

Regione  Piemonte



Regione Piemonte
Città Metropolitana di Torino
Città di Collegno

Luogo di progetto - I Bordi della città
e le aree di Via De Amicis
PROGETTO DI MASSIMA
relativo ai
"COMPARTI N° 2-3"

Proponenti:

-ADELFIA S.R.L.;

-CERVI S.R.L.;

-EDIFIN S.R.L.;

-GAMMA S.R.L.;

-METRO S.R.L.;

Progetto:

STUDIO MELLANO ASSOCIATI

ARCHITETTURA URBANISTICA

C.so Moncalieri, 56 - 10133 TORINO

STUDIO ARCH. MASSIMILIANO MANTOVANI ZANGARINI
Via Belfiore, 13 - Collegno

Competenze specialistiche:
STUDIO TECNICO GEOM. GIOVANNI GROSSO
Via N. Sauro, 46 - Collegno

versione	data	oggetto
00	dicembre 2013	Prima emissione
01	marzo 2015	Aggiornamento a seguito istruttoria
02	gennaio 2016	Aggiornamento a seguito istruttoria
03	luglio 2016	Aggiornamento a seguito istruttoria

TITOLO TAVOLA: Relazione Geologica, Geotecnica, Sismica	NUMERO TAVOLA: 6.2
	scala -

geol. Giuseppe Genovese geol. Fabrizio Gola geol. Pietro Campantico

genovese & associati
genovese & associati

Regione Piemonte

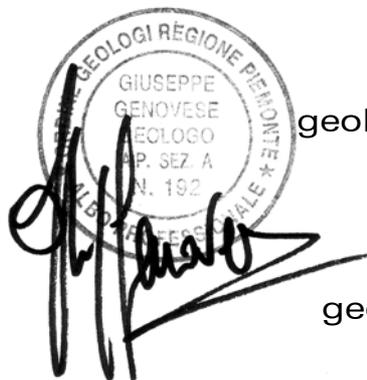
Comune di Collegno

via de Amicis – Comparti n°2 e 3

Progetto di massima in attuazione dei Comparti
n.2 e 3 del luogo di progetto di PRGC “I bordi
della città e le aree di via De Amicis”

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA
ai sensi D.M.11/03/88 - D.M.14/01/08

29 settembre 2014



The stamp is circular with the text: "ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE", "GIUSEPPE GENOVESE", "GEOLOGO", "A.P. SEZ. A", "N. 192", and "ALBO PROFESSIONALE".

geol. Giuseppe Genovese

Collaboratore:
geol. Silvia Ambrosio

geol. Pietro Campantico



The stamp is circular with the text: "ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE", "PIETRO CAMPANTICO", "GEOLOGO", "A.P. SEZ. A", "N. 434", and "ALBO PROFESSIONALE".

1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine condotta ai sensi del vigente **D.M. 11/03/88**, *"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 e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione"* e del **D.M. 14/01/08** *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Lo studio si prefigge la verifica delle caratteristiche geologiche, geotecniche, idrogeologiche e sismiche del terreno interessato dal **Progetto di massima in attuazione dei Comparti n.2 e 3 del luogo di progetto di PRGC "I bordi della città e le aree di via De Amicis"** in Collegno (TO), in corrispondenza degli ambiti territoriali compresi tra la suddetta via De Amicis, corso Cervi, via Fermi e via Tampellini.

Nella presente relazione vengono pertanto presi in esame i seguenti aspetti geologici, geotecnici e idrogeologici:

- caratterizzazione geomorfologica, geologica ed idrogeologica dell'area;
- caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni;
- individuazione delle problematiche geologico-tecniche connesse alla realizzazione dell'intervento in progetto e verifica delle più idonee soluzioni fondazionali, per quanto in termini di massima stante l'avanzamento progettuale;
- verifica della compatibilità tra l'assetto del territorio e la trasformazione in progetto.

A tal fine sono state eseguite in situ specifiche indagini geognostiche mirate alla caratterizzazione geotecnica, ambientale e sismica del sottosuolo, consistite nell'effettuazione di

- n°1 sondaggio ambientale e geognostico a carotaggio continuo (S1) spinto fino a 15 m di profondità, corredato dall'esecuzione di prove SPT in foro (Standard Penetration Test) a differenti profondità, per un totale di n°6 prove SPT.
- n°5 saggi esplorativi mediante miniescavatore cingolato spinti fino a profondità di 3,0 m c.ca dal p.c., finalizzati alla caratterizzazione ambientale dell'area ed alla verifica areale dell'assetto stratigrafico superficiale
- n°1 indagine geofisica attiva di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) per la valutazione della distribuzione della velocità delle onde sismiche nel sottosuolo e per il conseguente calcolo del parametro Vs30.

La campagna d'indagine è stata affiancata da un dettagliato rilevamento geolitologico e geomorfologico di superficie del sito d'intervento e di un suo significativo intorno e dalla raccolta ed organizzazione dei dati geologici e stratigrafici esistenti, con particolare riguardo alle indagini geognostiche effettuate dallo scrivente nelle immediate vicinanze in aree del tutto omologhe per assetto geologico e geomorfologico.

I sopralluoghi e i rilievi tecnici sono stati effettuati nella seconda metà di settembre 2014.

2. STATO DI FATTO, OPERE IN PROGETTO E SITUAZIONE NORMATIVA

L'intervento interessa la porzione territoriale del territorio comunale di Collegno all'interno dell'area industriale posta a est del concentrico abitativo, nel settore compreso tra il Fiume Dora Riparia a nord e la Ferrovia Torino-Modane a sud. Nel dettaglio i Comparti 2 e 3 oggetto del progetto di massima si adagiano in corrispondenza della porzione territoriale compresa tra Via De Amicis a sud, viale Certosa a nord e corso Fratelli Cervi a ovest, interessando un settore attualmente in parte prativo, in parte destinato a parcheggio (settore ovest) o localmente adibito a deposito per i cantieri contigui (cfr. intersezione via Fermi e via Sassi) e in minima parte occupato da fabbricati (porzione centro-meridionale).

Trattasi di aree subpianeggianti contornate per lo più da una viabilità in rilevato, localmente solcate da tracce discontinue di un antico reticolo irriguo oramai abbandonato.

Gli interventi di cui al progetto di massima prevedono la realizzazione di nuovi fabbricati a destinazione terziario-produttivo nel Comparto 2 e a destinazione terziario-produttivo e residenziale nel Comparto 3; una parte delle aree infine sarà dismessa a area per servizi e viabilità con la formazione di reti e infrastrutture funzionali.

Come si evince dalla **Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e della idoneità all'utilizzazione urbanistica** allegata al Progetto Definitivo di P.R.G.C. adottato l'area in oggetto risulta ascritta alla **Classe I** indicata come "*Aree con pericolosità geomorfologica tale da non imporre limitazioni alle scelte urbanistiche.*"

Nel "**PIANO STRALCIO per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti, approvato con D.P.C.M. in data 24 maggio 2001 e successivamente integrato dal Piano Stralcio di Integrazione al PAI approvato con D.P.C.M. in data 27 aprile 2006, non sussistono segnalazioni e perimetrazioni riguardanti i settori in esame.

Sulla base della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011** "D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese" pubblicata sul B.U.R. n°50 del 15/12/11 la città di Collegno ricade in zona 4.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area d'intervento, localizzabile sulla Sezione n°155120 - scala 1:10.000 - della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte ad una quota media del piano campagna di 288 m c.ca s.l.m.m., si situa nella porzione sud-orientale del territorio comunale di Collegno, immediatamente a nord del cavalcavia di corso Francia, nel settore compreso tra via De Amicis a sud e viale Certosa a nord.

I dati disponibili permettono di ascrivere la quasi totalità del territorio comunale di Collegno e, in particolare, l'area in studio all'interno dell'alta pianura terrazzata costituita dai depositi pleistocenici ghiaioso-sabbiosi (*FLUVIOGLACIALE e FLUVIALE RISS*) che, ad Ovest, si raccordano con le cerchie moreniche rissiane dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana.

Si tratta di depositi continentali che risultano terrazzati sulle più recenti *ALLUVIONI ANTICHE e MEDIO-RECENTI* e sui depositi *FLUVIOGLACIALI WÜRMIANI* che bordano il corso della Dora Riparia, drenante la porzione centrale dell'area comunale con deflusso da Ovest verso Est: i terreni prevalenti sono generalmente rappresentati da ghiaie e ghiaie-sabbiose con lenti di sabbie e sabbie argillose, talora con intercalazioni di livelli ghiaiosi fortemente cementati (*puddinghe*).

