

GEO B.R.

**Geotecnica, Geofisica, Idrogeologia,
Geologia ambientale e territoriale**

Dott. Geol. Paolo BARILLÀ

via Arnaldo da Brescia, 47 – 10134 Torino
tel. / fax 3393922490 – 0113196026

Comune di RIVOLI (TO)

D.M. 14/01/2008

Circ. Min. Infrastrutture 02/02/2009 n.617

D.G.R. 21/05/2014 n.65-7656

**Relazione geologico-geotecnico-sismica a corredo della richiesta di
P.d.C. per la costruzione di un capannone ad uso magazzino su area im-
propria, da realizzarsi in via Alpignano 114.**

**Proprietà: NUOVA EDILMODERNA s.n.c.
via Alpignano n.114
10098 RIVOLI (TO)**

**il tecnico
dott. geol. Paolo Barillà**



DICEMBRE 2015

C.F.: BRLPLA64B12L219Z

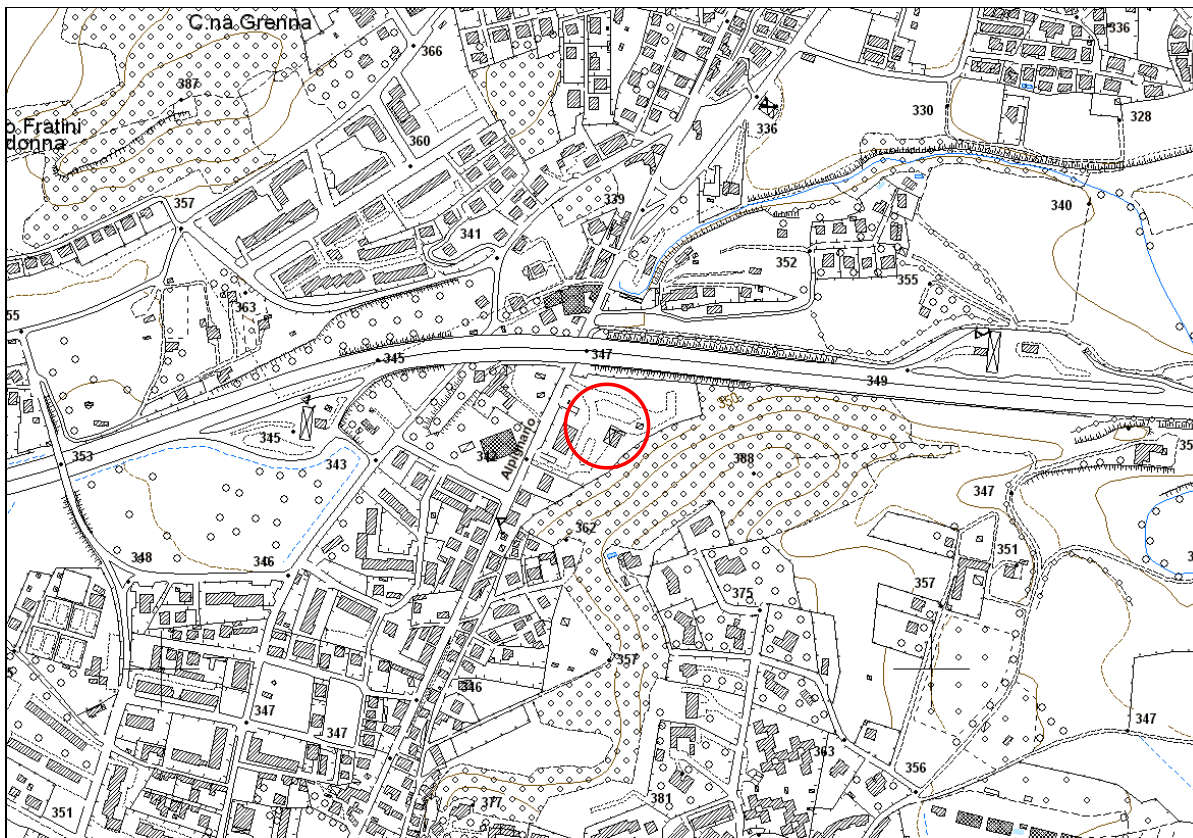
P. IVA: 06141180015

SOMMARIO

PREMESSA	1
MODELLO GEOLOGICO.....	1
Inquadramento geologico generale	1
Inquadramento geomorfologico generale	3
Assetto idrogeologico generale.....	5
Indagini geognostiche realizzate nell'area d'intervento	6
Assetto litostratigrafico locale.....	6
Classificazione sismica	7
Determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione	7
Parametri sismici	8
Valutazione della suscettibilità ai fenomeni di liquefazione dei depositi presenti nel sottosuolo dell'area oggetto d'intervento	8
MODELLO GEOTECNICO	9
Analisi statistica dei dati	9
Peso di volume	10
Coesione drenata.....	10
Resistenza allo sforzo di taglio	10
Modulo di compressibilità	10
Coefficiente di sottofondo.....	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.....	13
Stabilità globale	13
ANALISI DEI CEDIMENTI	13
Calcolo della rigidezza della fondazione.....	14
Calcolo del cedimento massimo.....	14
VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	15
CONDIZIONI DI STABILITÀ DEL RILIEVO COLLINARE PROSSIMO ALL'AREA D'INTERVENTO	15
REGIMAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE NELL'AREA D'INTERVENTO	15
CONCLUSIONI	15
ELENCO ALLEGATI	17

PREMESSA

La presente relazione geologico-geotecnico-sismica viene redatta in ottemperanza alle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, approvate con D.M. 14/01/2008, alla Circ. Min. Infrastrutture 02/02/2009 n.617 ed alla D.G.R. 65-7656 del 21/05/2014, relativamente alla richiesta di P.D.C. per la costruzione di un capanno ad uso magazzino su area impropria, da realizzarsi nel territorio del comune di Rivoli (TO) in via Alpignano 114. In particolare l'area oggetto d'intervento si localizza sul terreno distinto in mappa C.T. del medesimo comune al Foglio 11 mappali 10-11-54-242.



