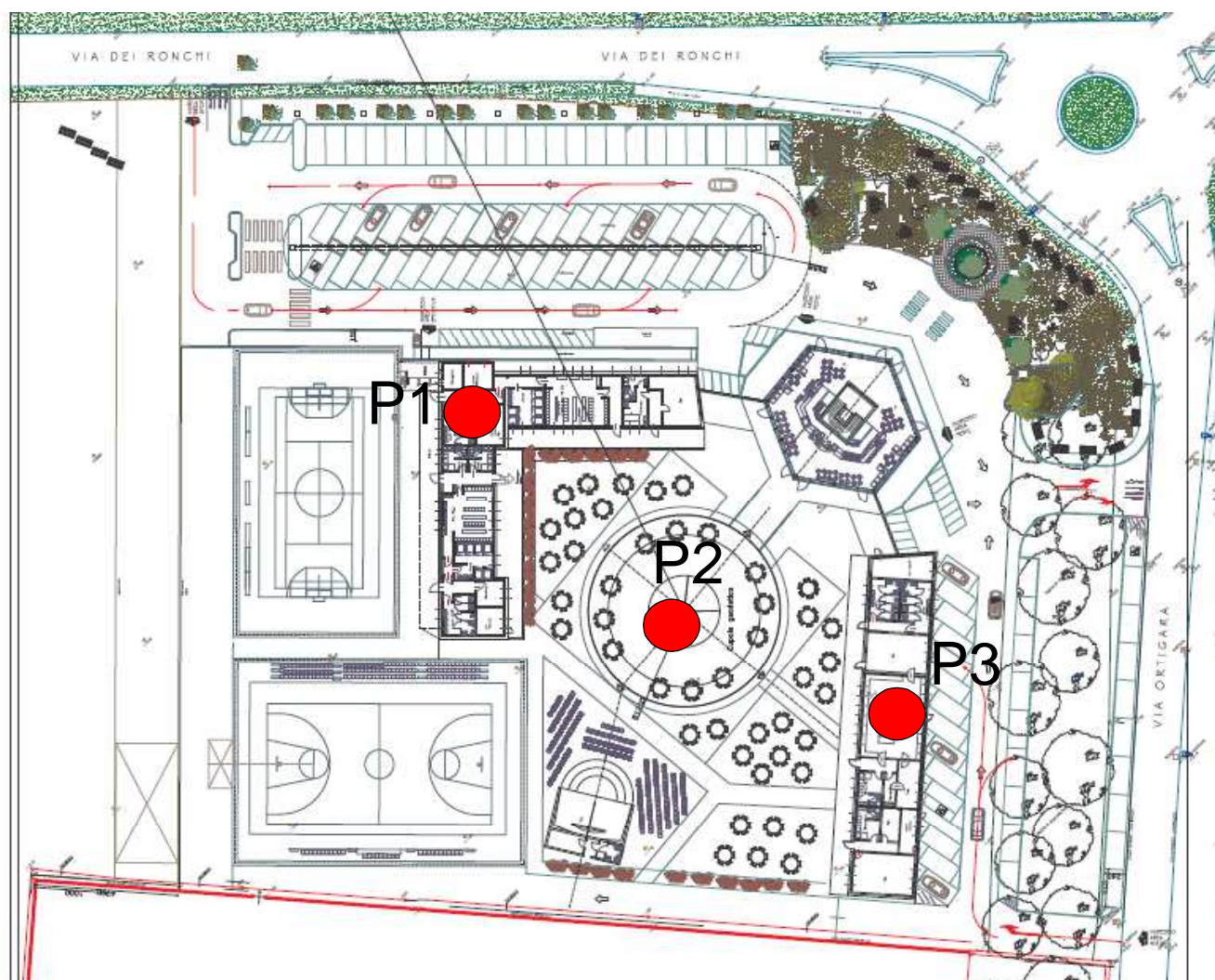
Per garantire la massima efficienza esecutiva delle opere sarà inoltre opportuno rispettare le seguenti ulteriori prescrizioni particolari:

- o si consiglia di realizzare gli interventi con la massima rapidità in periodi contrassegnati da scarsi apporti idrici, al fine di evitare sia il fastidioso rammollimento dei terreni sia la

presenza di filtrazioni dalle pareti e dal fondo scavo; nel primo caso sarà opportuno riparare gli scavi dall'azione delle acque meteoriche, apponendo teli impermeabili;