Superficialmente si osservano a luoghi dei lembi conservati di paleosuolo limoso-argilloso (con passate sabbiose e ciottoli) di colore da bruno a rosso-arancio argillificato e, nei settori non urbanizzati o in cui gli interventi antropici sono stati poco pervasivi, una coltre di copertura più o meno continua di terreni sabbioso-limoso di origine eolica (*loess*).

Nella Carta Geologico-Tecnica a firma del dott. geol. Giuseppe Mandrone allegata al P.R.G.C. i terreni del Fluvioglaciale Riss sono ascritti al "*Complesso dei terreni incoerenti di origine fluvioglaciale debolmente alterati e con lembi di paleosuolo: buona capacità portante*".

Il materiale bibliografico e cartografico di riferimento è rappresentato da:

- Foglio 56 "Torino" della Carta Geologica d'Italia (scala 1: 100.000);
- Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia (FF° 56 - 57).

Il substrato su cui riposa il complesso sedimentario sopra descritto è costituito da depositi marini terziari e da depositi quaternari. Il fianco occidentale dell'anticlinale strutturata entro i depositi marini del Bacino Terziario Ligure Piemontese (e costituente l'ossatura della Collina di Torino) si immerge infatti al di sotto della pianura torinese, a formare un bacino subsidente con asse orientato NE-SW, circa parallelo all'anticlinale. Tale bacino, sede durante il Quaternario di intensa sedimentazione dei depositi noti in letteratura come "Villafranchiano", risulta maggiormente depresso sulla verticale del Comune di Venaria Reale, dove i depositi quaternari raggiungono spessori superiori a 200 m. Procedendo verso il Po gli spessori coinvolti diminuiscono, seppur in maniera non uniforme, fino ad azzerarsi.

Nel Foglio 155 "Torino Ovest" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG curato dall'Arpa Piemonte, dall'Università di Torino e dal C.N.R., l'area in esame è inserita in corrispondenza del "Sintema di Frassinere" e, nello specifico, all'interno del "Subsintema di Col Giansesco" costituito in tale settore da sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici di quarziti, serpentiniti, gneiss e subordinatamente di prasiniti, calcescisti e marmi grigi (depositi fluvioglaciali).

3.1 Idrogeologia

L'area in esame è ubicata nel settore di pianura Padana a cavallo dei bacini di pertinenza del F. Dora Riparia e del Fiume Stura di Lanzo, a NNE di Collegno e a WNW di Torino. Entrambi i corsi d'acqua sopra citati alimentano il F. Po nel settore settentrionale del capoluogo piemontese ed hanno senso di deflusso all'incirca W-E (Dora Riparia) e NW-SE (Stura di Lanzo). La Dora Riparia è il corso d'acqua più vicino all'area d'interesse, pur risultando a quasi 1000 m di distanza, e scorre incassato rispetto alla circostante pianura alluvionale con un pattern a meandri irregolari e con una pendenza del talweg di c.ca 0,1%.

La configurazione morfologica del territorio del comune di Collegno, profondamente inciso dal Fiume Dora Riparia, non risulta peraltro idoneo allo stoccaggio di risorse idriche superficiali, risorse che si rinvencono invece copiose in profondità, ben al di sotto della quota dell'alveo del fiume Dora: sussiste infatti un sistema multifalda costituito da un acquifero superficiale ospitante una falda libera e vari acquiferi profondi confinati e semiconfinati.

Il primo acquifero, costituito dall'insieme dei depositi fluvio-glaciali ed alimentato dalle precipitazioni e localmente dal Fiume Dora stessa, è caratterizzato da una falda acquifera libera con superficie piezometrica posta a circa 30÷40 m al di sotto della pianura, soggetta a significative escursioni stagionali (nell'ordine di 5÷6 m) e caratterizzata da un deflusso medio da NW verso SE.

In corrispondenza del sondaggio effettuato non è stata rilevata la presenza della prima falda superficiale fino a fondo foro (15 m): si ritiene pertanto di poter escludere interferenze tra la prima superficie piezometrica e le strutture interrate in progetto.

3.2 Stratigrafia dell'area puntuale

La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e la parametrizzazione meccanica dei terreni costituenti il sedime dell'area intervento sono state effettuate in base alle risultanze del rilievo geologico e geomorfologico e sulla base delle indagini effettuate consistite nell'effettuazione di n°1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo spinto fino a 15 metri di profondità dal p.c. con esecuzione di prove SPT in foro (per un totale di n°6 prove SPT) e di n°5 saggi ambientali con miniescavatore cingolato spinti fino a 3 metri c.ca di profondità. Si è fatto inoltre riferimento alle indagini relative ad aree limitrofe geologicamente del tutto omologhe e ai rilievi diretti effettuati lungo i cantieri della Metropolitana Automatica di Torino – Linea 1 (Via de Amicis) e di Via XX Settembre ang. Corso Francia.

L'assetto geologico è risultato piuttosto omogeneo e caratterizzato, al di sotto di una coltre di limo sabbioso bruno nocciola e di riporto, da una assise di ghiaie medio-grossolane con ciottoli in matrice sabbiosa e sabbie ghiaiose talora limose. Pur con alcune variazioni localizzate, si può delineare il seguente modello concettuale stratigrafico definitivo per l'ambito in esame:

terreno di riporto /coltre

Il terreno di riporto affiora in corrispondenza della porzione dell'area adibita a parcheggio (cfr. sondaggio S1), ove costituisce il sottofondo della pavimentazione in ghiaietto stabilizzato, nonché in corrispondenza del quadrante sudoccidentale dell'incrocio via Sassi - via Fermi (cfr. P3) ove è stato steso per consentire l'accesso ai mezzi di cantiere e il cumulo di materia prima seconda derivante da una campagna mobile di frantumazione: trattasi di un misto riciclato con ciottoli, resti di laterizi e macerie immersi in matrice sabbiosa di color grigio. In corrispondenza delle aree prative affiora localmente con spessori molto ridotti (0,3 m c.ca) ed è costituito da materiale sabbioso-ghiaioso

medio grossolano frammisto a laterizi e piastrelle che sostituisce la coltre vegetale sabbiosa.

sabbia limosa

Sabbia limosa a tratti debolmente argillosa di colore da bruno-nocciola e rossastro in profondità, da poco a non plastico, inglobante raro ghiaietto: trattasi dell'originario paleosuolo impostatosi sulla superficie rissiana, almeno in parte a spese della copertura fine a deposizione eolica ("loess"). Affiora in modo omogeneo in tutta l'area, al di sotto del terreno di riporto ove presente, fino ad una profondità media variabile di 0,7÷1,7 m.

ghiaie sabbiose

Ghiaie con ciottoli alterati immersi in una matrice sabbiosa e solo subordinatamente limosa di color bruno-rossastro a cui fanno seguito ghiaie, ghiaie sabbiose, sabbie ghiaiose poligeniche con ciottoli e blocchi arrotondati, organizzate in struttura variabile da "clast supported" (prevalente, in profondità) a "matrix-supported" (in superficie), nel complesso ben addensate. Clasti generalmente ben arrotondati poco alterati; matrice prevalentemente sabbiosa di colore grigio. Localmente livelletti centimetrici con tracce di embricatura dei clasti e bancate in cui la matrice sabbiosa è presente in aliquota maggiore.

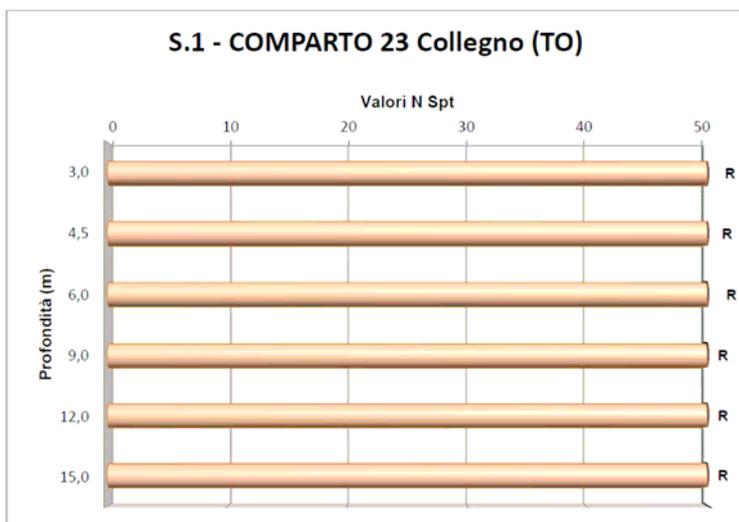
4. RAPPORTO GEOTECNICO

4.1 Prove SPT eseguite nel foro di sondaggio

Per una la valutazione del grado di addensamento e la definizione dei parametri geotecnici rappresentativi dei terreni attraversati, all'interno del foro di sondaggio sono state effettuate prove penetrometriche dinamiche **SPT** (*Standard Penetration Test*) conformi alle normative AGI per terreni granulari, alle profondità di interesse per la caratterizzazione (3,0÷4,5÷6,0÷9,0÷12,0÷15,0 m) per un totale di n°6 prove

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche vengono espressi in termini di N_{SPT} , intendendo con tale quantità il numero di colpi necessario all'avanzamento della punta standard per un tratto di 30 cm; il limite massimo per la penetrazione di ogni singolo tratto di 15 cm è di 50 colpi; al di sopra di tale valore si intende che il terreno offre rifiuto alla penetrazione.

