

GEO B.R.

Geotecnica, Geofisica, Idrogeologia,
Geologia ambientale e territoriale

Dott. Geol. Paolo BARILLÀ

via Roma, 121 – 10070 Cantoira (TO)
e-mail: studio.geobr@alice.it
cell. 3393922490

Comune di BRUINO (TO)

D.M. 17/01/2018
D.G.R. 30/12/2019 n.6-887

Relazione geologico-geotecnica a corredo del progetto di PEC per la costruzione della nuova sede aziendale, da realizzarsi in via G. Ferraris, all'interno dell'area ZT2 di PRGC.

Proprietà: AUTOTRASPORTI PUCCERI s.r.l.
P.IVA 07949250018
via G. Marconi n.114
10090 BRUINO (TO)

il tecnico
dott. geol. Paolo BARILLÀ



01 LUGLIO 2024

C.F.: BRLPLA64B12L219Z

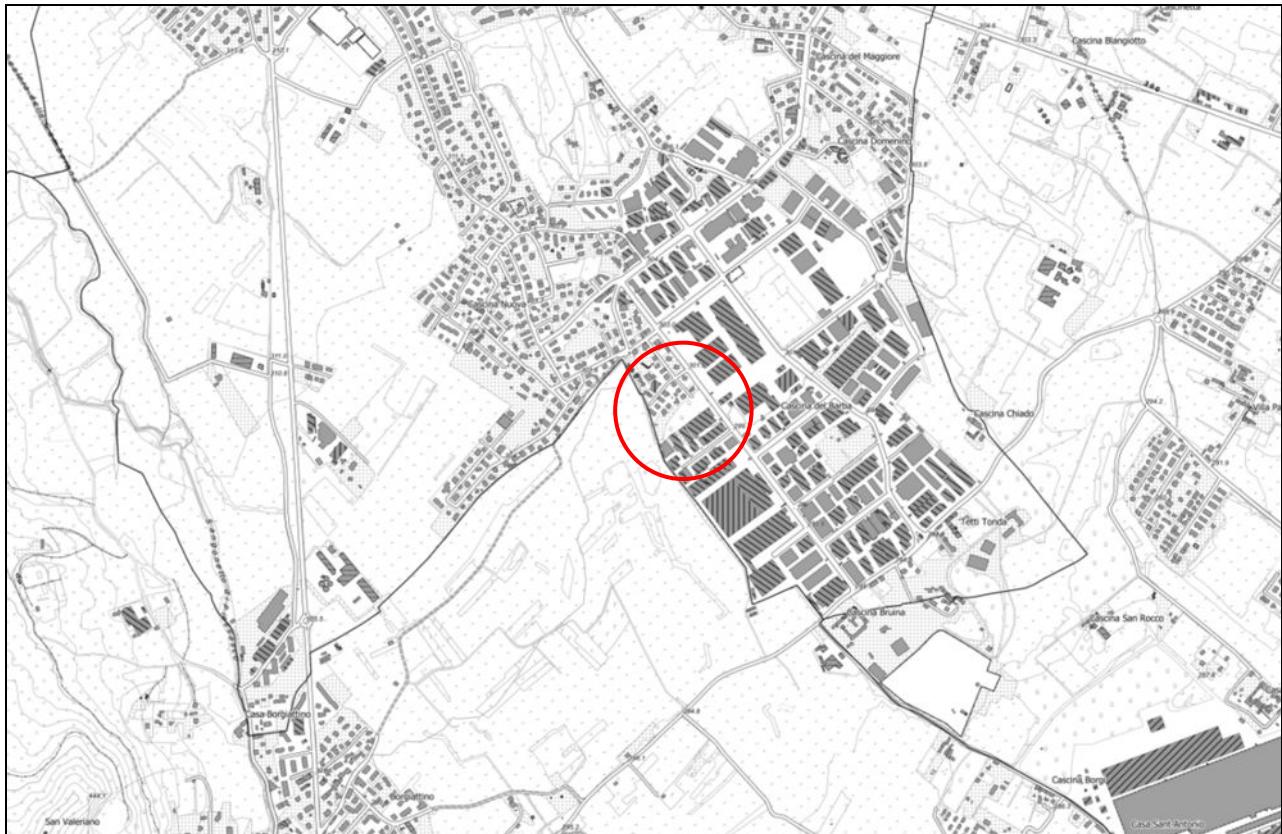
P. IVA: 06141180015

SOMMARIO

PREMESSA.....	1
INDAGINI GEOGNOSTICHE	1
MODELLO GEOLOGICO.....	2
INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	2
ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE	3
ASSETTO IDROGEOLOGICO GENERALE.....	3
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO GENERALE.....	4
CONFORMITÀ DELLE OPERE AGLI ARTT.20 E 20 BIS DELLE NTA.....	6
MODELLO SISMICO	7
DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI PROFILO STRATIGRAFICO DEL SUOLO DI FONDAZIONE.....	7
PARAMETRI SISMICI	7
VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ AI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	8
MODELLO GEOTECNICO	8
ANALISI STATISTICA DEI DATI.....	8
PESO DI VOLUME.....	10
COESIONE DRENATA.....	10
RESISTENZA ALLO SFORZO DI TAGLIO.....	10
MODULO DI DEFORMAZIONE	10
RIASSUNTO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	10
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO	10
MODULO DI WINKLER.....	10
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	11
VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU	12
COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO.....	12
COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	12
STABILITÀ GLOBALE.....	13
ANALISI DEI CEDIMENTI	13
CALCOLO DELLA RIGIDEZZA DELLA FONDAZIONE.....	13
CALCOLO DEL CEDIMENTO MASSIMO	14
VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	14
CONCLUSIONI	15
ELENCO ALLEGATI	17

PREMESSA

La presente relazione geologico-geotecnica viene redatta in ottemperanza all'*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*, approvato con D.M. 17/01/2018 ed alla D.G.R. 6-887 del 30/12/2019 a corredo del progetto di PEC per la costruzione della nuova sede aziendale, da realizzarsi nel territorio del comune di Bruino (TO) in via G. Ferraris, all'interno dell'area ZT2 di PRGC. In particolare l'area oggetto d'intervento si localizza sul terreno distinto in mappa C.T. del medesimo comune al Foglio 7 mappali 329-349-355-356-428 ed al Foglio 11 mappale 154.



Estratto "Base Cartografica di Riferimento Anno 2024" (Geoportale Piemonte), con ubicazione area d'intervento

Lo studio, finalizzato alla verifica della compatibilità geotecnica dell'intervento con l'assetto geologico ed idrogeologico dell'area, è rivolto in particolare alla caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti nel sottosuolo ed all'analisi del loro comportamento in relazione alle sollecitazioni indotte dalle opere di fondazione, tenendo conto di un'eventuale azione sismica.

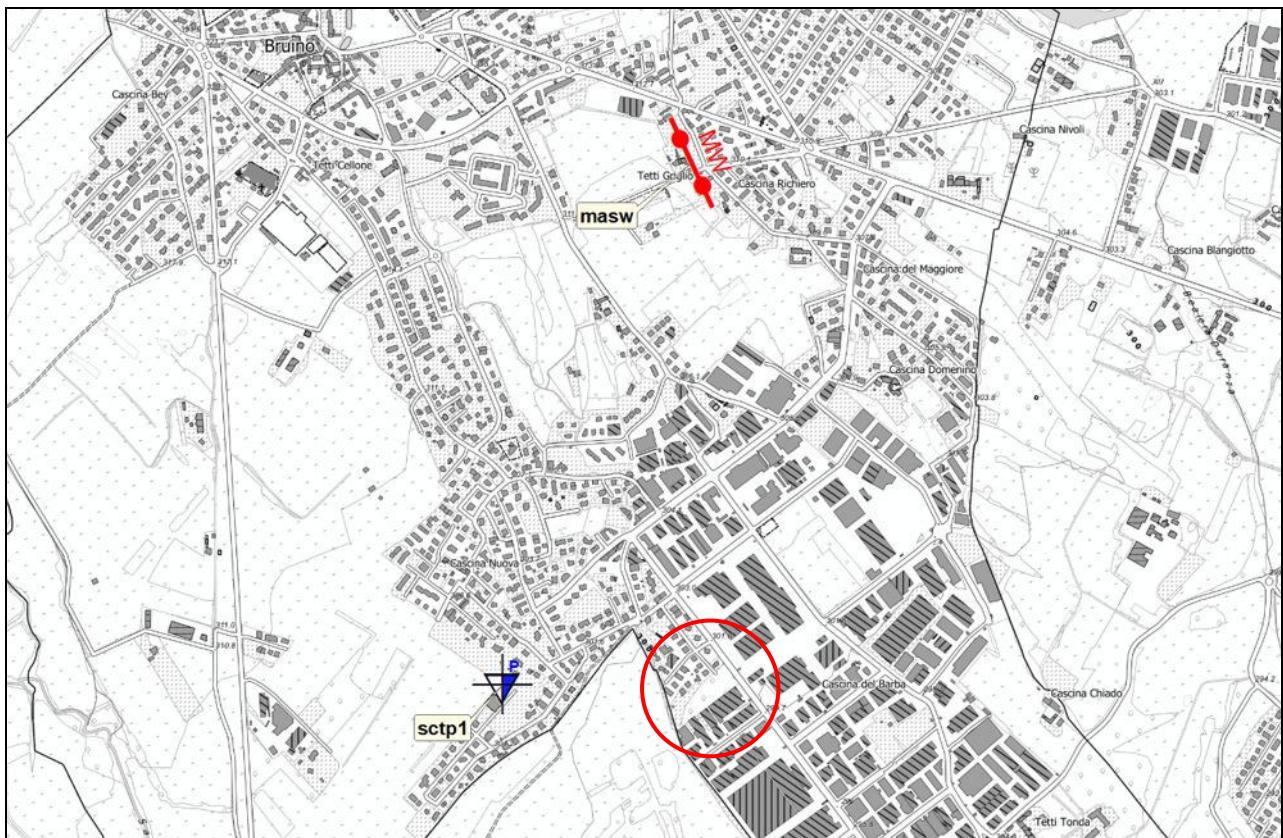
INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'area oggetto d'intervento è stata caratterizzata dal punto di vista geologico e geotecnico utilizzando i dati relativi a precedenti indagini geognostiche, realizzate nel novembre 2020 in via Puccini, circa 455 m ad Ovest dell'area oggetto d'intervento. In particolare sono stati presi a riferimento i dati relativi ad una prova penetrometrica dinamica (scpt1) spinta fino alla profondità di -3,3 m dal p.c., realizzata mediante l'utilizzo di un penetrometro pesante (il rapporto di prova è riportato in allegato).

La metodologia utilizzata dal penetrometro impiegato per l'esecuzione della prova consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica (con angolo di apertura pari a 60°) posta all'estremità di un'asta di acciaio (avente diametro esterno massimo pari a 50,8 mm), prolungabile con l'aggiunta di aste successive. L'infissione avviene per battitura facendo cadere sulla sommità delle aste, da un'altezza costante pari a 75 cm, un maglio di peso pari a 73 chili. I risultati delle prove penetrometriche dinamiche vengono generalmente presentati come numero di colpi per 30 cm di penetrazione in funzione della profondità.

La caratterizzazione sismica del suolo di fondazione è stata definita sulla base dei risultati relativi ad un'indagine sismica tipo MASW realizzata nel giugno 2023 in via Rivoli 10, circa 1170 m a Nord dell'area og-

getto d'intervento, all'interno della stessa unità geologica (il rapporto di prova è riportato in allegato). L'indagine geofisica tipo MASW è stata eseguita attraverso il posizionamento di 12 geofoni disposti con passo di 3 m lungo uno stendimento rettilineo di lunghezza complessiva pari a circa 36 m e la registrazione dei segnali delle onde S prodotte da una massa battente di 10 kg, utilizzando un sismografo digitale.



Estratto Base Cartografica di Riferimento con ubicazione indagini geognostiche prese a riferimento

MODELLO GEOLOGICO

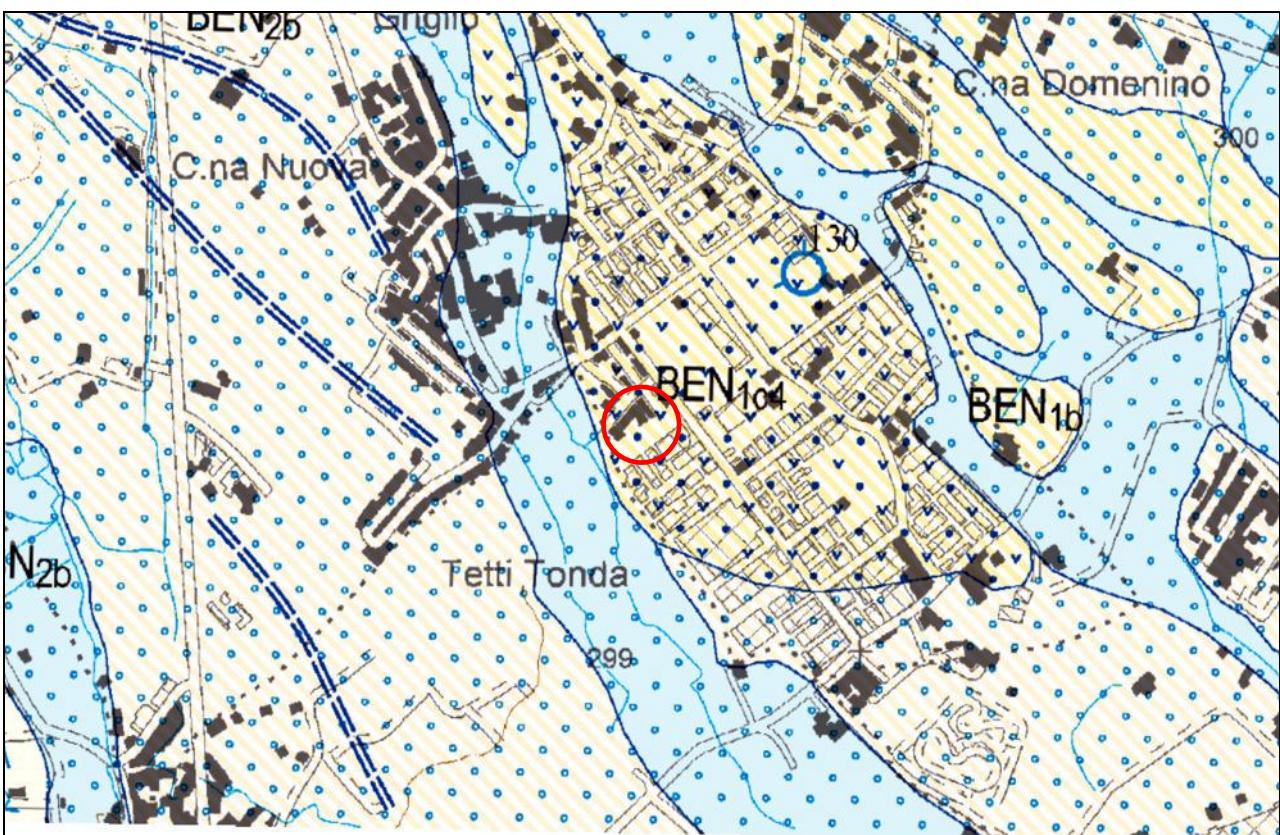
INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Il foglio 155 "Torino ovest" della *Carta Geologica d'Italia* alla scala 1:50.000 redatta nell'ambito del Progetto CARG realizzato dall'ISPRA, indica che l'area oggetto d'intervento si colloca all'interno dell'areale di affioramento dei depositi riferibili alla seguente unità:

Subsistema di Truc Monsagnasco (BEN_{1c4}) – depositi glaciali di fondo costituiti da Diamicton con clasti eterometrici da subarrotondati a subangolosi, sfaccettati e striati, e blocchi di dimensioni superiori a 2m, immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata.