- nell'esecuzione degli scavi andrà previsto il sostegno dei fronti, particolarmente ove sia necessario approfondirsi oltre la profondità di 2 m soprattutto se in fregio a fondazioni di edifici esistenti, strade, ecc;
- qualora si evidenzi filtrazione di acque sulle pareti di scavo si dovrà assolutamente prevedere il sostegno degli scavi stessi, in quanto si perderebbe la relativa stabilità dei fronti stessi.
- Le considerazioni sopra effettuate derivano da indagini puntuali, nel caso si riscontri l'esistenza di condizioni litostratigrafiche difformi da quanto previsto, andrà interpellato il consulente geologo e dovranno essere eventualmente adottati correttivi alle scelte progettuali previste.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.
- Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- Nello scavo di pozzi e di trincee profondi piu' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilita', anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

Considerando in sede progettuale quanto sopra esposto e mettendolo in pratica in fase esecutiva, si potranno considerare gl'interventi in progetto compatibili con le condizioni geologiche locali.



 prova penetrometrica dinamica

Ubicazione prove penetrometriche dinamiche

ESPOSIZIONE RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Cantiere: Comune di Solbiate Olona, Via Ortigara/Via ai Ronchi Area feste/sportiva
Committente: Spett.le Tigros spa
Data: 04-ago-17

P1			
METRI	N10	NSPT	Media
0.1	14	11	11
0.2	14	11	
0.3	14	11	
0.4	14	11	
0.5	14	11	
0.6	16	12	13
0.7	16	12	
0.8	16	12	
0.9	16	12	
1	16	12	
1.1	19	15	
1.2	19	15	
1.3	19	15	
1.4	19	15	
1.5	19	15	
1.6	14	11	9
1.7	14	11	
1.8	10	8	
1.9	10	8	
2	10	8	
2.1	6	5	5
2.2	6	5	
2.3	6	5	
2.4	7	5	
2.5	7	5	
2.6	6	5	
2.7	6	5	
2.8	6	5	
2.9	6	5	
3	6	5	
3.1	10	8	8
3.2	10	8	
3.3	10	8	
3.4	100	77	Rifiuto

P2			
METRI	N10	NSPT	Media
0.1	18	14	15
0.2	18	14	
0.3	18	14	
0.4	18	14	
0.5	18	14	
0.6	18	14	
0.7	18	14	
0.8	18	14	
0.9	27	21	
1	27	21	4
1.1	18	14	
1.2	18	14	
1.3	18	14	
1.4	18	14	
1.5	18	14	
1.6	8	6	
1.7	8	6	
1.8	8	6	
1.9	8	6	
2	8	6	
2.1	3	2	
2.2	3	2	
2.3	3	2	
2.4	3	2	
2.5	3	2	
2.6	3	2	
2.7	3	2	
2.8	3	2	
2.9	3	2	
3	3	2	
3.1	13	10	10
3.2	13	10	
3.3	13	10	
3.4	13	10	
3.5	13	10	
3.6	100	77	Rifiuto

Legenda

	Nspt > 22
	11 < Nspt <= 22
	6 < Nspt <= 11
	Nspt <= 6

Report prove penetrometriche dinamiche

ESPOSIZIONE RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Cantiere: Comune di Solbiate Olona, Via Ortigara/Via ai Ronchi Area feste/sportiva
Committente: Spett.le Tigros spa
Data: 04-ago-17