Tutte le prove SPT eseguite in foro hanno fornito rifiuto alla penetrazione, così come



evidenziato nel grafico a lato: si osserva pertanto un grado di addensamento molto elevato ($N_{SPT} > 50$ colpi/piede) per tutto lo spessore di sedime ghiaioso intercettato.

Il sedime è pertanto ragionevolmente schematizzabile come una unica formazione geotecnica, adottando nella caratterizzazione i parametri cautelativi relativi ai valori minimi di resistenza SPT misurati lungo la successione stratigrafica.

La valutazione della consistenza dei terreni granulari attraversati è espressa - in funzione dei valori N_{SPT} - in termini di addensamento come da tabella seguente.

ADDENSAMENTO TERRENI GRANULARI

N_{SPT}	Stato di addensamento	Prove manuali
0 ÷ 4	sciolto	si scava facilmente con un badile
4 ÷ 10	poco addensato	si scava abbastanza facilmente con un badile e si penetra con una barra
10 ÷ 30	moderatamente addensato	difficile da scavare con un badile o da penetrare con una barra
30 ÷ 50	addensato	molto difficile da penetrare; si scava con piccone
> 50	molto addensato	difficile da scavare con piccone

4.1 Stratigrafia geotecnica

Sulla base delle osservazioni di campagna e dei risultati delle indagini geognostiche effettuate, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dagli interventi in progetto.

Si è ritenuto corretto definire "una stratigrafia geotecnica" cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione "media" e piuttosto conservativa: per le correlazioni tra il parametro N_{SPT} e la densità relativa (D_r %) sono state prese in considerazione le soluzioni proposte da Terzaghi-Peck (1948), Gibbs-Holtz (1957) e Bazaraa (1967), mentre per le correlazioni N_{SPT}/ϕ' e $D_r\%/\phi'$ si è fatto riferimento ai lavori di De Mello (1971), Schmertmann (1978), Road Bridge Specification, Japanese Nat. Railway, Burmister (1948), Hough (1957), Yamaguchi et al. (1977).

I valori successivamente riportati, ottenuti mediante il metodo statistico applicato in maniera ragionata, possono essere considerati come valori caratteristici per la successiva modellizzazione.

Il terreno di riporto e la coltre di copertura limoso-sabbiosa costituita dal terreno di coltivo e dal paleosuolo, affioranti mediamente fino a circa $-0,7\div 1,7$ m dal piano campagna, sono caratterizzati nel complesso da una scadente valenza geotecnica (ORIZZONTE 1) e possono essere così parametrizzati:

γ_n	=	peso di volume naturale = $18,0 \text{ kN/m}^3$
c'	=	coesione efficace = $0,00 \text{ kPa}$
D_r	=	densità relativa = $40\div 50\%$
N_{SPT}	=	resistenza penetrometrica standard = $3\div 5$ colpi/piede
ϕ'_p	=	resistenza al taglio di picco = 32°
ϕ'_{cv}	=	resistenza al taglio a volume costante = 29°

Per quanto concerne i parametri geotecnici dell'ORIZZONTE 2 (comprendente le ghiaie sabbiose da rossastre in superficie a grigie in profondità) affiorante a partire da $-0,7\div 1,7$ m c.ca, la definizione dei parametri geotecnici rappresentativi è possibile sulla base delle indagini in situ e dei dati disponibili in letteratura.

L'angolo di resistenza al taglio di picco è stato stimato mediante le correlazioni e i valori forniti da numerosi autori: in particolare Leonards (1962) propone, per terreni con percentuale di ghiaia fino al 65% e densità relativa media, dei valori compresi tra 37° e 41° , mentre Lambe & Whitman (1969) suggeriscono un campo di valori compresi tra 36° e 42° . E' possibile quindi ritenere rappresentativo per il deposito in oggetto (ORIZZONTE 2) un valore di 38° , tenendo conto anche della presenza di livelli maggiormente sabbiosi.

Analogamente si può definire il valore di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}), parametro che descrive il comportamento dei terreni granulari alle elevate deformazioni, in cui si ha l'assenza di variazioni di volume ed una resistenza disponibile corrispondente allo stato critico (LANCELLOTTA, 1987). Lambe & Whitman propongono per tale parametro dei valori compresi tra 32° e 36° : cautelativamente si assumerà $\phi_{cv} = 34^\circ$.

Trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli si assumerà un valore nullo della coesione.

Il valore del modulo elastico di Young può essere ricavato indirettamente mediante le correlazioni e gli abachi riassunti da Denver (1982); il coefficiente di Poisson può essere assunto pari a $\nu = 0,30$. Infine il peso di volume può essere valutato sulla base delle correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), che per terreni di questa granulometria permette di stimare un valore di 20 kN/m^3 . L'ORIZZONTE 2 ghiaioso-sabbioso con ciottoli è così caratterizzabile:

γ_n	=	peso di volume naturale = $20,0 \text{ kN/m}^3$
c'	=	coesione efficace = $0,00 \text{ kPa}$
D_r	=	densità relativa = $60 \div 80\%$
N_{SPT}	=	resistenza penetrometrica standard = $20 \div 30$ colpi/piede
ϕ'_p	=	resistenza al taglio di picco = 38°
ϕ'_{cv}	=	resistenza al taglio a volume costante = 34°
ν	=	coefficiente di Poisson = $0,30$

4.2 Caratterizzazione sismica del sedime

Il piano di indagini ha previsto la realizzazione di una prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) finalizzata ad ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali V_s da cui ricavare il parametro V_{s30} (velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna, parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli secondo il D.M. 14/01/08): si illustrano nel seguito le metodologie adottate ed i risultati ottenuti.

4.2.1 Cenni teorici sull'analisi multicanale delle onde superficiali (MASW)

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga: questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Per ottenere un profilo Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore.

Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale Vs dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

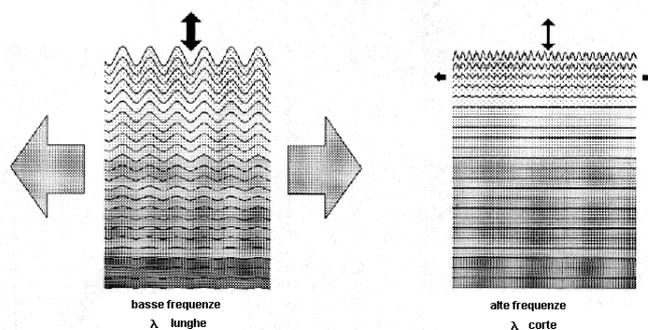
Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un

singolo sismogramma: in questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N.

Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione.



L'illustrazione mostra le proprietà di dispersione delle onde di superficie. Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali quale la MASW può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

4.2.2 Strumentazione utilizzata e stendimento effettuato

L'acquisizione è stata effettuata con un sismografo EEG BR24 24 dotato di convertitore analogico/digitale integrato con un computer portatile su cui è installato un apposito programma che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5 Hz con distorsione inferiore allo 0.2%. L'energizzazione è stata ottenuta con massa battente da 4 Kg su piastra metallica in alluminio; per l'innescò (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.

Per l'acquisizione dei dati di campo è stato realizzato uno stendimento geofonico di lunghezza pari a 46 m, posizionando n°24 geofoni con un interasse di 2 m. Sono individuati 2 punti di

energizzazione all'estremità dello stendimento, distanti 2,0 m dall'estremità dello stesso (ovvero alle progressive relative -2 m e +50 m).

Per ogni punto di energizzazione sono stati generati almeno 8 impulsi sismici.

4.2.3 Risultati dell'indagine MASW

In allegato a fondo testo sono riportati i risultati della prova MASW: nel riquadro in alto a sinistra è riportata l'immagine di dispersione dell'energia sismica, al di sotto è riportata l'estrazione della curva di dispersione eseguita sull'immagine precedente. Ancora sotto sono riportati i grafici relativi al modello del terreno, sia sotto forma di stratificazione Vs (spezzata di colore blu) che di Modulo di Taglio (spezzata verde).