Il *Subsistema di Truc Monsagnasco* fa parte del *Sistema di Bennale* ed al suo sono stati distinti: 1) depositi glaciali di fondo rappresentati da diamicton piuttosto addensato con tessitura a supporto di matrice con clasti eterometrici da subarrotondati a subangolosi, striati e sfaccettati, di dimensioni comprese tra 2 e 50 cm e blocchi con dimensioni massime superiori ai 2 m. La matrice siltoso-sabbiosa è generalmente abbondante, addensata e prevalente nella porzione sommitale del complesso, dove mostra uno spessore di oltre 3 m. Localmente, soprattutto sulla sommità dei rilievi, sono presenti rari massi erratici o trovanti con dimensioni di alcuni metri cubi costituiti essenzialmente da metabasiti e da serpentiniti; 2) depositi glaciali di ablazione costituiti da diamicton con clasti angolosi e subangolosi e blocchi eterometrici; 3) sedimenti alluvionali di piana fluvioglaciale costituiti da ghiaie con tessitura a supporto di matrice, localmente cementate, con clasti subarrotondati di dimensioni comprese tra 2 e 50 cm, mescolati a una matrice sabbioso-siltosa; 4) depositi lacustri costituiti da silt argilloso e silt sabbioso stratificati. Nel complesso le diverse litofacies sono profondamente alterate e caratterizzate dalla presenza di un suolo con un indice di colore medio pari a 5-2,5 YR. A SE dell'abitato di Orbassano (nei pressi di Cascina Ferraris) e a NE di Rivalta (nei pressi di S. Vitto-re), in corrispondenza delle principali incisioni torrentizie e a blandi dossi, sono conservati alcuni lembi di

sedimenti ghiaiosi con caratteristiche confrontabili, sia per grado di alterazione pedogenetica, sia per distribuzione planimetrica e posizione stratigrafica, a quelli del *Subsistema di Truc Monsagnasco*, al quale sono stati pertanto tentativamente attribuiti. La potente coltre di silt sabbioso costituisce la porzione sommitale del complesso potrebbe essere rappresentata da antichi sedimenti di loess eolico depositisi in un intervallo di tempo di poco successivo alla formazione di questa unità. Poiché gran parte della coltre risulta intensamente pedogenizzata e argillificata non è possibile riconoscerne né delimitarne l'areale di distribuzione; in carta il loess è stato pertanto assimilato ai depositi glaciali e/o fluvioglaciali. L'elevato grado di rimodellamento e di alterazione pedogenetica dei depositi del *Subsistema di Truc Monsagnasco* e la loro posizione, esterna rispetto alle altre cerchie costituenti l'anfiteatro, indicano che essi rappresentano i relitti della cerchia laterale destra più esterna conservata e dei relativi depositi fluvioglaciali, ora in gran parte smantellati e/o sepolti.



Estratto "Carta Geologica d'Italia – Foglio 155 Torino ovest (ISPRA)" con ubicazione area oggetto d'intervento

ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

La successione litostratigrafica locale è stata definita sulla base dell'interpretazione della prova penetrometrica dinamica precedentemente descritta, eseguita nel novembre 2020 circa 455 m ad Ovest dell'area d'intervento e spinta alla profondità di -3,3 m dal p.c.

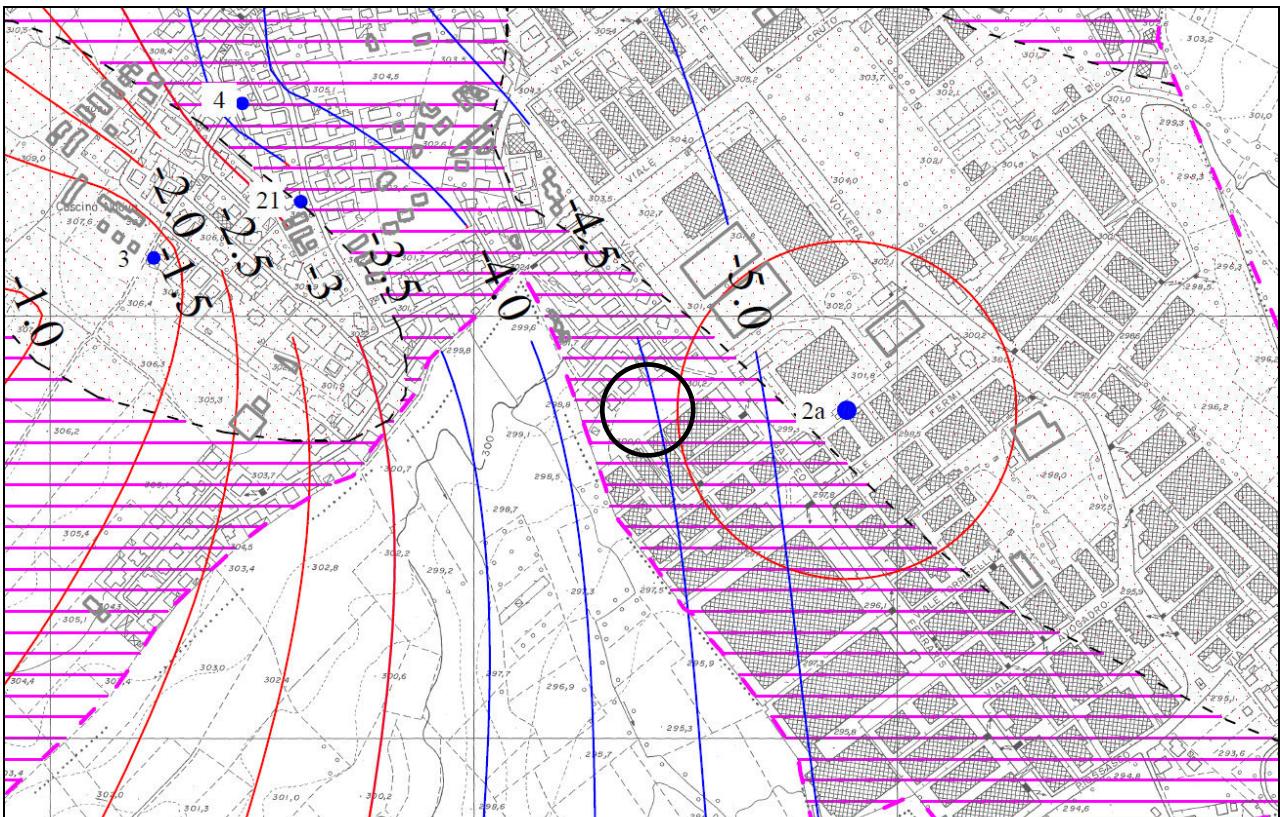
Sulla base dei dati ricavati da tali indagini si deduce che il sottosuolo del sito d'intervento è costituito da una successione tipicamente fluvio glaciale caratterizzata dalla presenza di una coltre di terreno vegetale limoso-argilloso-sabbioso potente fino a 60 cm, soprastante depositi ghiaiosi in matrice sabbioso-limosa.

ASSETTO IDROGEOLOGICO GENERALE

Le note illustrate alla *Carta della base dell'acquifero superficiale del settore di pianura della Provincia di Torino*, allegata allo studio "Le acque sotterranee della Pianura di Torino" (Bortolami et al., 2002), indicano che dal punto di vista idrogeologico i litotipi presenti nell'area d'intervento sono riferibili al raggruppamento identificato come *fluviali prevalentemente ghiaiosi debolmente alterati (pleistocene medio p.p.)*. Tali depositi, formati da materiali molto permeabili quali ghiaie e sabbie, sono sede di un acquifero superficiale molto sviluppato, collegato idraulicamente al reticolto idrografico superficiale e possiedono una locale ma limitata protezione ai fenomeni di inquinamento diretto, dovuta alla presenza in superficie, di un sottile pa-

Ieosuolo argilloso di colore da bruno a rosso-arancio. La presenza di subordinate intercalazioni limoso-argillose, in genere di limitata estensione, sia in senso verticale che orizzontale, è caratteristica di un ambiente di tipo fluviale dove il compenetrarsi di lenti a differente granulometria si sussegue con frequenti e repentine variazioni di litologia.

Per quanto riguarda la soggiacenza della falda acquifera a superficie libera, si specifica che i dati riportati sulla *Carta della soggiacenza della falda superficiale* (prof. geol. Bortolami G., 2013) evidenziano che il livello piezometrico della falda acquifera superficiale in corrispondenza del fabbricato in oggetto dovrebbe collocarsi ad una profondità di circa -4,5 m rispetto al p.c.



Estratto "Tavola G.5 – Carta della soggiacenza della falda superficiale" (prof. geol. Bortolami G., 2013), con ubicazione area d'intervento

Tenendo conto che a seguito di eventi meteorologici particolarmente intensi e/o prolungati il livello piezometrico della falda acquifera superficiale potrebbe subire un'escursione dell'ordine di circa 1,0÷1,5 m, il livello di minima soggiacenza (massima escursione) della falda acquifera superficiale dovrebbe attestarsi verosimilmente alla profondità di -2,5 m dal p.c.

Sulla base delle precedenti indicazioni, ai fini del calcolo della capacità portante del terreno di fondazione, si ritiene corretto considerare trascurabili i valori delle pressioni neutre *in situ*.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO GENERALE

A grande scala l'assetto geomorfologico del territorio è costituito da una pianura alluvionale la cui genesi è attribuibile ai processi di dinamica fluviale ed alla normale attività deposizionale dei principali corsi d'acqua che hanno agito nel corso del passato geologico, interessando la rete idrografica locale e le aree ad essa mitrofe; in particolare, l'agente morfogenetico predominante è rappresentato dalle ampie e frequenti divagazioni operate nel corso del *Quaternario* dal *Torrente Sangone*.

A scala locale la zona d'intervento è ubicata in sponda destra del *Torrente Sangone*, ad una quota altimetrica pari a circa +300 m s.l.m., in un contesto quasi completamente urbanizzato caratterizzato da un andamento topografico sostanzialmente pianeggiante, nel quale gli elementi geomorfologici sono rappresentati da forme la cui genesi è legata all'interazione tra i processi di modellamento fluviale e l'azione di regolarizzazione del territorio operata dapprima per lo sfruttamento ai fini agricoli e successivamente per la sua antropizzazione.

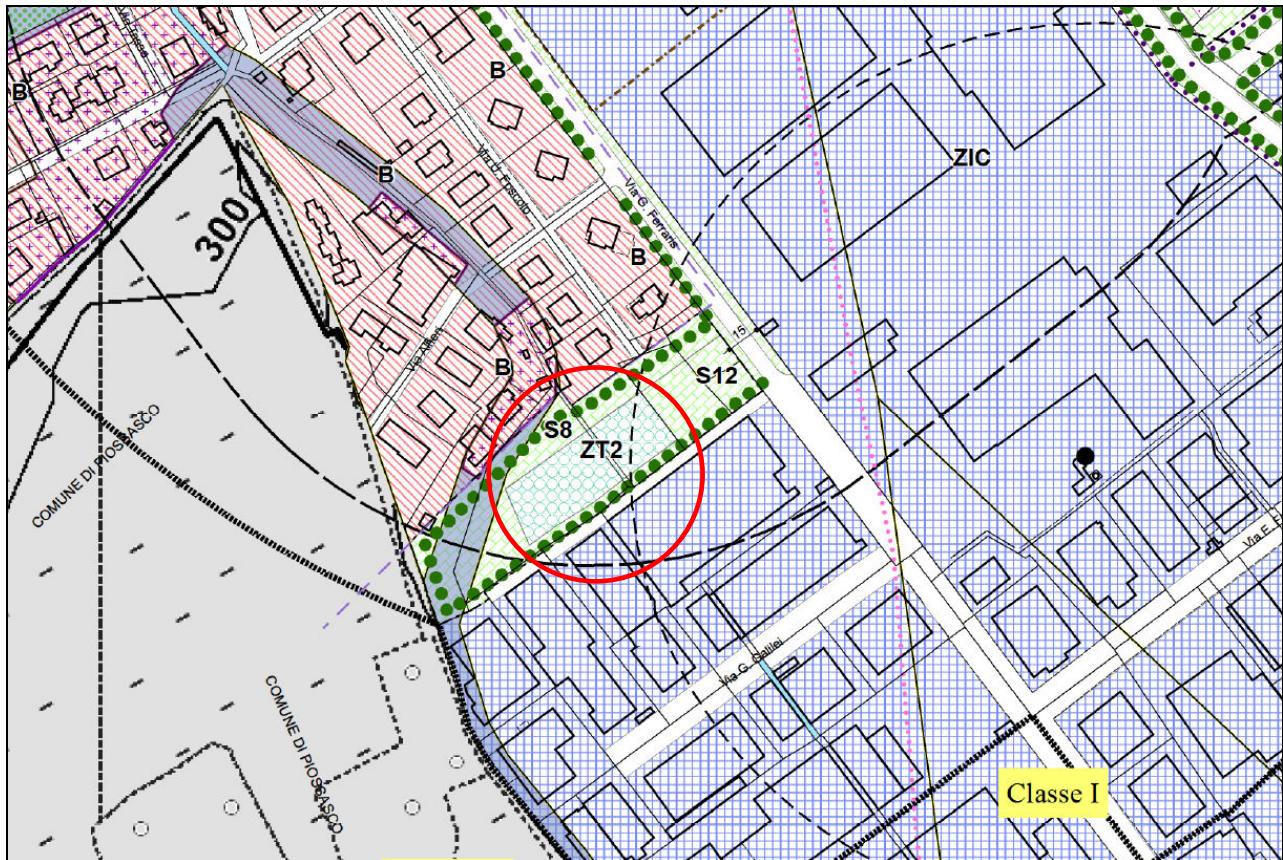
In tale contesto l'elemento idrografico più significativo è costituito dal *Torrente Sangone*, il cui alveo si sviluppa circa 1650 m a NE dell'area d'intervento e che risulta racchiuso all'interno di terrazzamenti fluviali che in questa zona costituiscono il limite geologico tra le *alluvioni antiche* e i *depositi alluvionali attuali e medio-recenti* (o il *fluviale riss*) indicati sulla Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000. Ad esso si accompagna un reticolo discretamente sviluppato di canalizzazioni secondarie a prevalente utilizzo irriguo, tra le quali si citano il *Canale Sangonetto di Piossasco*, la *Bealera Duranza* ed il *Canale del Molino*, i cui alvei si sviluppano rispettivamente circa 1235 m a SO, 1220 m a NE e lungo il limite sudoccidentale dell'area d'intervento.