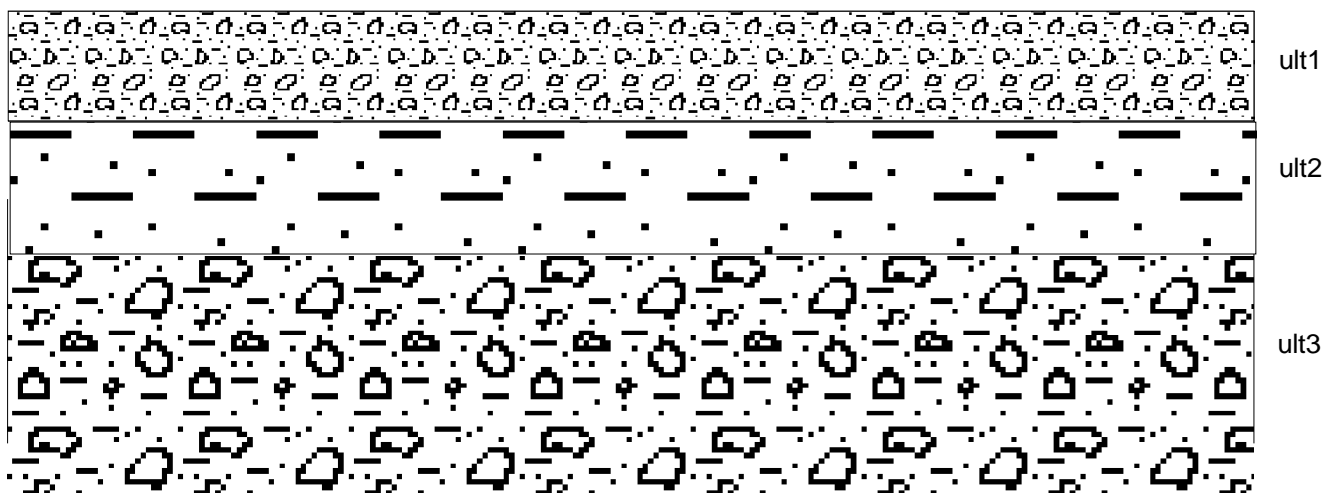
P3

METRI	N10	NSPT	Media
0.1	16	12	14
0.2	16	12	
0.3	16	12	
0.4	16	12	
0.5	16	12	
0.6	17	13	
0.7	17	13	
0.8	17	13	
0.9	22	17	
1	22	17	
1.1	19	14	
1.2	19	14	
1.3	19	14	
1.4	19	14	
1.5	19	14	
1.6	11	8	7
1.7	11	8	
1.8	9	7	
1.9	9	7	
2	9	7	
2.1	5	3	4
2.2	5	3	
2.3	5	3	
2.4	5	4	
2.5	5	4	
2.6	5	3	
2.7	5	3	
2.8	5	3	
2.9	5	3	
3	5	3	
3.1	12	9	9
3.2	12	9	
3.3	12	9	
3.4	19	15	15
3.5	19	15	
3.6	63	48	Rifiuto

Legenda

	Nspt > 22
	11 < Nspt <= 22
	6 < Nspt <= 11
	Nspt <= 6

Report prove penetrometriche dinamiche



Unità litotecnica 1: dal p.c. a 1,5 m dal p.c., Nspt medio 14-15, terreni verosimilmente sabbioso ghiaiosi, angolo di attrito interno $29 - 30^\circ$, peso di volume 1,8-1,9 t/mc, coesione apparente, comportamento frizionale, non saturi, discretamente addensati, USCS SW;

Unità litotecnica 2: da 1,5 a 3,3 m dal p.c., Nspt medio 6-7, terreni verosimilmente costituiti da sabbie, angolo di attrito interno $25 - 26^\circ$, peso di volume 1,7-1,8 t/mc, coesione nulla, comportamento frizionale, non saturi, scarsamente addensati, USCS SM;

Unità litotecnica 3: da 3,3 m dal p.c., Nspt medio 20 o superiore, terreni verosimilmente costituiti da sabbia con ghiaia e ciottoli, angolo di attrito interno $32 - 33^\circ$, peso di volume 1,9-2 t/mc, coesione nulla, comportamento frizionale, non saturi, discretamente/ben addensati, USCS GM, GW;

Dalle stratigrafie dei pozzi presenti in sito in passato si desume la presenza a partire da 7-8 m dl p.c. di terreni ghiaiosi conglomeratici che si spingono almeno fino a 15-17 m di profondità.