Per il calcolo del modulo di taglio è stata usata una formula approssimata per la valutazione della densità, non nota. La formula utilizzata è la seguente:

$$\text{densità} = 1,5 + V_s/1000$$

Poiché il valore del modulo di taglio G in MegaPascal si ottiene dalla formula

$$G = V_s \times V_s \times \text{Densità} / 10^3$$

è facile ricalcolare il modulo G esatto quando si disponesse di valori più precisi di densità.

Con una curva di colore rosso è stato tracciato il valore di Vs progressiva: dalla curva si può quindi ricavare il valore di Vs10, Vs20 e così via, e quindi anche il valore di Vs30, quest'ultimo ovviamente alla profondità 30.

A destra è visibile il sismogramma mentre in basso è riportato il valore del parametro Vs30 calcolato utilizzando la stratigrafia Vs e la formula

$$V_{S30} = 30 / [(\sum_{i=1, N} h_i / V_i)]$$

dove hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Come illustrato nella suddetta tavola a fondo testo, il valore di **Vs30** ottenuto tramite la prova MASW effettuata è risultato pari a **470 m/s** a partire dal piano campagna.

In riferimento al D.M. 14 Gennaio 2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*", la suddetta stratigrafia e le relative caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo B** "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

Nei paragrafi seguenti si è proceduto ad inserire i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame: la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Considerato che l'area in esame è posta in Zona 4 della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011**, con categoria topografica T1 e

sottosuolo di categoria B, i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

- a_g = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = $0,064 \text{ m/s}^2$
- S_s = amplificazione stratigrafica = 1,20
- S_t = amplificazione topografica = 1,00
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $0,753 \text{ m/s}^2$
- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,200
- K_h = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,015
- K_v = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,008

4.3 Verifica a liquefazione

Secondo quanto previsto dall'art. 7.11.3.4.2 delle NTC del D.M. 14 Gennaio 2008, la verifica a liquefazione non risulta necessaria in quanto - con riferimento al punto 2 dell'articolo sopra citato - l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta minore di 0,1 g e la profondità media stagionale della falda risulta superiore a 15 m dal piano campagna.

4.4 Tipologie fondazionali e capacità portante

Come già accennato precedentemente, la ricostruzione stratigrafica e la parametrizzazione geotecnica hanno evidenziato la presenza di un complesso di terreni superficiali poco addensati (ORIZZONTE 1, affiorante fino a circa $-0,7 \div 1,7$ m dal p.c.) con scadente valenza geotecnica che mascherano un materasso alluvionale (Fluvioglaciale Riss) costituito da sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose eterometriche con struttura da "clast supported" a "matrix supported" (ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa, subordinatamente limosa) di colore variabile da bruno-rossastro in superficie a grigio-nocciola in profondità. Trattasi di materiali da addensati a molto addensati e dotati di buone caratteristiche geotecniche, sedime adeguato per l'imposta delle fondazioni.

Gli interventi in progetto prevedono la realizzazione di nuovi fabbricati a più piani fuori terra e piano interrato: sono state pertanto verificate soluzioni fondazionali superficiali dirette isolate tipo plinti di lato $B=1,0 \div 2,0$ m e fondazioni dirette continue di tipo nastriforme di larghezza $B = 1,0 \div 1,5$ m e lunghezza $L \gg B$ immorsate in corrispondenza dell'ORIZZONTE 2 ghiaioso-sabbioso a - 4,0 m c.ca dal p.c.. Laddove si adottassero tipologie fondazionali differenti (per dimensione e/o profondità di imposta) occorrerà aggiornare le verifiche che seguono.

La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 14/01/2008** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**.

In particolare è stato preso in considerazione l'approccio più cautelativo ovvero l'**Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)** in cui i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

In mancanza d'indicazioni sulle azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno introducendo i coefficienti correttivi del termine M (M2 e M1): si evidenzia quindi che le azioni di progetto Ed [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza R (ed indicate nel seguito come Rd). Si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, come precedentemente definiti.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il software LOADCAP[®] della Geostru: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano.

Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

dove:

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

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

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi'$$

s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma:

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

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

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

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

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

i_q e i_c sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

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

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

i_q , i_c e i_γ sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

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

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

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

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

Infine, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z di Paolucci e Pecker:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Le verifiche effettuate utilizzando il metodo precedentemente descritto hanno fornito i valori R_d per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente.

	Approccio 1 Combin. 2 (M2)	
	$Q_{lim.} (kg/cm^2)$	$R_d (kg/cm^2)$
	M2	M2+R2
plinto B = 1,0 m	6,34	3,52
plinto B = 1,5 m	6,98	3,88
plinto B = 2,0 m	7,62	4,23
nastriforme B = 1,0 m	5,41	3,00
nastriforme B = 1,5 m	6,40	3,55

Come già anticipato, le azioni di progetto E_d (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno risultare inferiori ai valori di R_d sopra indicati.

I valori di R_d ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE* [1984].

Il programma infatti permette, qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, di effettuare il calcolo dei cedimenti con il metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

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

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

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

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

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

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

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

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

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

con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di N_{AV} , che rappresenta la media "conservativa" dei valori N_{SPT} all'interno della profondità significativa z (funzione del lato della fondazione), cautelativamente pari a = 18 colpi/piede che tiene conto della possibile presenza localizzata di lenti sabbioso-ghiaiose relativamente meno addensate, sulla base di indagini geognostiche condotte nei medesimi termini formazionali.

Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si considera un cedimento massimo ammissibile $S_{max} = 25$ mm (Terzaghi e Peck, 1967). La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni C_d (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI

Tipologia fondazionale	S_{imm} (mm)	S_{max} (mm)	C_d (kg/cm²)
plinto B = 1,0 m	8,802	12,673	3,52
plinto B = 1,5 m	13,090	18,846	3,88
plinto B = 2,0 m	17,293	24,898	4,15
nastriforme B = 1,0 m	10,829	15,591	3,00
nastriforme B = 1,5 m	17,140	24,678	3,55

Le azioni di progetto E_d (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di C_d sopra indicati.

5. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E DELL'INSIEME OPERE - TERRENO

La realizzazione dei locali interrati in progetto comporterà la formazione di fronti di scavo con un'altezza pari a circa 4,0 m rispetto alla quota del piano campagna: la non trascurabile altezza dei fronti di scavo e la necessità di garantire un adeguato coefficiente di sicurezza alle maestranze coinvolte imporranno - ai sensi del punto *G3.2* del *D.M.11/03/88* - la verifica di stabilità dei fronti di scavo e l'eventuale adozione di accorgimenti operativi e/o opere provvisorie a sostegno e protezione delle pareti di scavo.

Laddove lo spazio a disposizione lo consenta i fronti di scavo potranno essere liberi: la loro profilatura dovrà comunque essere tale da garantire un adeguato fattore di stabilità in assenza di opere provvisorie di sostegno e protezione. Si è pertanto proceduto ad una valutazione della stabilità dello scavo individuando - mediante una back analysis - la configurazione ottimale del fronte libero.

Allo scopo è stato utilizzato il programma di calcolo Slope[®] della *Geostru* basato sulla ricerca della superficie di rottura critica caratterizzata da una configurazione geometrica predefinita: è un programma per l'analisi di stabilità dei pendii in terra e in roccia con i metodi dell'Equilibrio Limite (Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer, Morgenstern e Price) e il metodo DEM (Elementi discreti) che consente di analizzare sia superfici di rottura circolari che di forma generica, in presenza di falda, sisma e terreno pluristratificato.

Ai fini di una verifica di stabilità secondo gli stati limite ultimi, come richiesto dal Testo Unico per l'edilizia (NTC - DM 2008), tale programma prende in considerazione l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui i parametri geotecnici caratteristici vengono ridotti con un coefficiente parziale.