Secondo quanto indicato dalla cartografia del *Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI*, l'area in oggetto si localizza all'esterno della Fascia C ed all'interno della perimetrazione delle aree a pericolosità di alluvione.

In relazione alla recente revisione delle mappe di pericolosità e rischio del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione, l'area oggetto d'intervento si localizza all'esterno della perimetrazione delle aree a *probabilità di alluvioni* della *Carta della pericolosità da alluvione (aggiornamento 2022)* relativa sia al reticolo principale fasciato RP, sia al reticolo secondario di pianura RSP.

Secondo quanto indicato sulla *Tavola 3 ovest – Planimetria di progetto, sviluppi del PRGC*, allegata al PRGC del comune di Bruino, l'area si localizza all'interno delle "Aree IDR" caratterizzate dalla presenza della falda acquifera a profondità comprese tra -3 m e -5 m dal piano campagna. L'art.20 delle NTA relativo alle Aree "IDR" dispone che in tali aree non sono ammesse infrastrutture interrate sotto falda e/o che la realizzazione delle medesime è ammessa soltanto ove venga localmente verificata l'esistenza di un franco minimo di 1 metro tra la quota d'imposta delle fondazioni ed il livello di massima escursione della falda idrica superficiale (minima soggiacenza).

Sulla tavola medesima è riportata la fascia di rispetto del pozzo idropotabile localizzato nel cortile posteriore della "Sbamet srl", che interessa la porzione nordorientale dell'area oggetto d'intervento. Si specifica che i fabbricati in progetto verranno realizzati esternamente alla fascia di rispetto medesima.

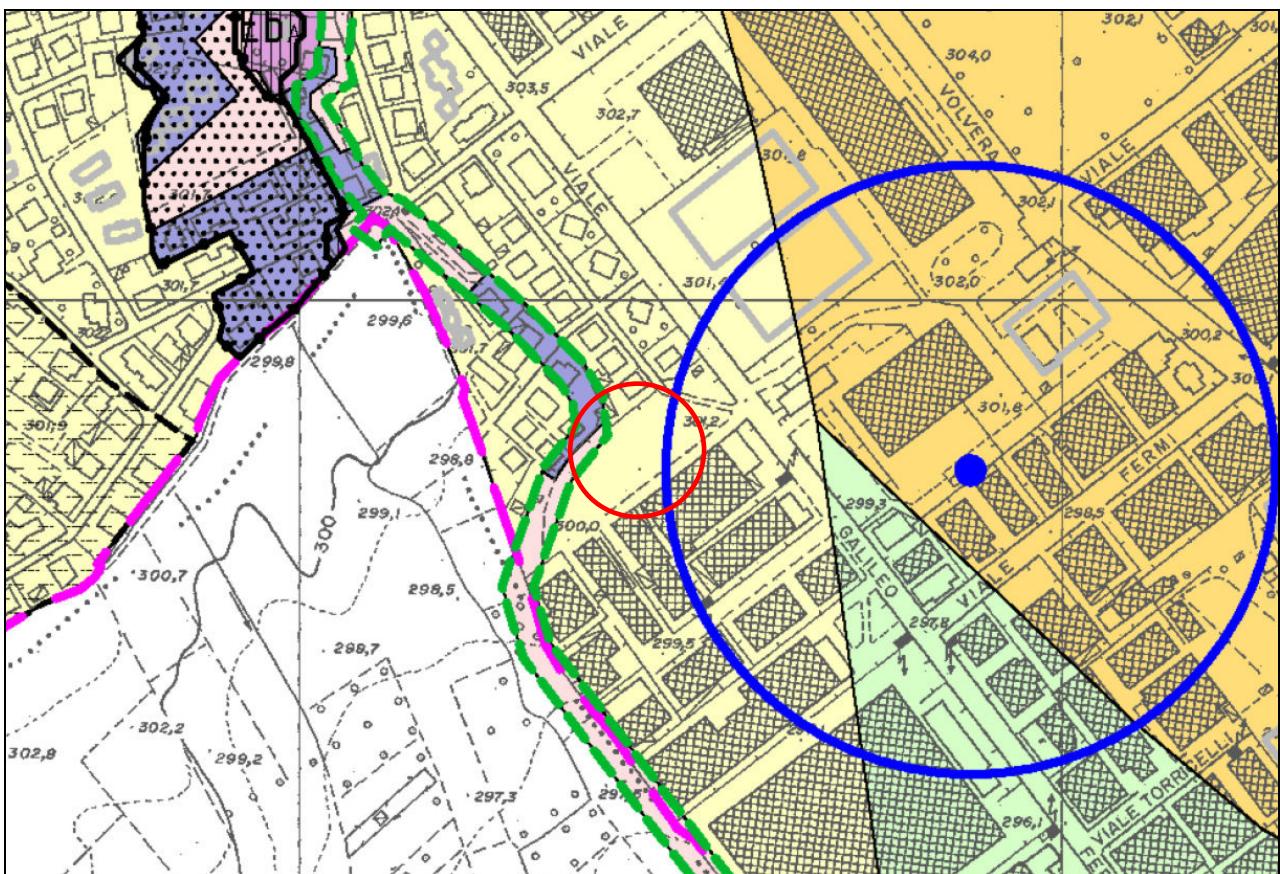


Estratto "Tavola 3 ovest – Planimetria di progetto, sviluppi del PRGC", con ubicazione area d'intervento

Considerando che il progetto prevede la formazione di due aree pavimentate destinate a parcheggio auto-veicoli (una dedicata ai mezzi pesanti afferenti l'attività aziendale e l'altra dedicata agli autoveicoli ordinari), si specifica che l'eventuale smaltimento nel sottosuolo delle acque meteoriche provenienti da tali superfici

dovrà necessariamente avvenire all'esterno della fascia di rispetto del pozzo idropotabile, così come disposto dal D.Lgs. n.152/2006, art.94, comma 4, lettera d).

Secondo quanto indicato sulla *Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica* (dott. geol. Saudino Dughera B., 2020), allegata al PRGC del comune di Bruino, l'area oggetto d'indagine si colloca tra le *porzioni di territorio appartenenti alla SOTTOCLASSE IIa* (campitura giallo chiaro), caratterizzate da difficoltà di drenaggio delle acque meteoriche dovuta principalmente alle caratteristiche di bassa permeabilità del terreno, soggiacenza della falda idrica superficiale da subaffiorante a -5 m dal piano campagna, terreni con mediocri caratteristiche geotecniche come dato generale, modesti allagamenti a seguito di precipitazioni meteoriche di una certa entità o di insufficienza della rete di drenaggio superficiale (bassa energia e battente idrico ridotto). L'art.20 bis delle NTA relativo agli aspetti prescrittivi della Sottoclasse IIa dispone che in tali aree i piani interrati dovranno comunque mantenere un franco di 1 m rispetto al livello di massima escursione della falda idrica superficiale.



Estratto "Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica" (dott. geol. Saudino Dughera B., 2020), con ubicazione area d'intervento

Sulla tavola medesima è riportata la fascia di inedificabilità del Canale del Molino (CLASSE IIIa – campitura rosa) localizzato immediatamente a nordovest dell'area d'indagine, tuttavia si specifica che i fabbricati in progetto verranno realizzati esternamente a tale fascia.

Conformità delle opere agli artt.20 e 20 bis delle NTA

Considerando che il piano di fondazione dei fabbricati in progetto verrà posizionato ad una profondità massima di 1,5 m (capannone) dal piano campagna, si evince che la distanza tra tale piano ed il livello di massima escursione della falda risulta pari a 1 m, infatti: 2,5 m s.l.m. (profondità massima escursione della falda) – 1,5 m s.l.m. (profondità del piano di fondazione rispetto al p.c.) = 1 m.

Tale evidenza conferma il rispetto della disposizione del mantenimento del "franco minimo di 1 m tra la quota d'imposta delle fondazioni e il livello di massima escursione della falda idrica superficiale", previsto per le porzioni di territorio classificate come IDR (art.20 delle NTA) e poste all'interno della Sottoclasse IIa (art.20 bis delle NTA).

MODELLO SISMICO

Con DGR n.65-7656 del 21/05/2014, la Regione Piemonte ha provveduto alla classificazione sismica definitiva del territorio regionale assegnando al territorio comunale di Bruino la “Zona sismica 3”.

DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI PROFILO STRATIGRAFICO DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Secondo quanto indicato al § 3.2.2 (Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche) del “DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, le categorie di sottosuolo risultano le seguenti:

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

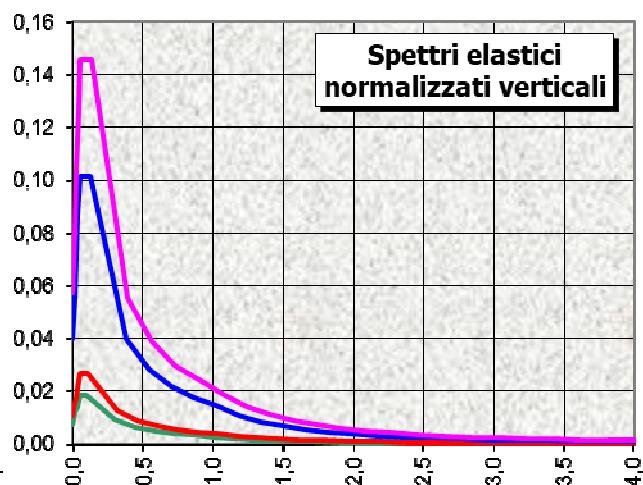
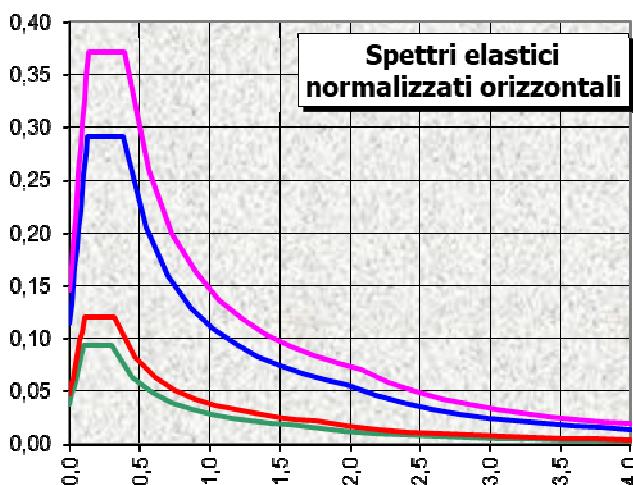
Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

La categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione è stata definita sulla base dei dati relativi all'indagine sismica tipo MASW precedentemente decritta, eseguita nel giugno 2023 in via Rivoli 10, all'interno della medesima unità geostrutturale affiorante nell'area d'intervento.

Sulla base dei risultati ottenuti dall'indagine geofisica di riferimento ($V_s = 442,36 \text{ m/s}$) ed applicando un appropriato criterio geologico, è stato possibile classificare il profilo stratigrafico del suolo di fondazione come appartenente alla **CATEGORIA B** di cui al D.M. 17/01/2018.

PARAMETRI SISMICI

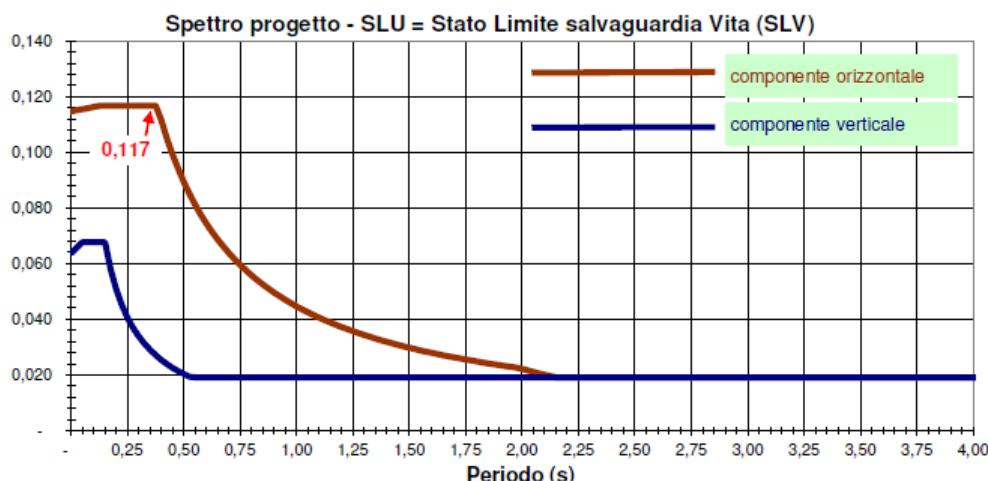
- coordinate geografiche del sito: LONG 7,479416 E – LAT 45,007040 N
- vita nominale della struttura: 50 anni
- classe d'uso: II
- topografia: T1
- fattore topografico St: 1,0
- categoria del suolo: B
- fattore stratigrafico Ss: 1,2
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito β_s : 0,24
- fattori di struttura: $\zeta = 5,0$; $q_{\text{orizzontale}} = 2,50$; $q_{\text{verticale}} = 1,50$ valori ipotizzati, non forniti dal Progettista



Adottando tali parametri si sono ottenuti i seguenti risultati:

SL	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_{c*}	S	T_b	T_c	T_d	F_v
SLO	81%	30	0,0316 g	2,47	0,20	1,20	0,10	0,30	1,73	0,59
SLD	63%	50	0,0395 g	2,54	0,21	1,20	0,11	0,32	1,76	0,68
SLV	10%	475	0,0956 g	2,54	0,27	1,20	0,13	0,38	1,98	1,06
SLC	5%	975	0,1217 g	2,54	0,28	1,20	0,13	0,39	2,09	1,20

L'accelerazione massima attesa al suolo, rappresentata dal valore della funzione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura T = 0 s sullo spettro elastico normalizzato orizzontale relativo allo Stato Limite salvaguardia Vita (linea blu), risulta espressa dalla relazione $a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$ ed è pari ad $a_{max} = 0,115$.



Considerando le caratteristiche delle opere in progetto si è ricavato il valore dell'inerzia della struttura $K_h = 0,117$ sullo spettro di progetto, rappresentata dal valore della funzione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura T = 0,42 s. Inoltre si sono ricavate la componente sismica orizzontale (inerzia del suolo) $K_h = 0,028$ e quella verticale $K_v = 0,014$.

VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ AI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Nel caso in esame la verifica a liquefazione dei depositi presenti nel sottosuolo dell'area oggetto d'intervento può essere omessa, come indicato al paragrafo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione" del DM 17/01/2018, in quanto l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta inferiore a 0,1g (punto 1 del paragrafo suddetto), così come risultato dai calcoli effettuati nel paragrafo precedente ($a_g = 0,0956$ g).

MODELLO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti nel sottosuolo dell'area d'intervento sono state definite avvalendosi dell'interpretazione dei dati ricavati dalle indagini geognostiche precedentemente descritte, consistenti nell'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica spinta alla profondità di -3,3 m dal p.c., nonché riferendosi a dati ritenuti validi per litotipi aventi caratteristiche analoghe a quelli oggetto di studio, desunti dalla letteratura geotecnica. Nel caso specifico si è ritenuto opportuno utilizzare un coefficiente di correlazione pari a 1 ottenendo i valori di N_{SPT} (riportati nel tabulato della prova).

ANALISI STATISTICA DEI DATI

Attraverso l'analisi statistica si è proceduto alla realizzazione di un modello geotecnico, basato sull'interpretazione dei dati ricavati dalle prove. Sono state calcolate la media dei valori dei parametri, il valore caratteristico relativo ad un volume di sottosuolo considerato "piccolo" (rotture locali – fondazioni di piccole dimensioni), corrispondente al 5° percentile della distribuzione del campione ed il valore caratteristico relativo ad un volume di sottosuolo considerato "grande" (fondazioni rigide), che corrisponde al 5° percentile della distribuzione della media.

Per il calcolo dei valori caratteristici si può ricorrere alla statistica classica, con ipotesi di *varianza nota*. Le equazioni del valore caratteristico assumono forme diverse a seconda che si consideri l'ipotesi di *volume piccolo* o di *volume grande*:

volume piccolo

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

volume grande

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \cdot \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove: x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio della popolazione, ipotizzato = al valore medio del campione

z = distribuzione normale standardizzata

σ = deviazione standard della popolazione, espresso in termini di coefficiente di variazione COV come rapporto tra la deviazione standard e la media della popolazione: posto pari a 10

n = numero di dati

t = valore della distribuzione di Student ad $n-1$ gradi di libertà con probabilità $u=95\%$ (ossia $1-\alpha=0,95$ o $\alpha=0,05$)

s = deviazione standard

Nel caso oggetto di studio, considerando il bulbo di pressione generato dalla spinta del carico al di sotto delle fondazioni in progetto, come valore caratteristico è stato considerato quello determinato per un unico strato, nell'ipotesi di "volume grande".

I calcoli eseguiti hanno consentito di ottenere un valore del numero di N_{SPT} , utilizzabile ai fini della determinazione dei parametri geotecnici, pari a $N_{SPT} = 15,7$.

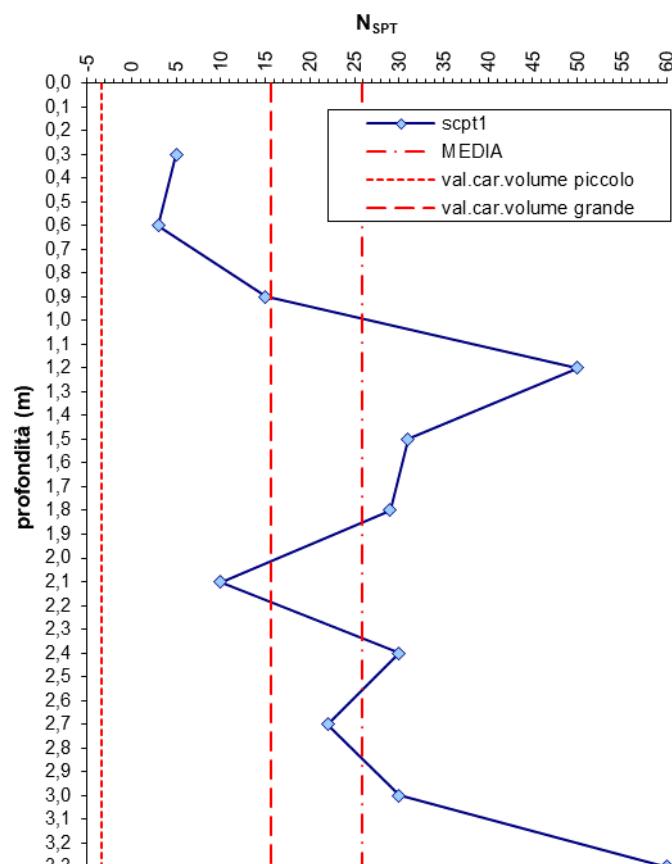


Grafico " N_{SPT} -profondità"

Ai fini delle verifiche agli "stati limite ultimi SLU" ed agli "stati limite di esercizio SLE" verrà utilizzato l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di cui all'art.6.4.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018, che prevede l'applicazione ai parametri geotecnici caratteristici del terreno (pedice k) di coefficienti parziali $\gamma_M = 1$, in modo tale da ricavare i parametri di progetto (pedice d).

PESO DI VOLUME

Sulla base dei risultati ottenuti da precedenti indagini, eseguite su litotipi aventi caratteristiche analoghe a quelli oggetto di studio, si ritiene corretto assumere un *peso di volume caratteristico* pari a $\gamma_k = 1,80 \text{ t/m}^3$ che corrisponde ad un *peso di volume di progetto* pari a $\gamma_d = 17,65 \text{ kN/m}^3$.

COESIONE DRENATA

La *coesione drenata* viene considerata nulla poiché trattasi di materiali non propriamente coesivi, pertanto viene assunto un valore di *coesione caratteristico*, corrispondente ad un valore di *coesione di progetto* $c'_d = 0,00 \text{ t/m}^2 = 0,00 \text{ kPa}$.

RESISTENZA ALLO SFORZO DI TAGLIO

La determinazione dell'*angolo di resistenza al taglio* φ è stata compiuta utilizzando il metodo di correlazione sviluppato da *Peck-Hanson & Thornburn*, valido per le sabbie in genere e che trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a circa 5 m per terreni sopra falda ed inferiori a circa 8 m per terreni in falda (pressione efficace inferiore a $8 \div 10 \text{ t/m}^2$), che correla φ a N_{SPT} dello strato, secondo la seguente relazione: $\varphi'_k = 27,2 + (0,28 \cdot N_{SPT})$. Si è così ottenuto un *valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio* corrispondente ad un *valore di progetto* pari a $\varphi'_d = 31,5^\circ$.

MODULO DI DEFORMAZIONE

La determinazione del *modulo di deformazione* è stata compiuta utilizzando il metodo di *Schmertmann (1978)*, valido per le sabbie in genere, che non considera l'influenza della pressione efficace, che porta una diminuzione di E con la profondità a parità di N_{SPT} . Il metodo si basa sulla seguente relazione: $E = 2 \cdot B \cdot N_{SPT}$, dove B è una costante variabile in funzione della litologia che, nel caso in esame, è stata posta pari a 6. Si è così ricavato un *valore caratteristico del modulo di deformazione* pari a $E_k = 188,4 \text{ kg/cm}^2$.

RIASSUNTO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Riassumendo sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici: peso di volume (γ), coesione drenata (c'), angolo di resistenza allo sforzo di taglio (φ'), modulo di deformazione (E)

γ_d (kN/m^3)	c'_d (kPa)	φ'_{d-M1} ($^\circ$)	E_k (kg/cm^2)
17,65	0,0	31,5	188,4

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Per quanto concerne la valutazione del *coefficiente di sottofondo* si ricorre ad una determinazione di tipo analitico che consente di ottenere k_s in funzione del modulo di compressibilità ricavato. Secondo *Terzaghi* il coefficiente di sottofondo è legato sia ai parametri di deformazione del terreno, sia alle dimensioni della fondazione; per una fondazione di base B , uniformemente caricata, poggiate su uno strato compressibile di potenza H , essendo E_c il modulo di deformazione di tale strato, la relazione che esprime il coefficiente di sottofondo risulta: $k_s = \alpha \cdot E_c / B_c$, dove: α = coeff. funzione della potenza dello strato compressibile e delle dimensioni della base della fondazione (α_1 per fondazioni a plinto e α_2 per fondazioni nastriformi).

Ipotizzando cautelativamente uno spessore compressibile avente potenza pari a 3 m e dimensioni di base della fondazione pari a $B = 1,9 \text{ m}$ (sottoplinto) e $B = 1,0 \text{ m}$ (cordolo) si ottengono mediante un apposito diagramma $\alpha_1 = 2,67$, $\alpha_2 = 1,02$. Sostituendo i corrispondenti valori nella precedente relazione, si ricavano valori del coefficiente di sottofondo pari a $k_s = 2,65 \text{ kg/cm}^3$ per il sottoplinto (capannone) e pari a $k_s = 1,92 \text{ kg/cm}^3$ per la fondazione nastriforme (abitazione).

MODULO DI WINKLER

Il metodo di Winkler tratta il terreno non come un mezzo continuo ma come un materiale costituito da singoli elementi elastici ideali (letto di molle) che costituiscono un sistema reologico virtuale e che, come è noto, rappresentano un comportamento diverso da quello realmente assunto dal terreno; pertanto il *modulo di Winkler* è un parametro senza significato fisico, bensì un artificio di calcolo che rappresenta un particolare comportamento di interazione tra terreno e struttura che non tiene conto di diversi fattori quali dimen-

sioni, forma e rigidezza della fondazione, entità del carico, rigidezza del terreno in funzione del carico, disomogeneità e anisotropia del terreno, rigidezza della sovrastruttura.

Per quanto concerne la valutazione del *modulo di Winkler* (costante elastica del suolo) si è ricorsi ad una determinazione di tipo analitico che consente di ottenere k_w in funzione del modulo edometrico. Il *modulo di Winkler* è legato sia ai parametri di deformazione del terreno, sia alle dimensioni della fondazione; per una fondazione di base B, uniformemente caricata, essendo E_0 il modulo edometrico di tale strato, la relazione che esprime il coefficiente di sottofondo risulta:

$$k_w = \frac{\lambda}{A^{1/2}} \cdot \frac{1}{1-v^2} \cdot E_0$$

dove: λ = fattore di concentrazione che dipende dal rapporto tra le dimensioni della fondazione

$A^{1/2}$ = radice quadrata della superficie della fondazione

v = coeff. di Poisson = 0,3

E_0 = modulo edometrico, pari a $E_c \cdot (1-v)/(1-2v)$

Sostituendo i corrispondenti valori nella precedente relazione, si ricavano valori del *modulo di Winkler* pari a $k_w = 1,55 \text{ kg/cm}^3$ per il sottoplinto (capannone) e pari a $k_w = 2,15 \text{ kg/cm}^3$ per la fondazione nastriforme (abitazione).

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Il calcolo analitico della capacità portante viene eseguito seguendo la metodologia proposta da Brinch-Hansen (1970) utilizzando la seguente relazione:

$$q_{lim} = (\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma \cdot r_\gamma) + (c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c) + (q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q)$$

dove: γ' = peso di volume terreno sottostante la fondazione

B = larghezza della fondazione

c' = coesione drenata

q' = sovraccarico agente ai lati della fondazione: $\gamma \cdot D$ (prof. piano imposta)

N_γ, N_c, N_q = coeff. di capacità portante

s_γ, s_c, s_q = coeff. di forma della fondazione

i_γ, i_c, i_q = coeff. di inclinazione del carico

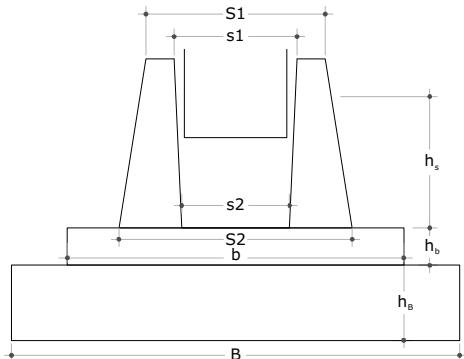
d_c, d_q = coeff. di affondamento

b_γ, b_c, b_q = coeff. di inclinazione della base della fondazione

g_γ, g_c, g_q = coeff. di inclinazione del piano campagna

z_γ, z_c, z_q = coeff. di inerzia sismica (Paolucci & Pecker, 1997)

r_γ = coeff. di Bowles



DATI PROGETTUALI FONDAZIONE PLINTO A BICCHIERE

S1 = larghezza min. "colletto": 1,16 m

S2 = larghezza max. "colletto": 1,28 m

s1 = larghezza sup. "colletto": 0,76 m

s2 = larghezza fondo "colletto": 0,67 m

h_s = altezza del plinto: 0,45 m

b = 0 m: larghezza base del plinto

h_b = 0 m: altezza base del plinto

B = L = larghezza sottoplinto: 1,9 m

h_B = altezza sottoplinto: 0,5 m

D = profondità d'incasso: 1,5 m

DATI PROGETTUALI FONDAZIONE NASTRIFORME

B = larghezza fondazione: 1,0 m

L = lunghezza fondazione: 3,0 m

h = altezza fondazione: 0,40 m

D = profondità d'incasso: 0,60 m

Adottando i parametri geotecnici assunti in precedenza e considerando le geometrie di fondazione sopra indicate, si è calcolato dapprima il valore del carico limite e successivamente, al fine di ottenere il valore di progetto della resistenza del terreno o del "sistema geotecnico" R_d (capacità portante) da confrontarsi con il valore di progetto dell'azione o "effetto dell'azione" E_d nella verifica agli stati limite ultimi SLU, a questo è stato applicato il coefficiente globale di sicurezza $\gamma_R = 2,3$ utilizzando l'Approccio 2 (A1, M1, R3).

INPUT GEOTECNICO	SOTTOPLINTO	NASTRIFORME
FS globale gamma-R	γ_R	2,30
Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)	K_h	0,117
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)	K_{hk}	0,028
Angolo di attrito di progetto, gradi	Φ_d	31,5
Coesione di progetto, kPa	c_d	0
Densità terreno sotto la fondaz, kN m ⁻³	γ'_f	17,65
Densità vespaio o riporto, kN m ⁻³	γ'_v	15,69
Larghezza di fondazione, m	B	1,9
Lunghezza di fondazione, m	L	1,9
Altezza della fondazione, m	h	0,5
Peso della fondazione, kN	P_p	53,5
Profondità di incasso, m	D	1,5
Eccentricità secondo B, m	e_b	0
Eccentricità secondo L, m	e_l	0
Area efficace di fondazione, m ²	A_e	3,61
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0
Forze inerziali del suolo?	z	Sì
Carico limite, kPa	q_{lim}	663,5
CAPACITÀ PORTANTE, kPa	R_d	288,4
kg/cm ²		2,94
		123,2
		1,25

NB: si specifica che il piano di posa delle fondazioni dovrà essere posizionato ad una quota tale per cui il dislivello tra tale piano ed il p.c. sistemato risulti pari ad almeno D = 1,5 m (profondità d'incasso) relativamente al sottoplinto (capannone) e pari ad almeno D = 0,6 m relativamente alla fondazione nastriforme (abitazione).

VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU

COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

La condizione di verifica agli stati limite ultimi SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno viene eseguita tramite una disequazione; il valore di progetto della resistenza del terreno R_d deve risultare maggiore o uguale al valore di progetto dell'azione E_d (carico rapportato all'area di fondazione).

Sono stati considerati i carichi di esercizio di esercizio massimi forniti dal Progettista pari a 60 t per il sottoplinto (capannone) e pari a 1 t/m² per l'abitazione, ai quali è stato cautelativamente applicato il coefficiente parziale $\gamma_{G2/Q} = 1,5$ secondo l'Approccio 2 - A1. A tali carichi è stato sommato il peso proprio delle rispettive fondazioni, ai quali è stato applicato il coefficiente parziale $\gamma_G = 1,3$ per carichi permanenti strutturali, ottenendo i valori del CARICO TOTALE SLU (N_d) da rapportare all'area efficace (A_e) delle fondazioni medesime:

$$\text{CARICO TOTALE agli SLU} \quad \text{SOTTOPLINTO} \quad N_d = (60 \text{ t} \times 1,5) + (5,45 \text{ t} \times 1,3) = 90 \text{ t} + 7,09 \text{ t} = 97,09 \text{ t} \approx 952,2 \text{ kN}$$

$$\text{CARICO TOTALE agli SLU} \quad \text{NASTRIFORME} \quad N_d = (1 \text{ t}/\text{m}^2 \times 3 \text{ m}^2 \times 1,5) + (3 \text{ t} \times 1,3) = 4,5 \text{ t} + 3,9 \text{ t} = 8,4 \text{ t} \approx 82,5 \text{ kN}$$

	N_d kN	A_{eff} m^2	R_d kPa	E_d kPa	esito verifica SLU
CAPANNONE	952,2	3,61	288,4	263,8	$E_d < R_d$ VERIFICATO
ABITAZIONE	82,5	3,00	123,2	27,5	$E_d < R_d$ VERIFICATO

Dovrà essere cura del Progettista, in sede di progettazione esecutiva, verificare le geometrie progettuali considerate e la rispondenza delle ipotesi di carico presunte con le azioni effettivamente indotte sul terreno a seguito della realizzazione delle opere in progetto, comprensive della sollecitazione sismica e del peso proprio delle fondazioni, applicando le azioni caratteristiche dell'Approccio 2 (azioni A1).

COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La sicurezza deve essere valutata confrontando lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Anche in questo caso la condizione di verifica viene eseguita tramite

una disequazione, infatti il valore di progetto della resistenza del sistema R_{ds} deve risultare maggiore o uguale al valore di progetto dell'azione orizzontale E_{ds} . Il valore della resistenza del sistema R_{ds} si calcola come somma del contributo relativo alla componente normale del carico (N_d) ed alla resistenza per attrito ($\tan\delta$), con la resistenza passiva (E_{pd}), applicando il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.1$, secondo la formula:

$$R_{ds} = \frac{N_d \cdot \tan\delta + E_{pd}}{\gamma_R}$$

dove: N_d = componente normale del carico

δ_l = angolo di resistenza per attrito lungo la base, posto normalmente pari a ϕ_{d-M2}

E_{pd} = resistenza passiva, cautelativamente tralasciata (= 0 kPa)

γ_R = coeff. parziale (= 1.1)

Il valore di progetto del carico orizzontale (E_{ds}) viene invece calcolato come somma del carico orizzontale (o spinta statica S_o , dipendente dal peso di volume γ , dalla profondità d'incasso D e dal coeff. di spinta a riposo k_o) e del taglio sismico ($T_k = N_d \cdot K_{hi}$), e risulta dalla seguente relazione:

$$E_{ds} = N_d \cdot K_{hi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_o$$

dove: N_d = componente normale del carico

K_{hi} = inerzia della struttura (= 0,117)

γ = peso di volume (= 15,69 kN)

H = profondità d'incasso (= 1,5/0,6 m)

k_o = coeff. di spinta a riposo, che per i depositi normal-consolidati vale $1 - \sin\phi$ (= 0,56)

Considerando i carichi agli stati limite ultimi (CARICO TOTALE agli SLU) citati precedentemente e sostituendo tali valori nelle precedenti relazioni, si è ottenuto il seguente risultato:

	N_d	R_{ds}	E_{ds}	esito verifica SLU	
	kN	kPa	kPa	E _{ds} < R _{ds}	VERIFICATO
CAPANNONE	952,2	424,0	121,3	E _{ds} < R _{ds}	VERIFICATO
ABITAZIONE	82,5	36,7	11,3	E _{ds} < R _{ds}	VERIFICATO

STABILITÀ GLOBALE

In considerazione dell'assetto geomorfologico del territorio in cui si colloca il sito in esame non si ritiene necessario procedere a verifiche di stabilità dell'insieme opera/terreno.

ANALISI DEI CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione nel caso di sottoplinto per plinto a bicchiere viene svolta sotto le seguenti ipotesi (*Fraser e Wardle, 1976*):

- il comportamento della fondazione tiene conto dell'interazione tra la stessa ed il terreno
- il terreno è schematizzato come un mezzo elastico omogeneo indefinito
- la fondazione è considerata perfettamente liscia, caricata uniformemente, avente rigidezza di valore definito

Con tali ipotesi, nota la rigidezza della struttura, la soluzione viene a dipendere dalla sua geometria e dalle caratteristiche di deformabilità e dal *coefficiente di Poisson* del terreno.

CALCOLO DELLA RIGIDEZZA DELLA FONDAZIONE

Il fattore di rigidezza K_R viene definito come:

$$K_R = \frac{E_r}{E_c} \cdot \frac{(1 - v_s^2)}{(1 - v_r^2)} \cdot \frac{J_y}{B \cdot h^3} \quad (\text{sottoplinto}) \qquad K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_r}{E_c} \cdot \frac{(1 - v_s^2)}{(1 - v_r^2)} \cdot \frac{h^3}{B^3} \quad (\text{cordolo})$$

dove: E_r = modulo di compressibilità del calcestruzzo = 2800000 t/m²

E_c = modulo di compressibilità del terreno = 1884 t/m²

v_s = rapporto di *Poisson* del terreno = 0,3

v_t = rapporto di *Poisson* della fondazione = 0,2

B = base della fondazione

h = spessore della fondazione

J_y = momento d'inerzia della sezione trasversale rispetto a $y - y$, che per una fondazione del tipo "a bicchiere" caratterizzata da una sezione trasversale rappresentabile secondo lo schema sotto riportato vale:

$$J_y = \frac{1}{12} \cdot [(h_B \cdot B^3) + (h_b \cdot b^3) + (h_s \cdot S^3)]$$

la fondazione viene considerata *rigida* se $K_R > 10$ ovvero *flessibile*, se $K_R < 0,05$.

Sostituendo i corrispondenti valori nella precedente relazione si sono ottenuti valori del fattore di rigidezza pari a $K_R = 37,22$ relativamente alla fondazione a sottoplinto per plinto "a bicchiere" (capannone) e pari a $K_R = 120,22$ relativamente alla fondazione a cordolo (abitazione).

CALCOLO DEL CEDIMENTO MASSIMO

Il cedimento massimo si verifica al centro della fondazione, infatti recenti studi dimostrano che in corrispondenza degli spigoli si osservano valori pari a circa il 70% del cedimento osservato in corrispondenza della verticale baricentrica. Ai fini del calcolo del cedimento massimo è necessario definire il coefficiente di influenza I_A , dipendente dalla forma della fondazione, dallo spessore dello strato compressibile e dalla profondità del piano di posa. Tale coefficiente è ricavabile secondo un opportuno procedimento analitico, proposto da *Tsytovich (1976)* che tiene conto della geometria della fondazione, del punto di applicazione del carico e delle ipotesi di calcolo relative al mezzo considerato (mezzo omogeneo indefinito, semispazio omogeneo, strato omogeneo di spessore limitato). Nel caso più generale di un'area di carico quadrata o rettangolare poggiata su un mezzo elastico di limitato spessore, la soluzione si esprime nella forma:

$$S_d = \frac{N_{SLE}}{A_e} \cdot B \cdot \frac{(1 - v_s^2)}{E_d} \cdot I_A$$

dove: N_{SLE} = carico di progetto agli SLE

A_e = area della fondazione

v_s = rapporto di *Poisson* del terreno = 0,3

E_d = modulo di compressibilità del terreno

I_A = coeff. di influenza

Qualora si voglia valutare il cedimento di un'area di carico su mezzo omogeneo indefinito, limitando però l'integrazione ad una zona attiva di spessore definito h , il coefficiente d'influenza I_A andrebbe corretto applicando gli opportuni rapporti h/B , idoneamente tabellati (*Berardi, 1992*). Tuttavia, tali rapporti indicano che l'errore che si commette se si assimila il volume di integrazione ad uno strato di spessore finito diviene sensibile solo quando il rapporto h/B diventa minore o uguale a 0,5. Pertanto, l'usuale procedimento di ricorrere a soluzioni che implicano l'ipotesi di uno strato di spessore finito, si ritiene validamente giustificata.

Considerando i carichi massimi agli stati limite di esercizio SLE, ai quali è stato sommato il peso proprio delle rispettive fondazioni, e sostituendo tali parametri nella precedente relazione si è ottenuto il seguente valore del cedimento:

CARICO TOTALE agli SLE	CAPANNONE	$N_{SLE} = 60 \text{ t} + 5,93 \text{ t} = 65,93 \text{ t}$
CARICO TOTALE agli SLE	ABITAZIONE	$N_{SLE} = 3 \text{ t} + 3 \text{ t} = 6 \text{ t}$

	B	J_y	K_R	I_A	N_d	S_d
	m				kN	cm
CAPANNONE	1,90	0,34433	37,22	0,86482	65,45	1,44
ABITAZIONE	1,00	/	120,22	0,81052	6,00	0,08

VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La condizione di verifica agli stati limite di esercizio SLE viene eseguita tramite una disequazione, per la quale il valore del carico di progetto N_{SLE} deve essere uguale o minore del valore del carico C_d , che causa verosimilmente un cedimento S_c corrispondente alla soglia massima tollerabile. Analogamente è possibile confrontare i valori di cedimento S_d ricavati applicando i carichi di esercizio N_{SLE} con il valore S_c corrispondente alla soglia massima tollerabile. Tale valore può essere assimilato al valore di cedimento ammissibile per fondazioni a plinto su terreni sabbiosi proposto da *Grant et al. (1974)* ed espresso dalla relazione $S_{amm} = \beta_{amm} \cdot 15000$, dove per una rotazione relativa $\beta_{amm} = 1/500$ (valore limite di rotazione relativa per il qua-

le non si osservano fessurazioni in edifici con struttura portante in calcestruzzo armato e murature di tamponamento secondo *Polshin & Tokar, 1957*) si ottiene $S_c = 3,0$ cm.

	S_d cm	S_c cm	esito verifica SLE	
CAPANNONE	1,44	3,0	$S_d < S_c$	VERIFICATO
ABITAZIONE	0,08	3,0	$S_d < S_c$	VERIFICATO

Dovrà essere cura del Progettista, in sede di progettazione esecutiva, verificare la geometria progettuale considerata e la rispondenza delle ipotesi di carico presunte con le azioni effettivamente indotte sul terreno a seguito della realizzazione delle opere in progetto, comprensive della sollecitazione sismica e del peso proprio delle fondazioni.

CONCLUSIONI

Lo studio eseguito consente di esprimere le seguenti considerazioni:

- Secondo quanto indicato sulla *Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica* (dott. geol. *Saudino Dughera B., 2020*), l'area oggetto d'intervento si colloca tra le porzioni di territorio appartenenti alla SOTTOCLASSE IIa.
- Sulla tavola medesima è riportata la fascia di inedificabilità del Canale del Molino, localizzato immediatamente ad ovest dell'area d'indagine; si specifica che i fabbricati in progetto verranno realizzati esternamente a tale fascia.
- Secondo quanto indicato sulla *Tavola 3 est – Planimetria di progetto, sviluppi del PRGC*, allegata al PRGC del comune di Bruino, l'area si localizza all'interno delle "Aree IDR" caratterizzate dalla presenza della falda acquifera a profondità comprese tra -3 e -5 m dal piano campagna.
- Considerando che la distanza tra il piano di fondazione ed il livello di massima escursione della falda risulta pari a: 2,50 m (profondità livello massima escursione dal p.c. originario) – 1,50 m (profondità massima piano di fondazione dal p.c.) = 1,10 m, si conferma il rispetto del "franco minimo di 1 m tra la quota d'imposta delle fondazioni e il livello di massima escursione della falda idrica superficiale", previsto per le porzioni di territorio ricadenti all'interno delle Aree IDR (art.20 delle NTA), classificate in Classe IIa (art.20 bis delle NTA).
- Secondo quanto indicato sulla *Tavola 3 ovest – Planimetria di progetto, sviluppi del PRGC*, allegata al PRGC del comune di Bruino, la porzione nordorientale dell'area oggetto d'intervento si localizza all'interno della fascia di rispetto di un pozzo idropotabile. Si specifica che i fabbricati in progetto verranno realizzati esternamente alla fascia di rispetto medesima.
- Considerando che il progetto prevede la formazione di due aree pavimentate destinate a parcheggio autoveicoli (una dedicata ai mezzi pesanti afferenti l'attività aziendale e l'altra dedicata agli autoveicoli ordinari), si specifica che l'eventuale smaltimento nel sottosuolo delle acque meteoriche provenienti da tali superfici dovrà necessariamente avvenire all'esterno della fascia di rispetto del pozzo idropotabile, così come disposto dal D.Lgs. n.152/2006, art.94, comma 4, lettera d).
- Le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, valutate sulla base dei dati disponibili, possono definirsi discrete, tuttavia il comportamento geotecnico appare condizionato dalla possibilità che possano verificarsi oscillazioni sismiche. In particolare potranno assumersi i seguenti valori di capacità portante ammissibile (calcolata con l'Approccio 2):
 - pari a $R_d = 2,94 \text{ kg/cm}^2$ calcolata per un sottoplinto per "plinto a bicchiere" (capannone) caratterizzato da valori di larghezza $B = 1,9 \text{ m}$ e altezza $h = 0,50 \text{ m}$ ed il cui piano d'imposta sia localizzato ad una profondità pari ad almeno $D = 1,50 \text{ m}$ rispetto al p.c. sistemato, in condizioni di eccentricità nulla;
 - pari a $R_d = 1,25 \text{ kg/cm}^2$ calcolata per una fondazione nastriforme (abitazione) caratterizzato da valori di larghezza $B = 1,0 \text{ m}$, larghezza $L = 3,0 \text{ m}$ e altezza $h = 0,40 \text{ m}$ ed il cui piano d'imposta sia localizzato ad una profondità pari ad almeno $D = 0,60 \text{ m}$ rispetto al p.c. sistemato, in condizioni di eccentricità nulla.