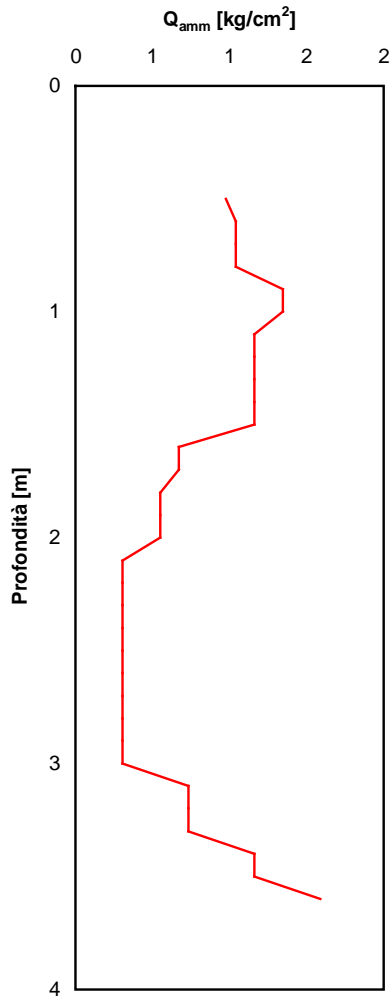
Stratigrafia litotecnica media

Metodologia di calcolo della Capacità portante

Fondazioni superficiali

FORMULA DI PARRY

coeff. di sicurezza	4
coeff. correlazione	0.80



Prof. [m]	Nspt [Colpi/piede]	Nspt [Colpi/piede]	Q _{amm} [kPa]	Q _{amm} [kg/cm ²]
0.50	16	12.80	96.00	0.98
0.60	17	13.60	102.00	1.04
0.70	17	13.60	102.00	1.04
0.80	17	13.60	102.00	1.04
0.90	22	17.60	132.00	1.35
1.00	22	17.60	132.00	1.35
1.10	19	15.20	114.00	1.16
1.20	19	15.20	114.00	1.16
1.30	19	15.20	114.00	1.16
1.40	19	15.20	114.00	1.16
1.50	19	15.20	114.00	1.16
1.60	11	8.80	66.00	0.67
1.70	11	8.80	66.00	0.67
1.80	9	7.20	54.00	0.55
1.90	9	7.20	54.00	0.55
2.00	9	7.20	54.00	0.55
2.10	5	4.00	30.00	0.31
2.20	5	4.00	30.00	0.31
2.30	5	4.00	30.00	0.31
2.40	5	4.00	30.00	0.31
2.50	5	4.00	30.00	0.31
2.60	5	4.00	30.00	0.31
2.70	5	4.00	30.00	0.31
2.80	5	4.00	30.00	0.31
2.90	5	4.00	30.00	0.31
3.00	5	4.00	30.00	0.31
3.10	12	9.60	72.00	0.73
3.20	12	9.60	72.00	0.73
3.30	12	9.60	72.00	0.73
3.40	19	15.20	114.00	1.16
3.50	19	15.20	114.00	1.16
3.60	26	20.80	156.00	1.59

Formula di Parry: i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni medie statiche-dinamiche di **fondazioni continue dal lato corto B variabile tra 0,5 ed 1 m** con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm; $Q_{amm} = (30 \times N_{spt})/F_s$. Coefficiente di sicurezza applicato $F_s=4$.

La metodologia fornisce stime della capacità portante, i cedimenti maggiori si ottengono con i carichi maggiori applicati alle fondazioni con B pari a 1 m. Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q_{amm} in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare.

Stima capacità portante fondazioni continue

Metodologia di calcolo della Capacità portante

Fondazioni superficiali

FORMULA DEGLI OLANDESI

coeff. di sicurezza	25
---------------------	----

CARATTERISTICHE SCPT		
M =	30.00	[kg]
h =	10.00	[cm]
A =	10.00	[cm ²]
Pp =	12.00	[kg]
P =	2.90	[kg/m]
L =	1.00	[m]
cf	0.80	

Legenda:

M	peso del maglio
h	avanzamento della punta
A	sezione della punta conica
P	peso delle aste
Pp	peso dell'incudine
L	Lunghezza aste
e	entità d'infissione per colpo
R_d	Resistenza alla punta dinamica
Q_{amm}	portanza di esercizio
cf	coefficiente di correlazione