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative: si usano leggi costitutive semplificate (modello rigido perfettamente plastico); si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione e angolo di resistenza al taglio, costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Nel metodo dei conci, preso in considerazione nel caso in esame, la massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta $(6n-2)$ incognite legate alle varie forze che entrano in gioco nell'analisi di stabilità (normali, di taglio, agenti all'interfaccia dei conci, etc...), mentre le equazioni di equilibrio e di rottura a disposizione sono $4n$. Il problema è staticamente indeterminato e il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che le forze normali siano applicate nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

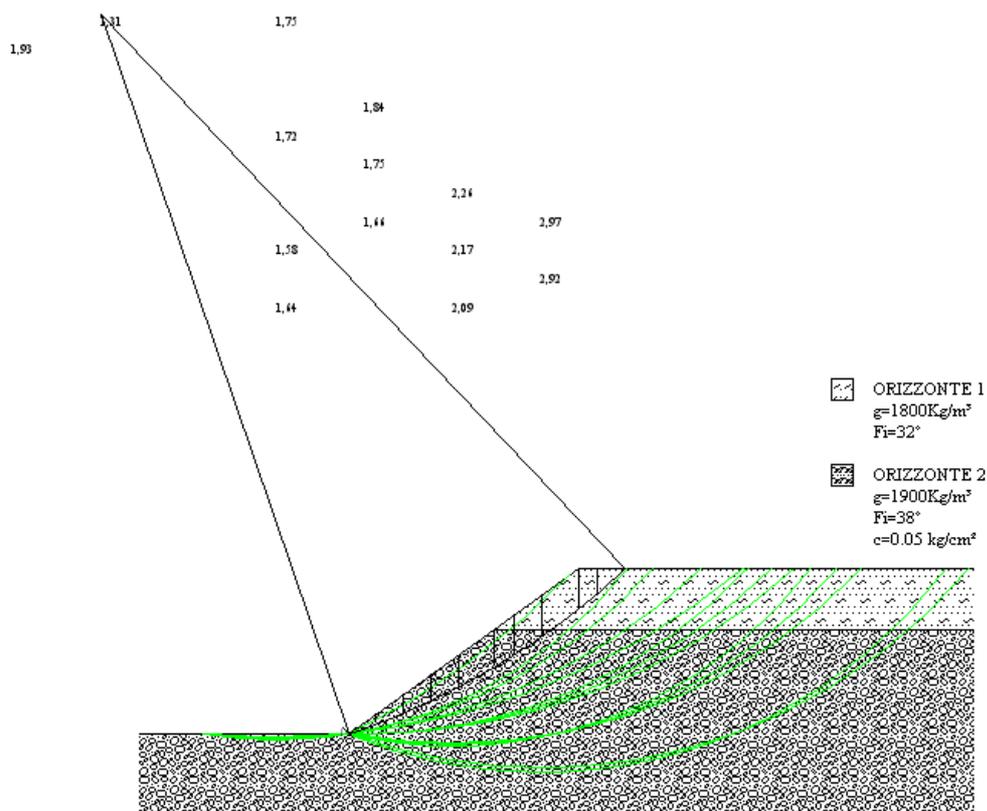
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Per il caso in questione è stato preso in considerazione il Metodo di Bell in cui le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno (W), le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali ($K_x W$ e $K_z W$), le forze orizzontali e verticali (X e Z) applicate esternamente al profilo del pendio e la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

La stabilità è verificata quando il valore numerico è uguale o superiore a 1; la normativa geotecnica stabilisce comunque che il valore del coefficiente di sicurezza F.s. deve risultare superiore a 1,3.

L'analisi è stata effettuata per una sezione tipo del fronte di scavo, introducendo un pur modesto contributo offerto dalla coesione apparente dell'ORIZZONTE 2, assunta nelle verifiche pari a $0,05 \text{ kg/cm}^2$.

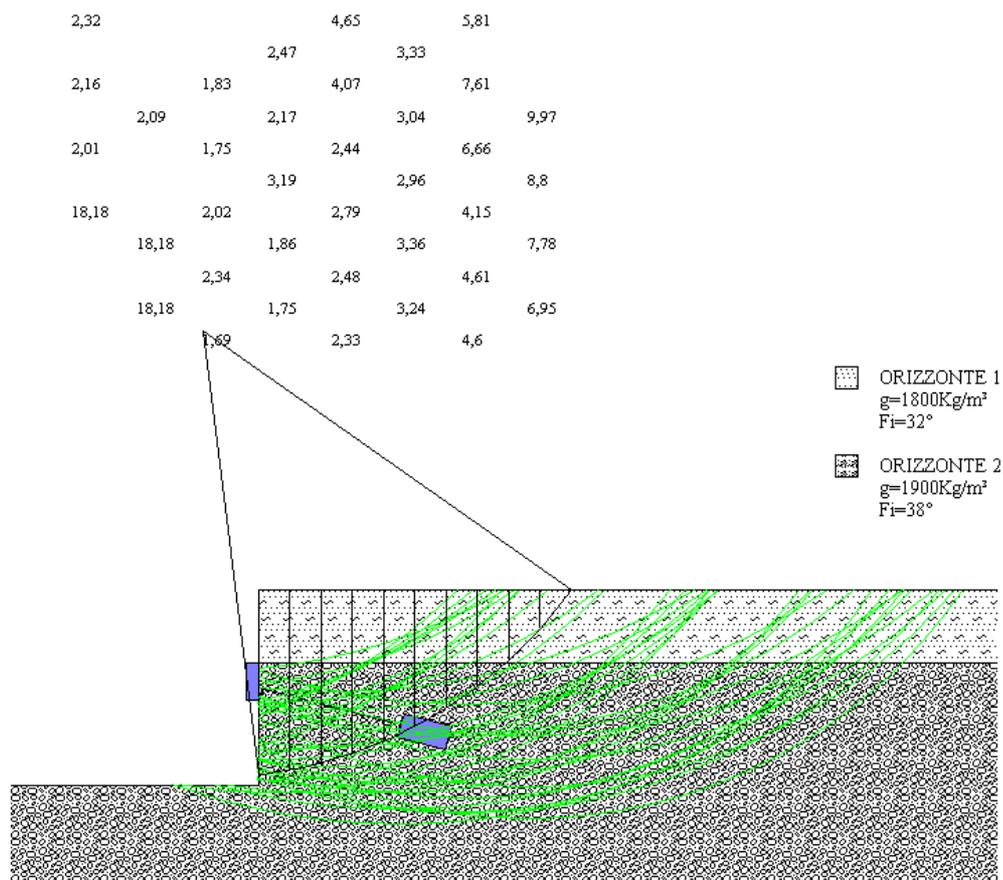
Le verifiche di stabilità così effettuate, introducendo le azioni sismiche con differenti famiglie di curve, hanno evidenziato come il fronte di scavo libero dovrà essere sagomato con un angolo di scarpa $\beta \leq 35^\circ$: tale configurazione garantisce nel breve termine un adeguato coefficiente di sicurezza.



Dovendo localmente realizzare fronti di scavo con inclinazione maggiore si dovranno adottare adeguate opere provvisorie a protezione e sostegno delle pareti. Si è proceduto pertanto ad una prima valutazione della stabilità del fronte di scavo subverticale individuando - mediante una "back analysis" - la spinta minima di contrasto che l'opera di sostegno provvisoria dovrà fornire per consentire il raggiungimento di un adeguato fattore di sicurezza lungo il fronte di scavo subverticale.

Allo scopo è stato utilizzato il medesimo programma di calcolo della *Geostru* (Slope) precedentemente riportato. L'azione delle opere di sostegno è stata simulata nelle verifiche mediante l'applicazione di un tirante, variandone progressivamente la resistenza critica per determinare la spinta minima di contrasto necessaria a garantire delle condizioni di stabilità.

Le verifiche di stabilità effettuate nella configurazione più cautelativa con differenti famiglie di curve hanno fornito adeguati valori del Fattore di Sicurezza $F_s < 1,3$ lungo le curve ipotizzate solo a seguito dell'attivazione di un'opera di sostegno provvisoria in grado di fornire una spinta minima complessiva di contrasto pari a 5 t.



Per quanto concerne la valutazione della stabilità dell'insieme opera-versante, il contesto subpianeggiante in cui gli interventi in progetto si localizzano e la realizzazione del piano interrato, con conseguente trasferimento in profondità dei carichi, non consentono di modellizzare superfici di scivolamento con geometrie plausibili e geodinamicamente significative per la stabilità.

Non risulta pertanto necessario procedere ad una verifica numerica della stabilità dell'insieme opera-terreno.

6. IMPERMEABILIZZAZIONI E GESTIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI

Come precedentemente segnalato, le indagini geognostiche effettuate non hanno evidenziato la presenza di una prima superficie piezometrica ad profondità potenzialmente interferenti con le strutture interrate – anche multipiano – prevedibili; la granulometria grossolana del sedime affiorante non consente peraltro di escludere fenomeni di infiltrazione delle acque meteoriche e/o di ristagno nei primi metri di sottosuolo.

Si consiglia pertanto di prevedere una accurata impermeabilizzazione definitiva dei locali interrati.

SI dovrà inoltre prevedere la formazione di una adeguata rete di raccolta e allontanamento/smaltimento delle acque superficiali ricadenti sulle aree impermeabilizzate di neoformazione di pertinenza, prevedendo (qualora perseguibile) un riutilizzo almeno di parte delle stesse per la manutenzione delle aree verdi e/o una dispersione delle stesse nei primi strati del sottosuolo quale risarcimento ambientale nell'ambito del bilancio idrologico generale.