- La verifica agli stati limite ultimi SLU per carico limite ha consentito di accertare che il valore del carico di progetto fornito dal Progettista, sommato al peso proprio delle fondazioni e rapportato all'area di fondazione (valore di progetto dell'azione E_d), risulta inferiore al valore di progetto della resistenza del terreno (R_d) calcolato per ciascuna tipologia e geometria di fondazione considerata.
- La verifica agli stati limite ultimi SLU per scorrimento ha consentito di accertare che l'azione di progetto del carico orizzontale (valore di progetto dell'azione E_{ds}) risulta inferiore al valore di progetto della resistenza orizzontale del terreno R_{ds} calcolato per ciascuna tipologia e geometria di fondazione considerata.
- In considerazione dell'assetto geomorfologico del territorio in cui si colloca il sito in esame non si ritiene necessario procedere a verifiche di stabilità dell'insieme opera/terreno.
- La verifica agli stati limite di esercizio SLE ha evidenziato che il valore di cedimento S_d ricavato applicando il carico di progetto massimo considerato, sommato al peso delle fondazioni, risulta inferiore al valore della soglia massima tollerabile S_c calcolata per ciascuna tipologia e geometria di fondazione considerata.
- Dovrà essere cura del Progettista, in sede di progettazione esecutiva, verificare le geometrie progettuali considerate e la rispondenza delle ipotesi di carico presunte con le azioni effettivamente indotte sul terreno a seguito della realizzazione delle opere in progetto, comprensive della sollecitazione sismica e del peso proprio delle fondazioni.
- Per quanto riguarda le opere di scavo da eseguirsi nell'ambito dell'intervento, secondo quanto disposto dagli art.118 e 119 del D.L. 09/04/2008 n.81 “Attuazione dell'art.1 della L. 03/08/2007 n.123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro”, gli scavi dovranno essere eseguiti procedendo per settori successivi provvedendo all'immediata armatura delle pareti attraverso opere di sostegno provvisionali, che dovranno sporgere dal ciglio di almeno 30 cm. Si raccomanda di eseguire, per quanto possibile, le operazioni di sbancamento in periodi non piovosi, in ogni caso qualora i fronti di scavo dovessero essere interessati da precipitazioni meteoriche dovranno essere prontamente protetti con un idoneo rivestimento costituito da teli impermeabili.

Sulla base dei dati ricavati dalla verifica dell'assetto stratigrafico locale, dai calcoli relativi alla capacità portante ed ai cedimenti del sistema terreno/fondazioni, eseguiti adottando parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione statistica dei dati disponibili, subordinatamente all'osservanza delle suddette indicazioni, si conferma la compatibilità geologico-geotecnica e geomorfologico-idraulica del territorio con l'esecuzione delle opere in progetto.

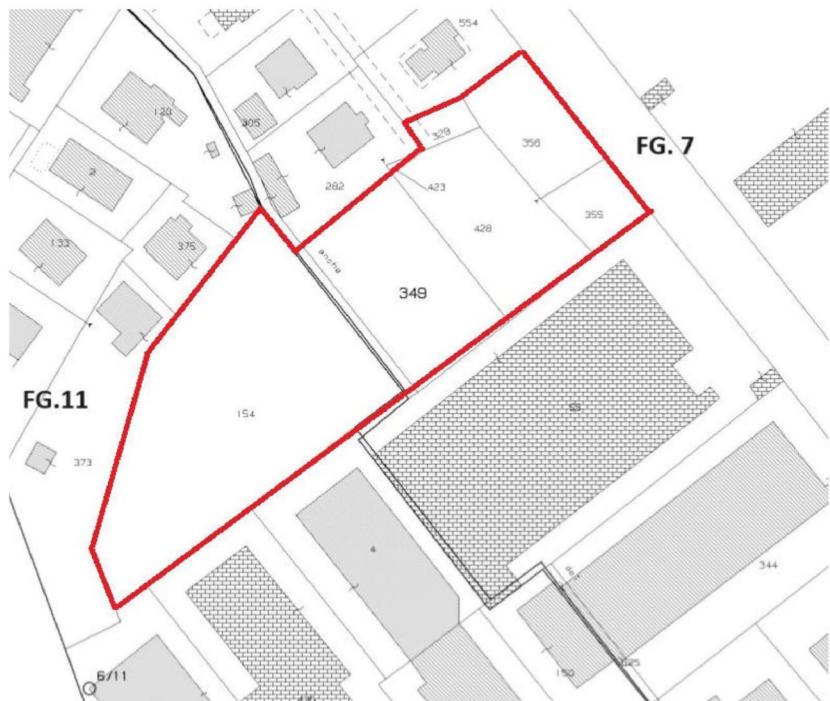
il tecnico
dott. geol. Paolo BARILLÀ



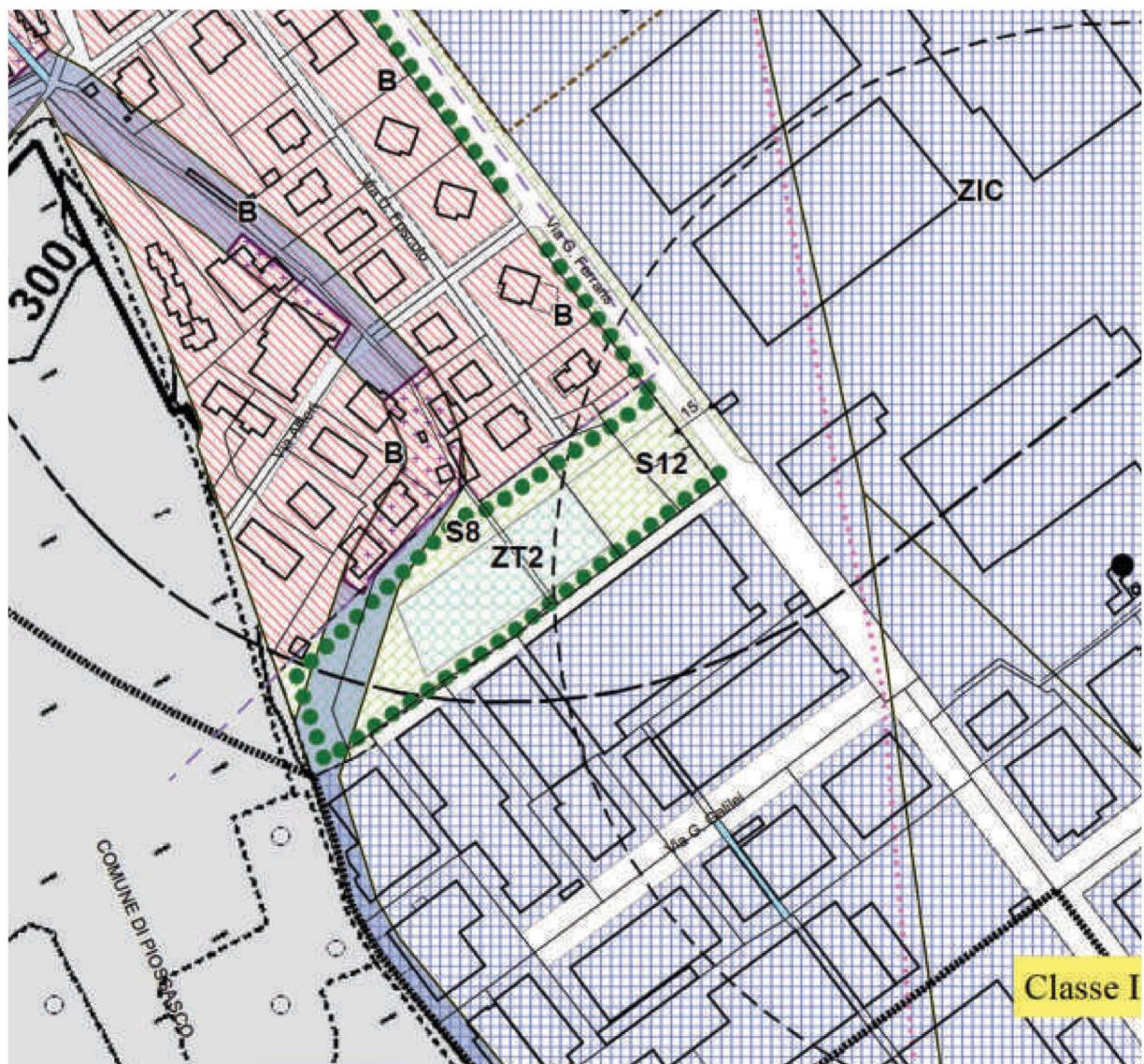
ELENCO ALLEGATI

- 1. Estratto di mappa ed estratto di PRGC del comune di Bruino (TO)**
- 2. Planimetria intervento in progetto**
- 3. Pianta intervento in progetto**
- 4. Sezione S-03 intervento in progetto**
- 5. Tabulato e grafico prova penetrometrica dinamica scpt1 realizzata nel novembre 2020 in via Puccini**
- 6. Rapporto di prova relativo all'indagine geofisica realizzata nel giugno 2023 in via Rivoli 10**

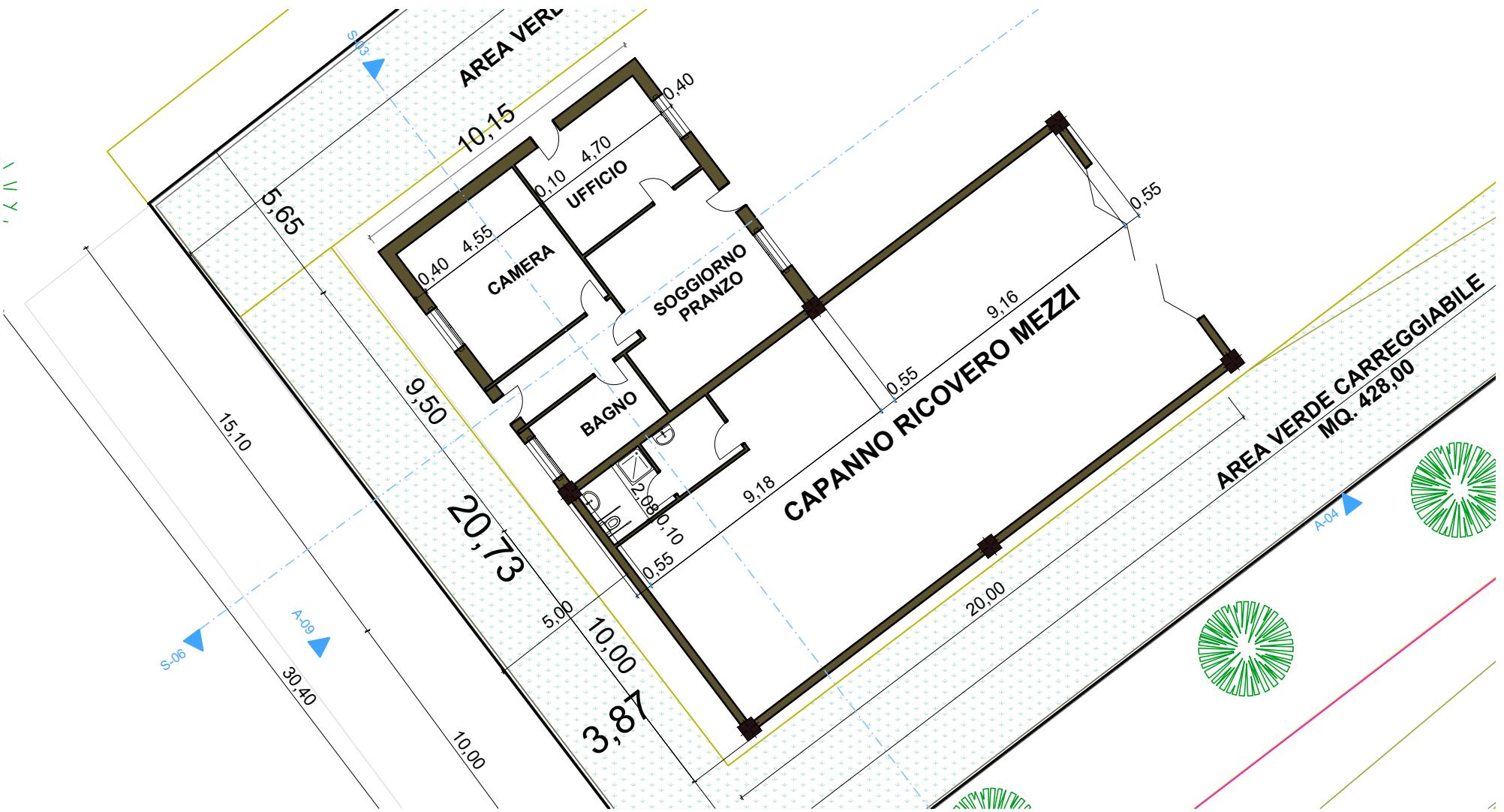
ESTRATTO MAPPA FG. 7 E FG.11



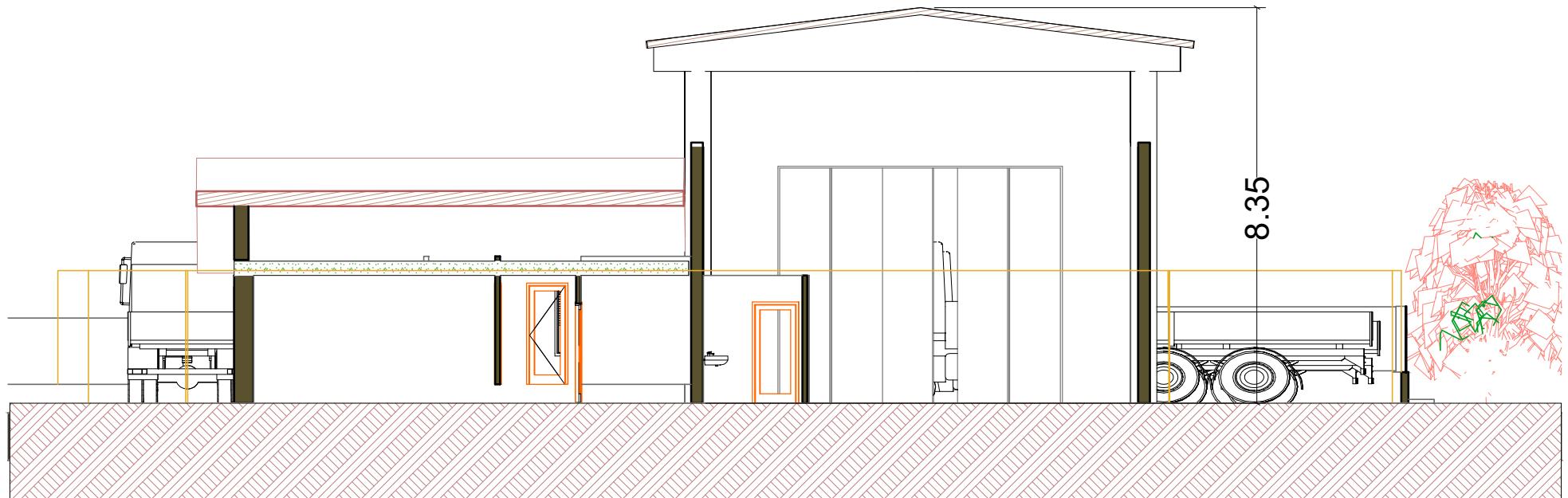
ESTRATTO P.R.G.C.