Prof. [m]	Nscpt [Colpi/piede]	Nspt [Colpi/piede]	P [kg/m]	e [h/N]	R _d [kg/cm ²]	Q _{amm} [kg/cm ²]
0.50	16	12.80	1.45	0.63	33.14	1.33
0.60	17	13.60	1.74	0.59	34.98	1.40
0.70	17	13.60	2.03	0.59	34.75	1.39
0.80	17	13.60	2.32	0.59	34.52	1.38
0.90	22	17.60	2.61	0.45	44.38	1.78
1.00	22	17.60	2.90	0.45	44.10	1.76
1.10	19	15.20	3.19	0.53	37.84	1.51
1.20	19	15.20	3.48	0.53	37.60	1.50
1.30	19	15.20	3.77	0.53	37.36	1.49
1.40	19	15.20	4.06	0.53	37.13	1.49
1.50	19	15.20	4.35	0.53	36.89	1.48
1.60	11	8.80	4.64	0.91	21.23	0.85
1.70	11	8.80	4.93	0.91	21.10	0.84
1.80	9	7.20	5.22	1.11	17.15	0.69
1.90	9	7.20	5.51	1.11	17.05	0.68
2.00	9	7.20	5.80	1.11	16.95	0.68
2.10	5	4.00	6.09	2.00	9.36	0.37
2.20	5	4.00	6.38	2.00	9.30	0.37
2.30	5	4.00	6.67	2.00	9.25	0.37
2.40	5	4.00	6.96	2.00	9.19	0.37
2.50	5	4.00	7.25	2.00	9.14	0.37
2.60	5	4.00	7.54	2.00	9.08	0.36
2.70	5	4.00	7.83	2.00	9.03	0.36
2.80	5	4.00	8.12	2.00	8.98	0.36
2.90	5	4.00	8.41	2.00	8.93	0.36
3.00	5	4.00	8.70	2.00	8.88	0.36
3.10	12	9.60	8.99	0.83	21.18	0.85
3.20	12	9.60	9.28	0.83	21.06	0.84
3.30	12	9.60	9.57	0.83	20.94	0.84
3.40	19	15.20	9.86	0.53	32.97	1.32
3.50	19	15.20	10.15	0.53	32.79	1.31
3.60	26	20.80	10.44	0.38	44.62	1.78

Formula degli Olandesi: i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni medie statiche-dinamiche di fondazioni tipo plinto quadrato dal lato B variabile tra 0,5 ed 1 m con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm; Q_{amm} (kg/cm²) = $Pm^2 \times Hm / [20 \times Ap \times Rf \times (Pm + Pa)]$; con Pm o M (kg)=peso del maglio; Hm(cm)=volata del maglio; Ap o A(cm²)=area della punta; Rf(cm)=rifiuto medio, dato dal rapporto fra lunghezza del tratto d'avanzamento e numero di colpi per tratto d'avanzamento (per es. 30/Nscpt per penetrometri pesanti tipo Meardi); Pa(kg)=peso della colonna di aste. Coefficiente di sicurezza applicato Fs=25.

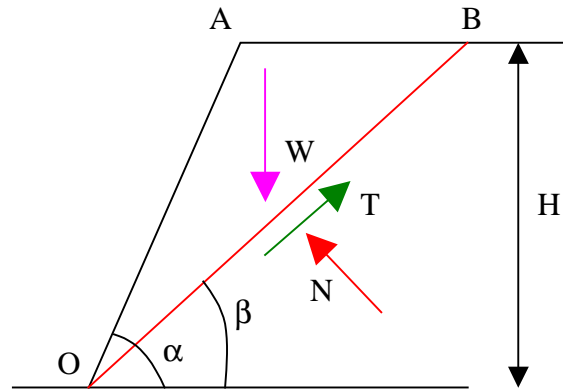
La metodologia fornisce stime della capacità portante, i cedimenti maggiori si ottengono con i carichi maggiori applicati alle fondazioni con B pari a 1 m. Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q_{amm} in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare.