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini condotte hanno consentito di ricostruire l'assetto geologico, geomorfologico, ed idrogeologico dell'area di previsto intervento, di definire un modello concettuale geotecnico e sismico del sottosuolo evidenziando le principali problematiche connesse alla realizzazione delle opere in progetto ed alle incidenze sugli areali circostanti.

Il modello concettuale geotecnico del sottosuolo ha inoltre consentito di individuare e verificare alcune soluzioni fondazionali e di valutare la capacità portante ammissibile del terreno, dettando altresì alcune prescrizioni operative per la realizzazione dei fronti di scavo.

Quanto sopra potrà essere modificato e dettagliato nelle successive fasi di avanzamento dell'attuale progettazione di massima.

L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-geotecnica e la compatibilità degli interventi in progetto con l'assetto idrogeologico del territorio, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente.

Torino, lì 29/09/2014



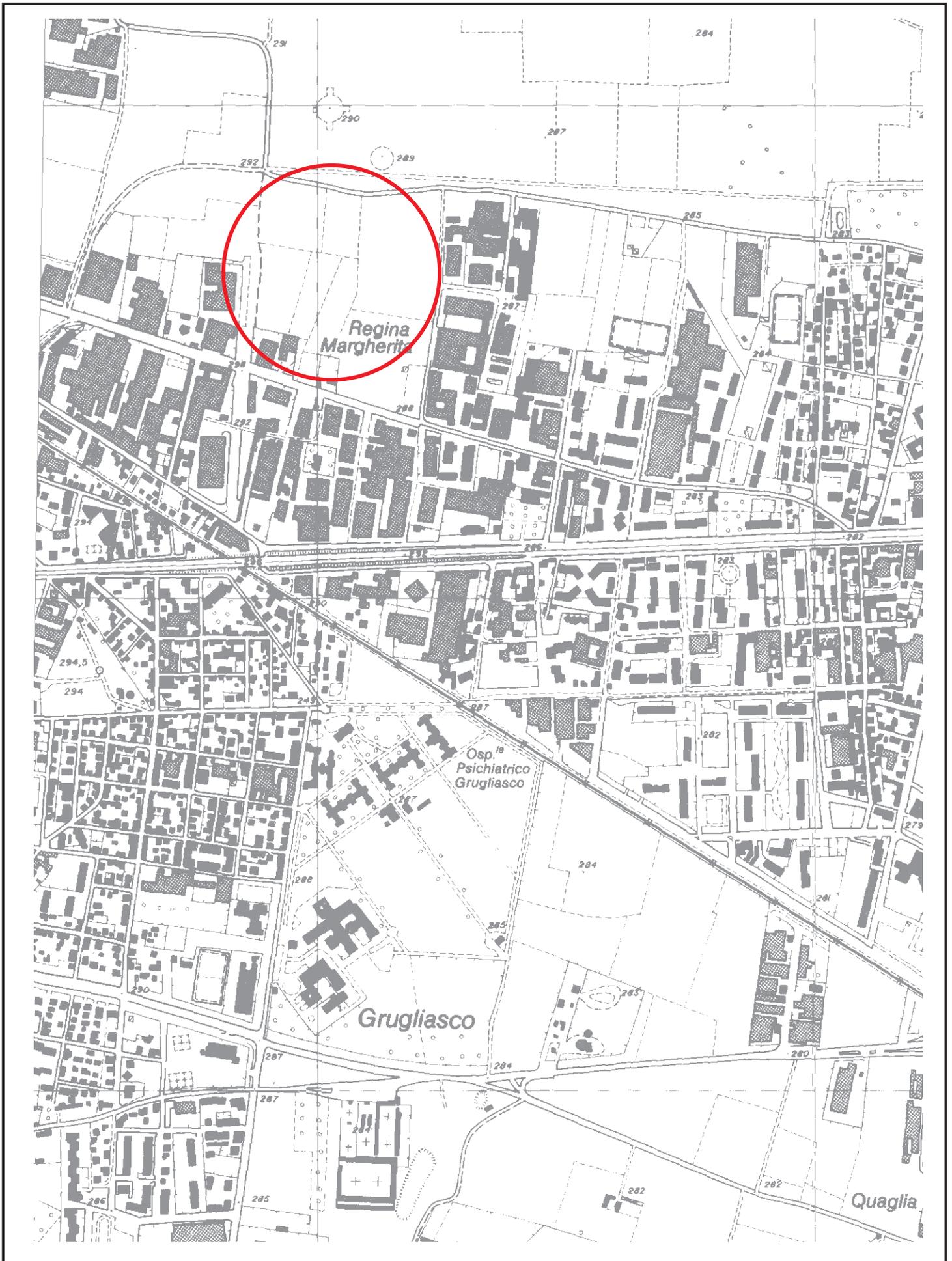
geol. Giuseppe Genovese

geol. Pietro Campantico

Collaboratore:

geol. Silvia Ambrosio





COROGRAFIA GENERALE - scala 1:10.000 -
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezione n°155120

LEGENDA DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

 **Classe 1 - Pericolosità geomorfologica tale da non imporre limitazioni alle scelte urbanistiche.**

Classe 2 - Pericolosità geomorfologica moderata che impone l'adozione ed il rispetto di accorgimenti tecnici realizzabili a livello di progetto esecutivo nell'intorno significativo circostante il singolo lotto edificatorio (nel caso più rari si sovrappongono, anche le prescrizioni si sommano):

-  a) porzioni di territorio senza segni di instabilità per le quali, a causa di bruschi cambi di acclività, occorre attuare modesti accorgimenti tecnici al fine di preservare la stabilità del singolo lotto e della zona circostante;
-  b) possibilità di allagamento in seguito ad eventi meteorici eccezionali con flussi d'acqua a bassa energia.

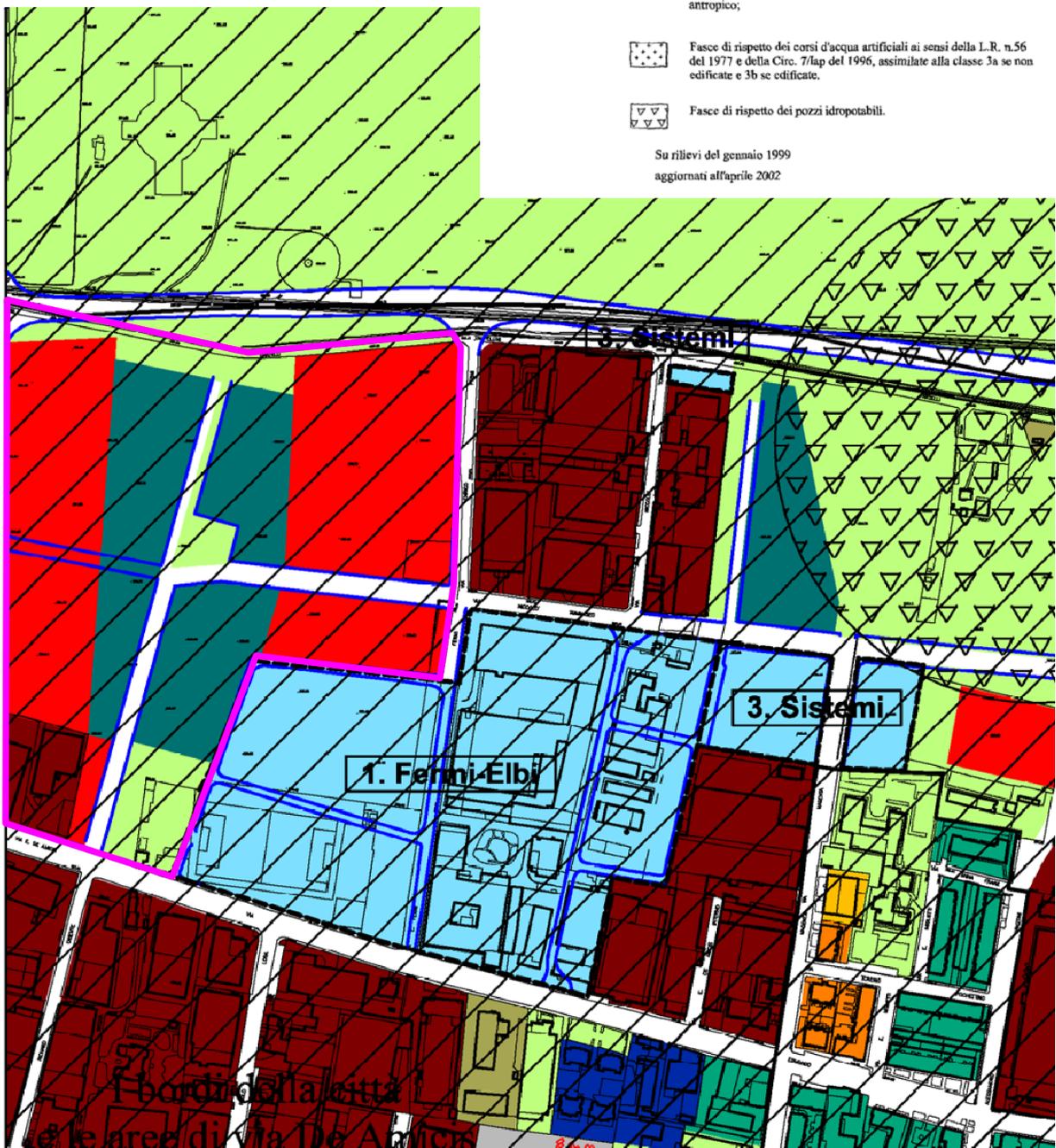
Classe 3 - Porzioni di territorio nelle quali gli elementi di pericolosità geomorfologica sono tali da impedire l'utilizzo:

-  a) porzioni di territorio inedificate ed inidonee a nuovi insediamenti;
-  b) porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi sono tali da imporre interventi di riassetto territoriale, in assenza dei quali sono consentite solo trasformazioni che non aumentino il carico antropico;

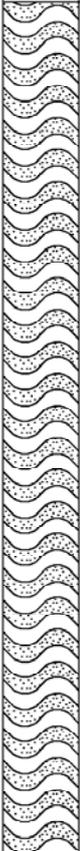
 Fasce di rispetto dei corsi d'acqua artificiali ai sensi della L.R. n.56 del 1977 e della Circ. 7/lap del 1996, assimilate alla classe 3a se non edificate e 3b se edificate.

 Fasce di rispetto dei pozzi idropotabili.

Su rilievi del gennaio 1999
aggiornati all'aprile 2002



genovese&associati studio di geologia applicata via Camogli 10 - 10134 Torino tel./fax 011-3199507 e-mail genovese@iol.it p.Iva 07282110019	Committente _____	SONDAGGIO	FOGLIO
	Cantiere <u>Area Ex Elbi</u>	P2	1/1
	Località <u>via De Amicis - Collegno (To)</u>	Il geologo dott. Campantico	
	Data Inizio <u>22/09/2014</u> Data Fine <u>22/09/2014</u>		

Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni
			0.00
		Sabbia debolmente limosa di color nocciola con raro scheletro clastico, in incremento con la profondita' e tracce di alterazione..	C1
			1.00
			C2
	1.70		
			2.00
		Ghiaia medio-grossolana in matrice sabbioso-limosa, con struttura variabile da matrix-supported a clast-supported in matrice sabbiosa di color bruno-rossastro in superficie, tendente al grigio in profondita'. Ciottoli eterometrici, da mediamente a molto alterati con media sfericit�, tracce di embricatura.	
	3.00		

genovese&associati
 studio di geologia applicata
 via Camogli 10 - 10134 Torino
 tel./fax 011-3199507
 e-mail genovese@iol.it
 p.Iva 07282110019

Committente _____
 Cantiere Area Ex Elbi
 Località via De Amicis - Collegno (To)
 Data Inizio 22/09/2014 Data Fine 22/09/2014

SONDAGGIO	FOGLIO
P3	1/1
Il geologo dott. Campantico	

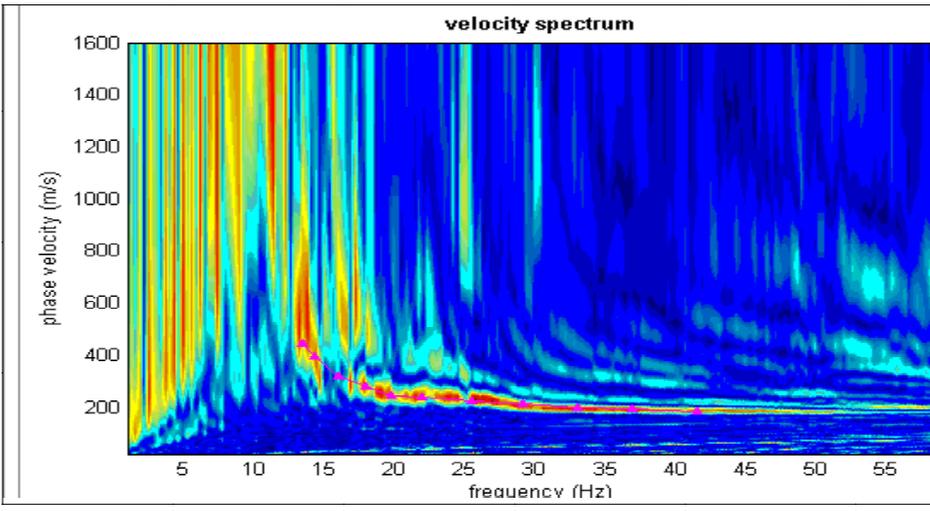
Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni
	0.00 0.30 0.70 3.00	<p>Terreno di riporto ghiaioso medio grossolano con laterizi e piastrelle in matrice sabbiosa di color grigio.</p> <p>Sabbia limosa di color nocciola-bruno, con raro scheletro clastico, in incremento con la profondità.</p> <p>Ghiaia medio-grossolana in matrice sabbioso-limosa di color grigio-nocciola, con struttura variabile da matrix-supported a clast-supported. Ciottoli eterometrici, da mediamente a molto alterati con media sfericità, tracce di embricatura.</p>	0.00 C1 C2 2.00

genovese&associati
 studio di geologia applicata
 via Camogli 10 - 10134 Torino
 tel./fax 011-3199507
 e-mail genovese@iol.it
 p.lva 07282110019

Committente _____
 Cantiere Area Ex Elbi
 Località via De Amicis - Collegno (To)
 Data Inizio 22/09/2014 Data Fine 22/09/2014

SONDAGGIO	FOGLIO
P5	1/1
Il geologo dott. Campantico	

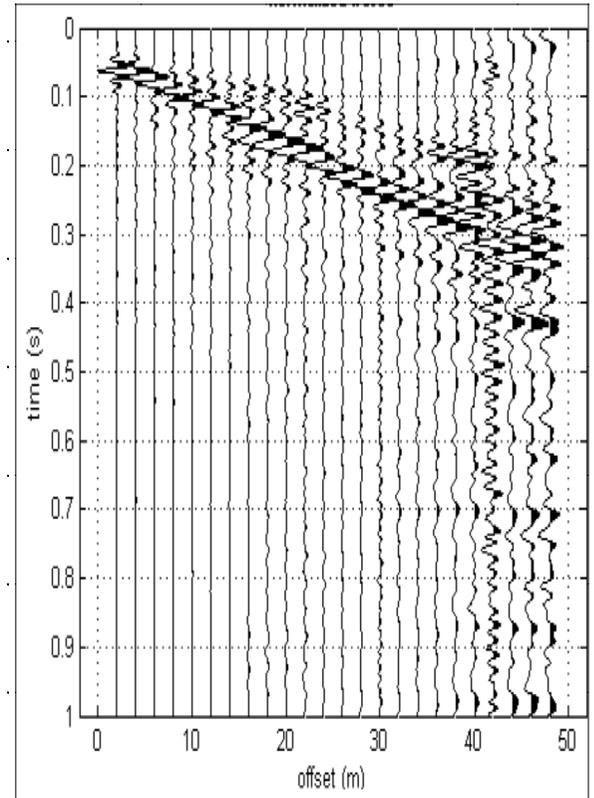
Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni
		<p>Sabbia debolmente limosa di color nocciola con raro scheletro clastico, in incremento con la profondità e tracce di alterazione..</p>	<p>0.00</p> <p>C1</p> <p>1.00</p> <p>C2</p>
	1.70	<p>Ghiaia medio-grossolana in matrice sabbioso-limosa, con struttura variabile da matrix-supported a clast-supported in matrice sabbiosa di color grigio-nocciola, poco alterata. Ciottoli eterometrici, mediamente poco alterati con media sfericità, tracce di embricatura.</p>	<p>2.00</p> <p>3.00</p>