SEZIONE S-03





Vicolo Salzea,n.24 -10228 TROFARELLO (TO)
Tel e Fax 011-6490619

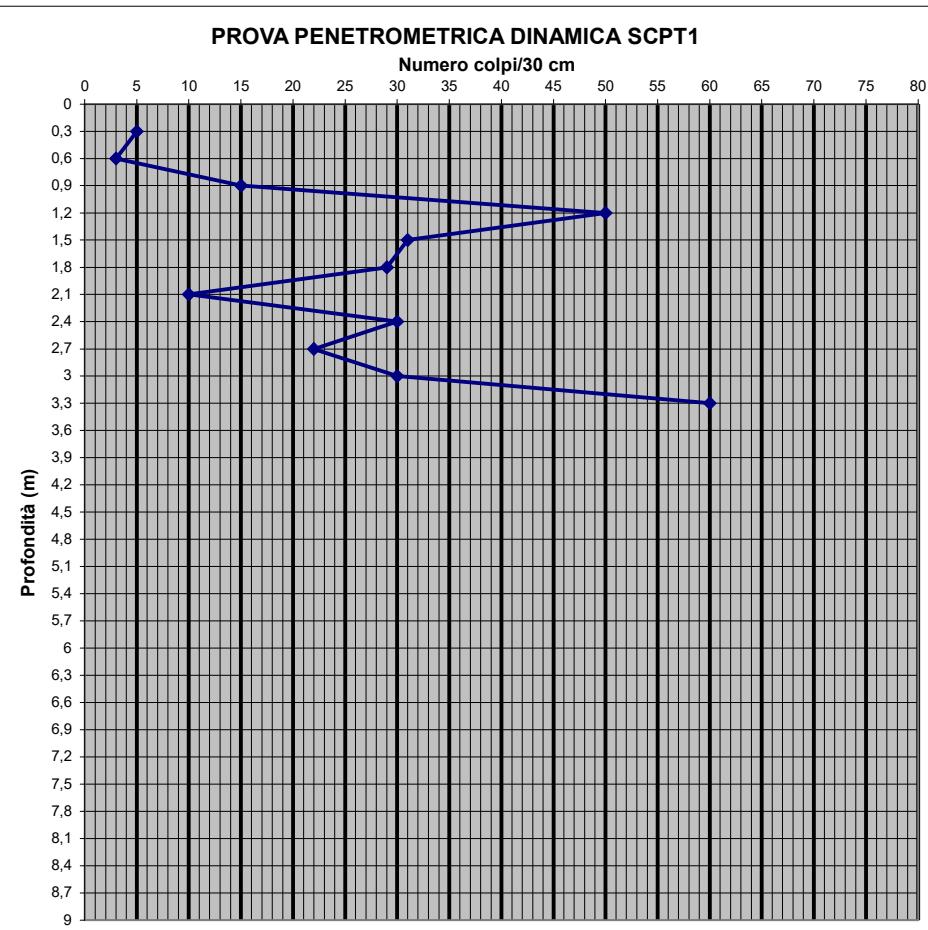
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT 1

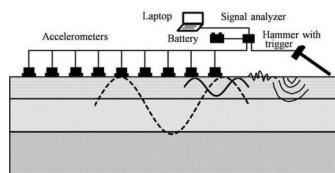
Ubicazione: via Puccini - Area C*G lotto 4, Bruino (To)

Lon.45,007319 - Lat.7,473801

Data: 05/11/2020

N colpi	Profondità
	m
	0
5	0,3
3	0,6
15	0,9
50	1,2
31	1,5
29	1,8
10	2,1
30	2,4
22	2,7
30	3
60	3,3
	3,6
	3,9
	4,2
	4,5
	4,8
	5,1
	5,4
	5,7
	6
	6,3
	6,6
	6,9
	7,2
	7,5
	7,8
	8,1
	8,4
	8,7
	9
	9,3
	9,6
	9,9
	10,2
	10,5
	10,8
	11,1
	11,4
	11,7
	12
	12,3
	12,6
	12,9
	13,2
	13,5
	13,8
	14,1
	14,4
	14,7
	15





**Studio di Geologia
GEOCUBE**

**Piazza Statuto, 7
15033 Casale Monferrato - AL
email: info@studiogeologiageo3.it**

Data: 15/06/2023

Il committente:

**AREA '77 s.r.l.
Corso Re Umberto n.26
10128 TORINO**

**Indagini geofisiche tramite tecnica MASW
1 stendimento
via Rivoli 10 – Bruino (TO)**

Easy MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidezza.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidezza.

Modi di vibrazione

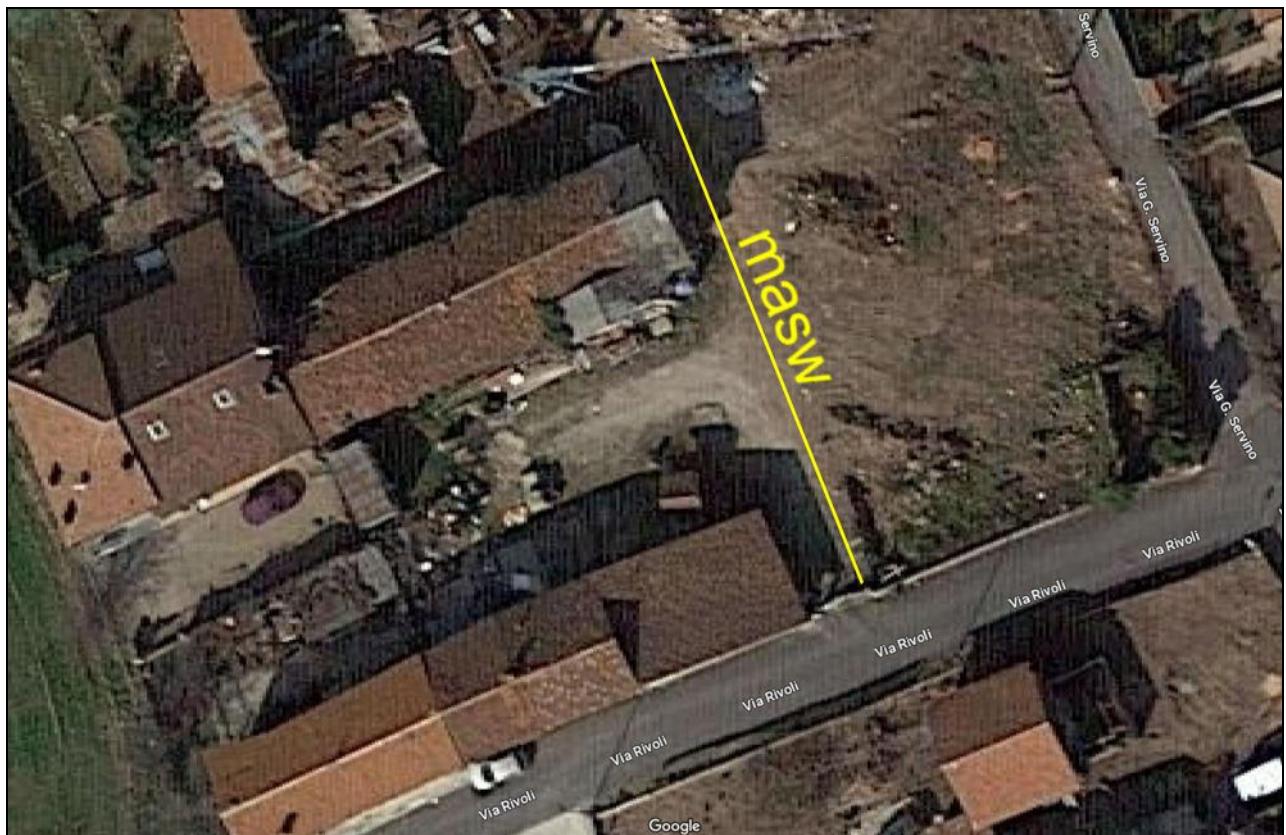
Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

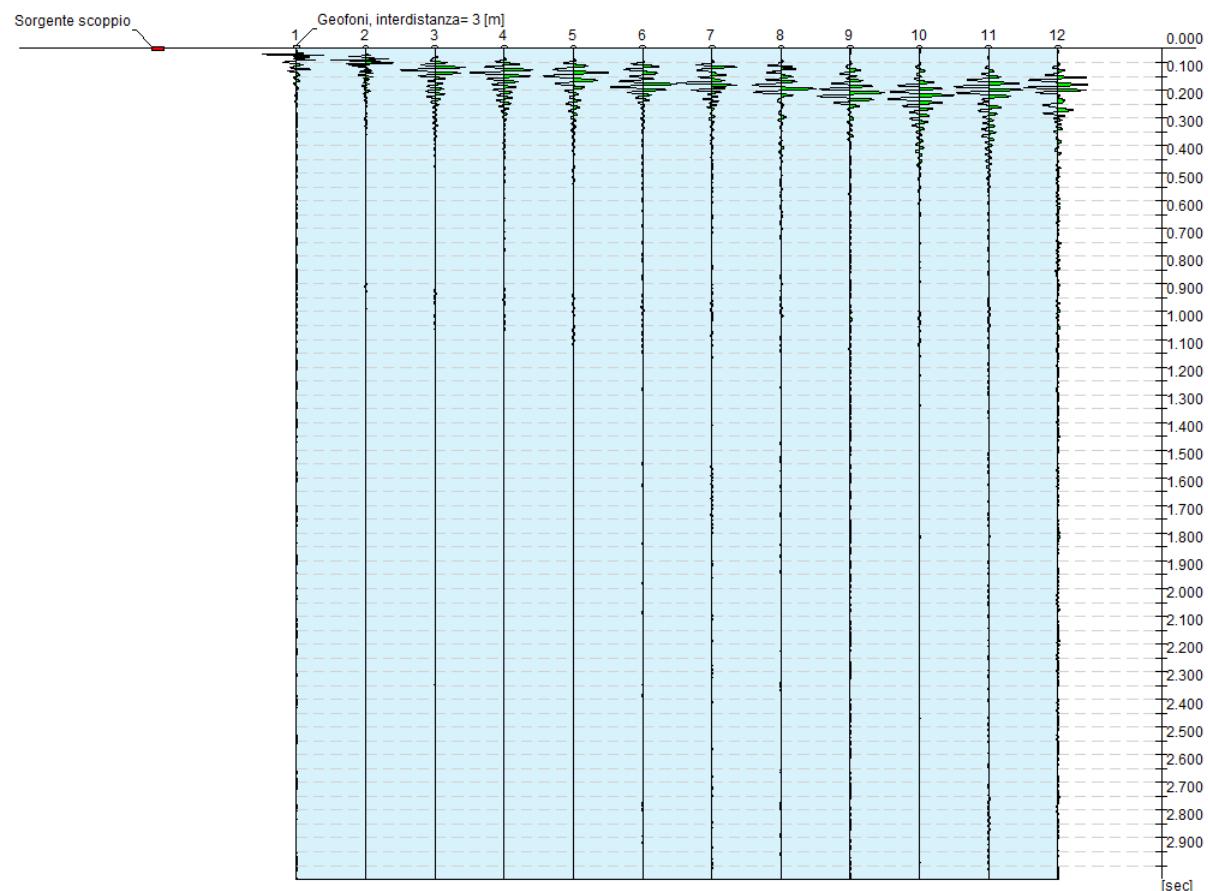
Dati generali

Committenti	AREA '77 s.r.l.
Cantiere	Bruino (TO) – via Rivoli 10
Data	15/06/2023
Latitudine stendimento	45,018091 (baricentro)
Longitudine stendimento	7,478995 (baricentro)



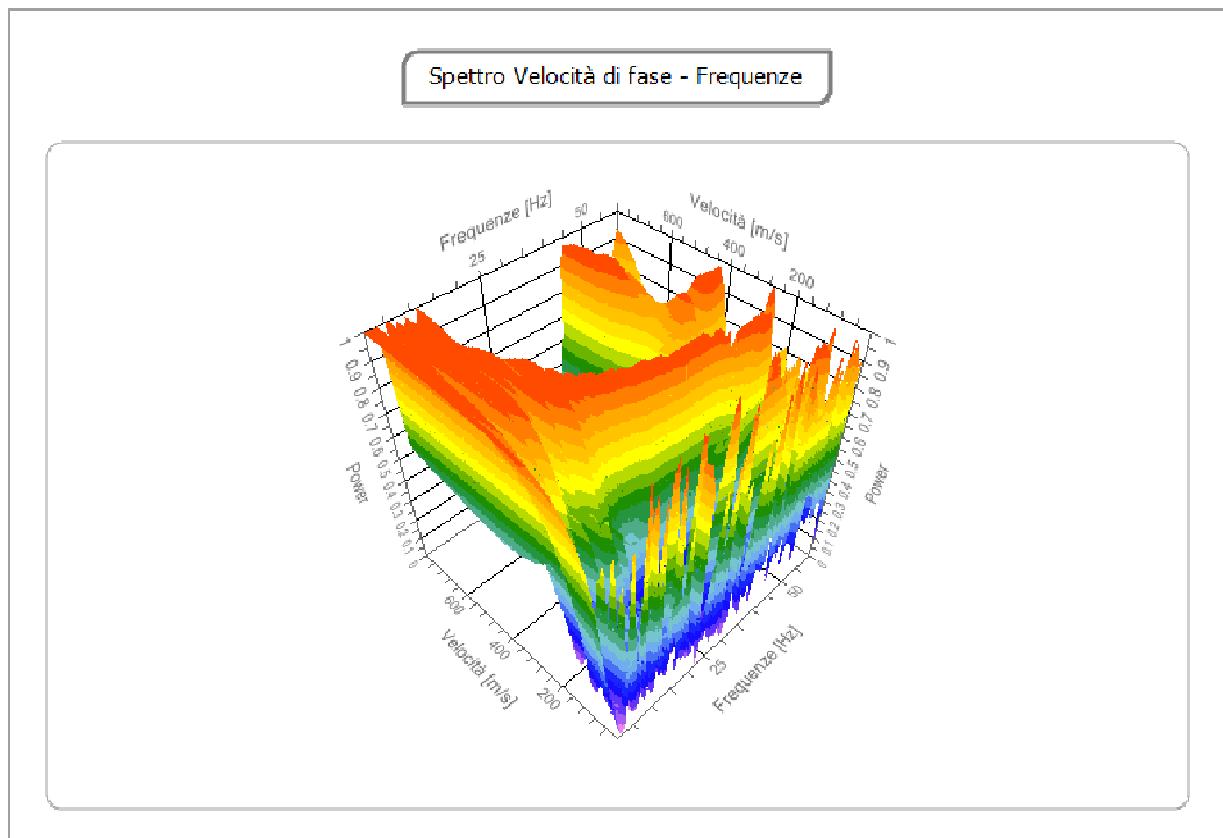
Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	2000.0
Interdistanza geofoni [m]	3.0
Periodo di campionamento [msec]	0.20