Stima capacità portante plinti

PENDII ARTIFICIALI – FRONTI DI SCAVO

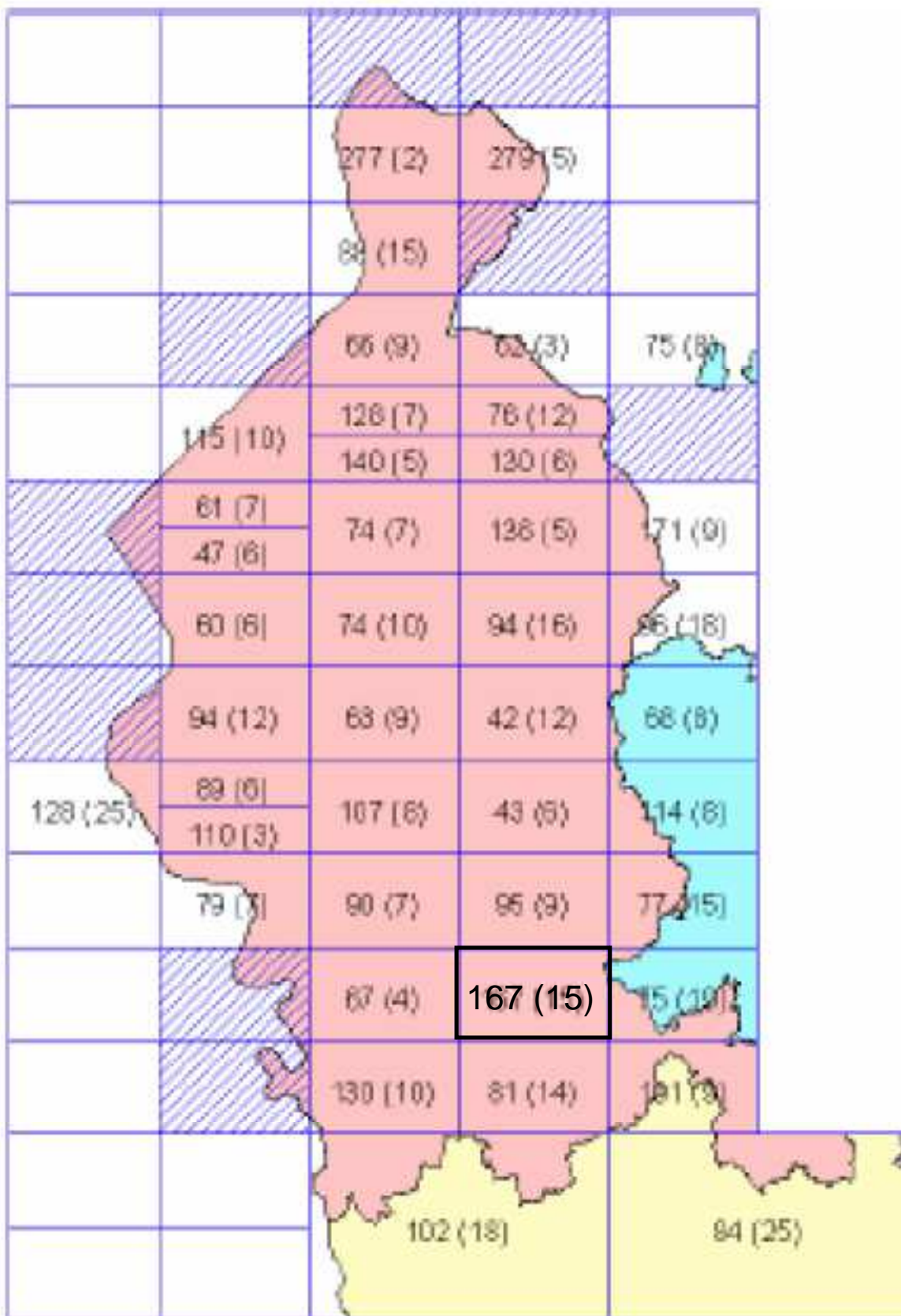
METODO DI CULMANN

H =	3.50	[m]
γ =	1800	[kg/m ³]
α =	78	[° gradi]
ϕ =	26	[° gradi]
c =	0	[kg/m ²]
cu =	0	[kg/m ²]
FS =	1.1	
β_{cr} =	51	[° gradi]
W =	6598.43	[kg]
N =	4156.46	[kg]
T =	5124.76	[kg]
σ =	1529.05	[kg/m ²]
τ =	1885.27	[kg/m ²]
τ_m =	677.97	[kg/m ²]
H _{cr} =	3.45	[m]



H =	altezza del fronte di scavo
γ =	peso di volume del terreno
α =	angolo di inclinazione del pendio
ϕ =	angolo di attrito
c =	coesione
cu =	coesione non drenata
FS =	fattore di sicurezza
β_{cr} =	angolo critico per l'equilibrio
W =	peso del terreno per unità di volume
N =	componente normale di W
T =	componente tangenziale di W
σ =	tensione normale
τ =	tensione tangenziale
τ_m =	tensione mobilitata a taglio
H _{cr} =	altezza critica per l'equilibrio

Altezza e pendenza critica fronti di scavo



Indagine ambientale Radon (ARPA 2004), la figura presente negli allegati mostra la media geometrica dei valori di concentrazione di radon misurati nei punti di campionamenti all'interno della singola maglia, espressa in Bq/mc (Bequerel per unità di volume), mentre tra parentesi è indicato il numero di misure effettuate all'interno della maglia.