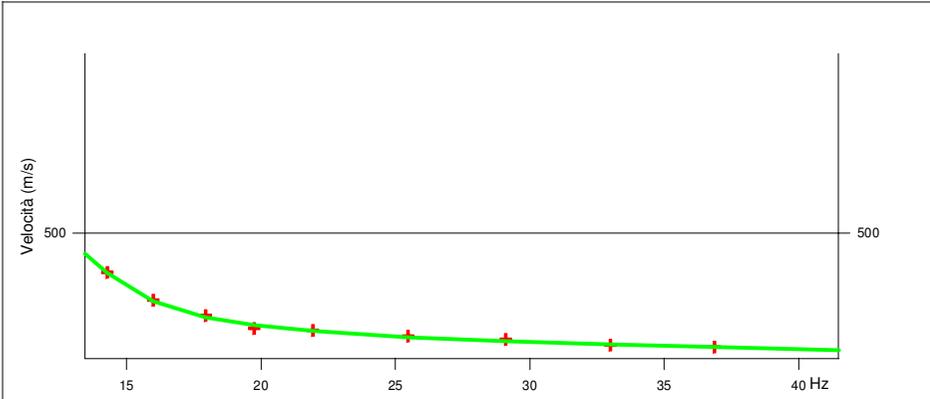
LEGENDA

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

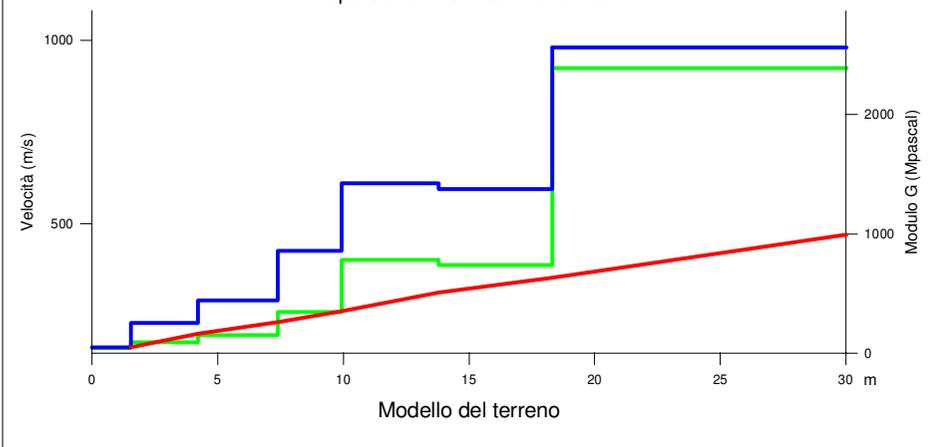
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1.5	163	.0094	163	44
1.5	4.2	230	.0117	200	92
4.2	7.4	290	.0109	231	151
7.4	9.9	425	.006	261	348
9.9	13.8	610	.0064	311	785
13.8	18.3	594	.0076	353	740
18.3	30	981	.0119	470	2388

VALORE CALCOLATO VS30 = 470 m/s

PROVA SISMICA VS30

Località: COLLEGNO (TO), via De Amicis

Area Ex Elbi

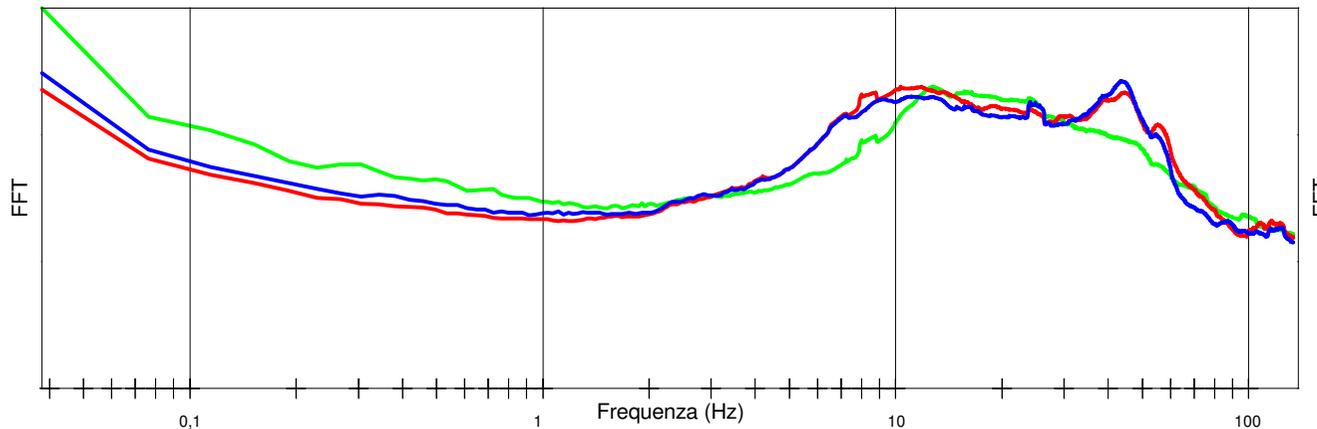
Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

Settembre 2014

genovese & associati
genovese & associati

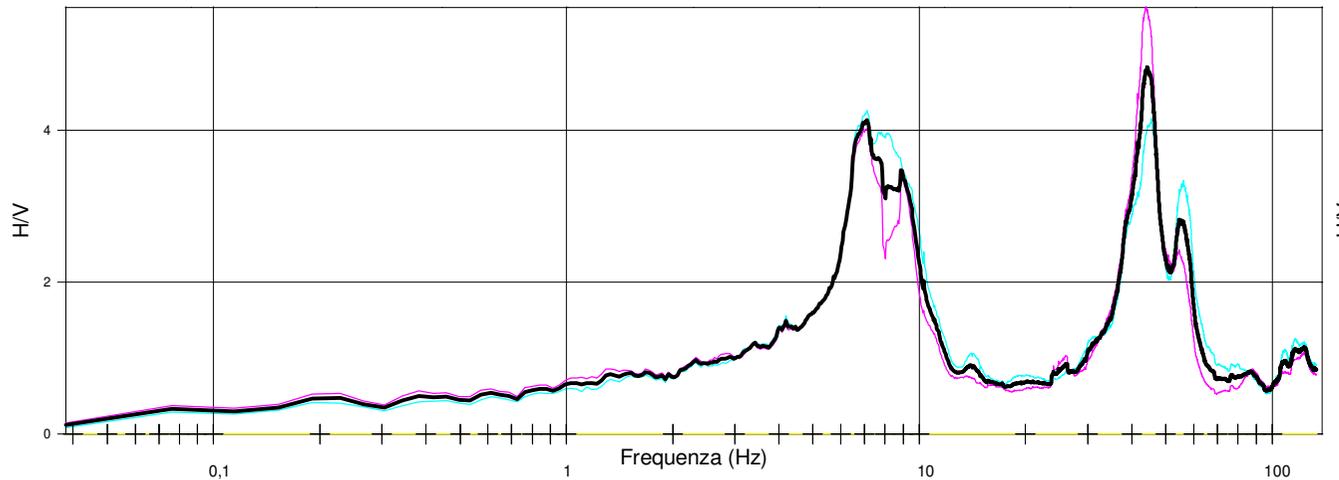
COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA



LEGENDA

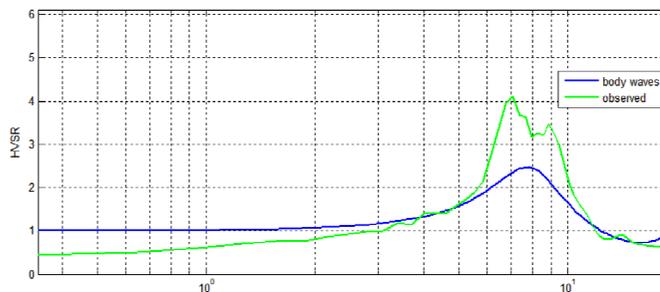
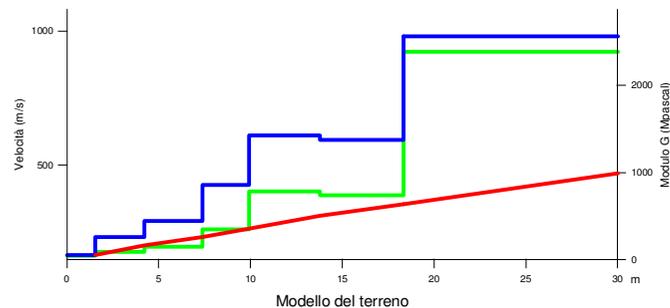
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media

RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



Durata della registrazione 17' 28.6"
 Campionamento 10 KHz
 Finestra di campionamento 26,2 s

Picco alla frequenza: 7 Hz



PROVA H/V

Località: COLLEGNO (TO), via De Amicis

Area ex Elbi

metodo Nakamura

**SPETTRI DI FREQUENZA
 PROVA G9639**

Settembre 2014

genovese & associati