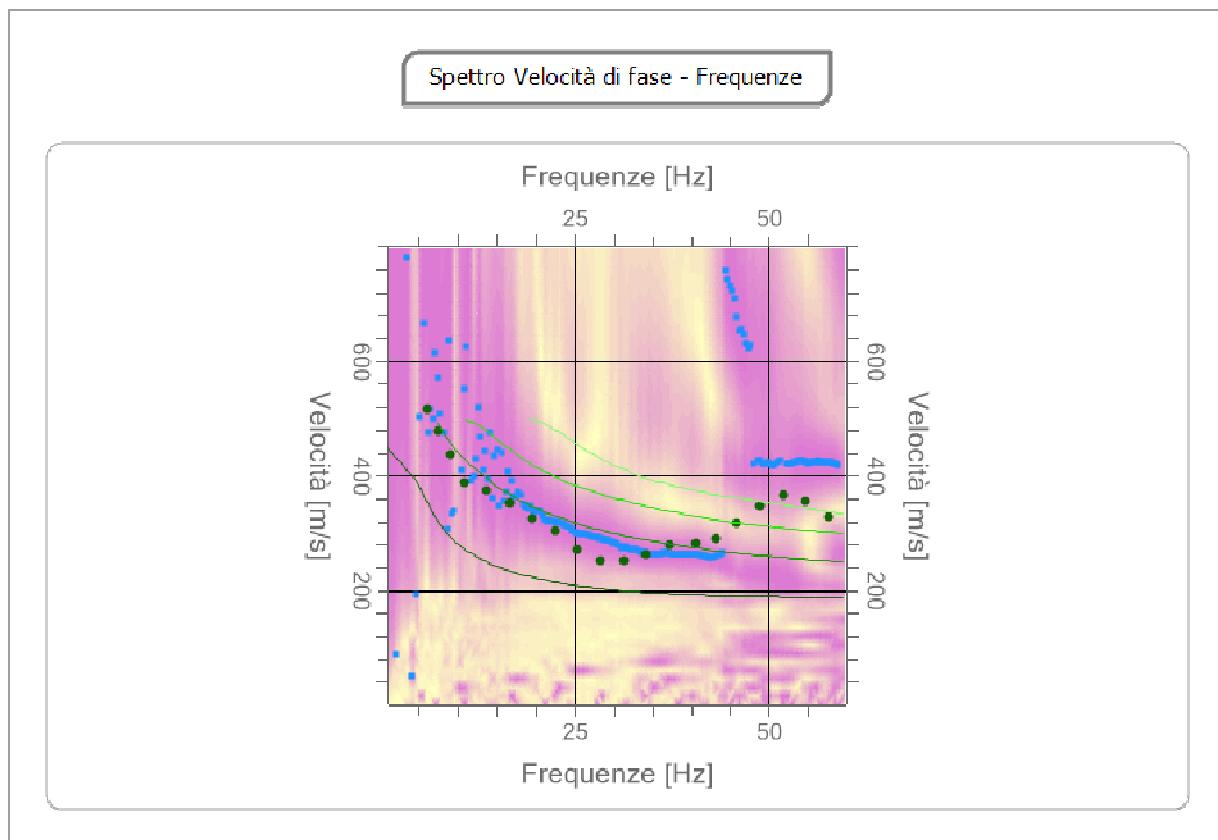
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	6.0	516.1	0
2	7.5	478.1	0
3	9.0	437.1	0
4	10.8	387.0	0
5	13.7	374.1	0
6	16.6	351.9	0
7	19.6	326.5	0
8	22.5	302.9	0
9	25.4	271.9	0
10	28.3	252.7	0
11	31.3	252.4	0
12	34.2	261.6	0
13	37.1	278.7	0
14	40.7	282.0	0
15	43.3	290.7	0
16	45.9	317.1	0
17	48.9	346.4	0
18	51.8	367.5	0
19	54.7	356.8	0
20	57.6	328.1	0

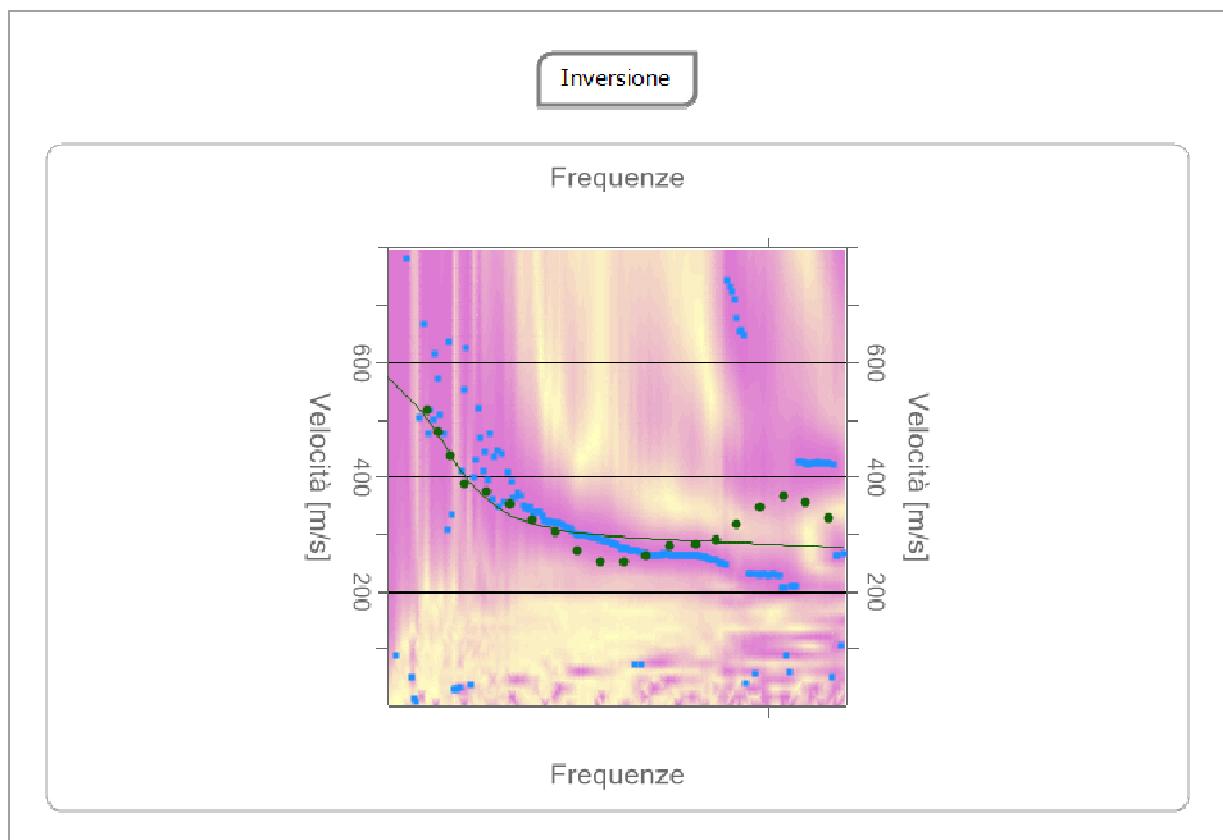


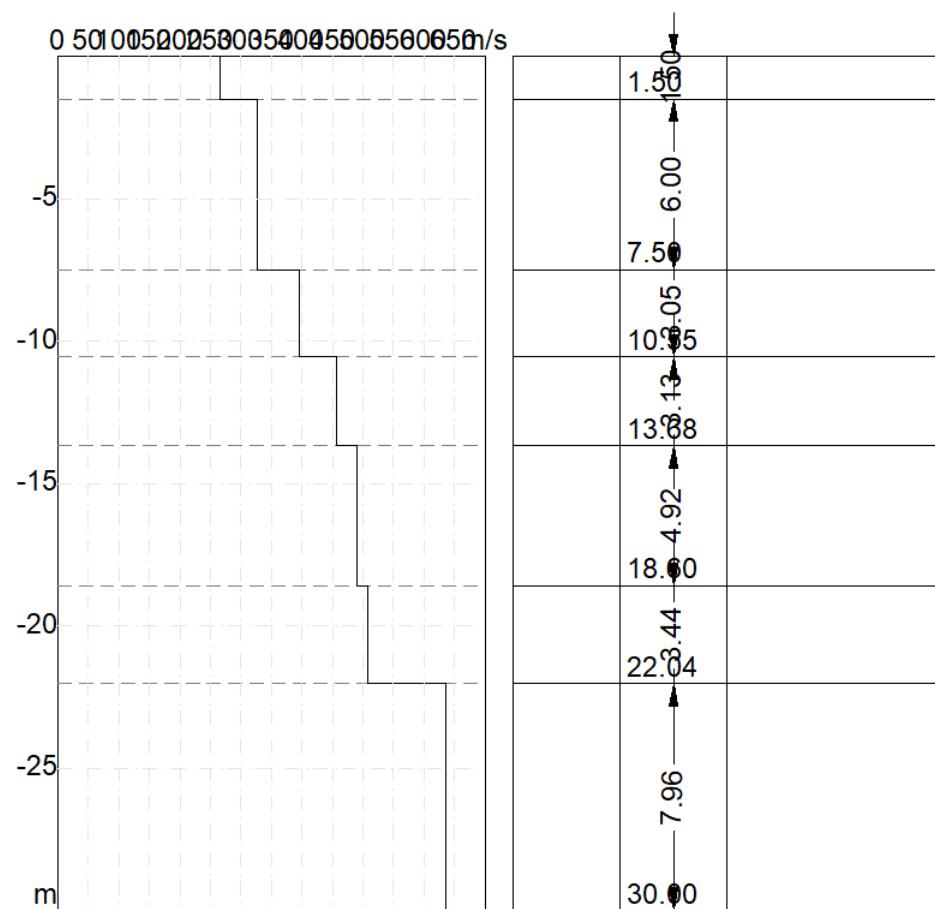
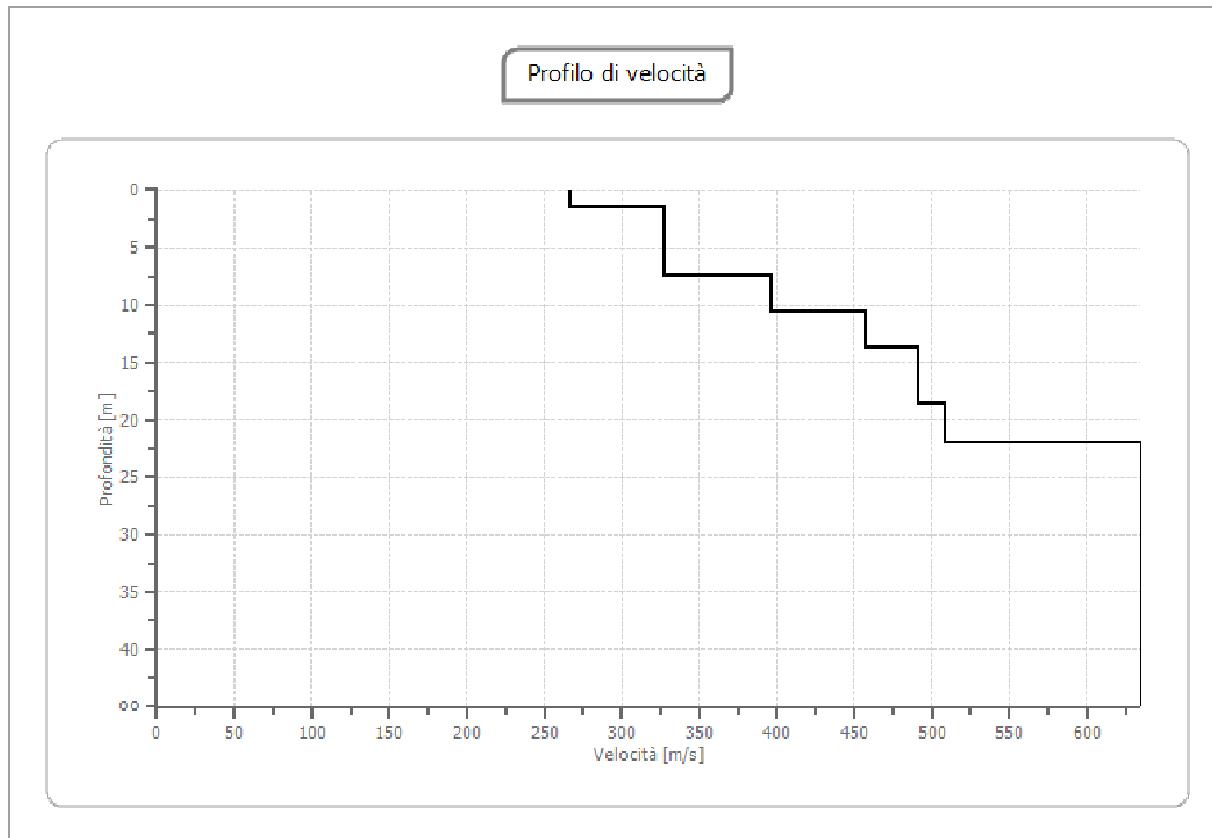
Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.50	1.50	1800.0	0.3	498.7	266.6
2	7.50	6.00	1800.0	0.3	612.3	327.3
3	10.55	3.05	1800.0	0.3	741.3	396.3
4	13.68	3.13	1800.0	0.3	855.9	457.5
5	18.60	4.92	1800.0	0.3	918.6	491.0
6	22.04	3.44	1800.0	0.3	951.0	508.3
7	oo	oo	1800.0	0.3	1188.2	635.1

Percentuale di errore 1,173 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0,115





Risultati

Vs30 [m/sec] | 442,36
Categoria del suolo | B

Suolo di tipo B: *Rocce tenere o depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coeff. Poisson	G ₀ [kg/cm ²]	Ed [kg/cm ²]	M ₀ [kg/cm ²]	Ey [kg/cm ²]
1	1.50	1.50	266.56	498.68	1800.00	0.30	127.89	447.63	277.10	332.53
2	7.50	6.00	327.31	612.33	1800.00	0.30	192.83	674.92	417.81	501.37
3	10.55	3.05	396.25	741.32	1800.00	0.30	282.63	989.19	612.36	734.83
4	13.68	3.13	457.50	855.91	1800.00	0.30	376.76	1318.65	816.31	979.57
5	18.60	4.92	491.01	918.60	1800.00	0.30	433.97	1518.89	940.27	1128.32
6	22.04	3.44	508.32	950.98	1800.00	0.30	465.10	1627.84	1007.71	1209.26
7	oo	oo	635.11	1188.19	1800.00	0.30	726.06	2541.21	1573.13	1887.76

G₀: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M₀: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young.