Estratto Carta Tecnica Regionale “Sezione 155110”, 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.

MODELLO GEOLOGICO

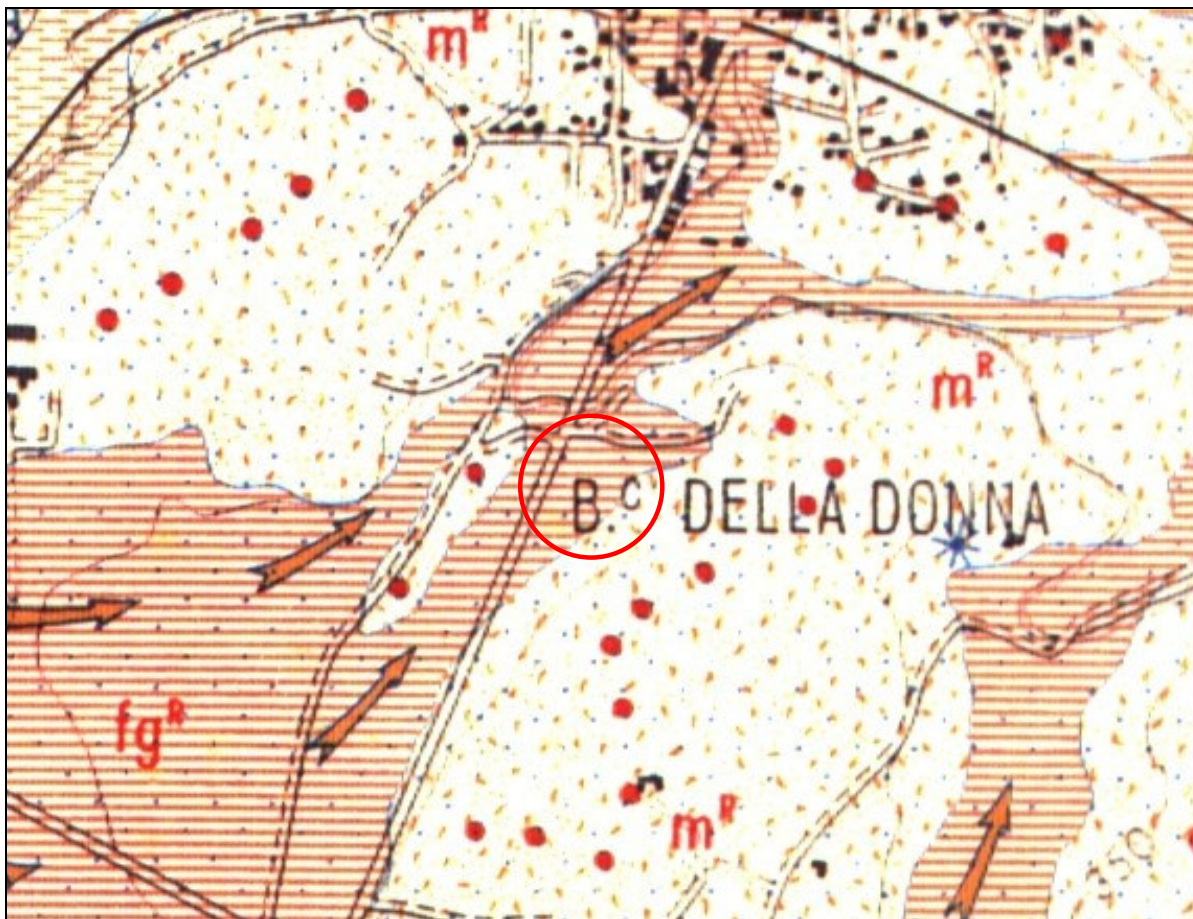
Inquadramento geologico generale

L'area d'intervento si localizza in corrispondenza dell'areale di affioramento dei depositi indicati sulla *Carta geo-morfologica dell'Anfiteatro morenico di Rivoli-Avigliana (Prov. Torino) e del suo substrato cristallino* (Petrucci F., Bortolami G.C. e Dal Piaz G.V., 1970), riferibili alla seguente unità:

Fluvioglaciale Riss (fg^R) - esteso ed alto terrazzo, prevalentemente ghiaioso-sabbioso sospeso di 20-25 metri sugli attuali corsi d'acqua principali (F. Dora R., T. Sangone, ecc.), con testimoni di paleosuolo rosso-bruno argillificato e potente copertura loessica. Esso si raccorda con le cerchie moreniche rissiane.

In corrispondenza del limite sudorientale dell'area in esame (strada Boschi della Donna) si localizza il limite geologico con il Riss (m^R) - *morenico ghiaioso-sabbioso con frequenti blocchi triquetri, debolmente cementato, con paleosuolo di colore rosso-bruno, argillificato (potente al massimo m. 2,50); esso è conservato in*

lembi testimoni e sovente ricoperto da coltri loessiche, estese generalmente su tutte le cerchie, che affiora in corrispondenza del rilievo Bric della Donna.



Estratto "Carta geo-morfologica dell'Anfiteatro morenico di Rivoli-Avigliana (Prov. Torino) e del suo substrato cristallino (Petrucchi F., Bortolami G.C. e Dal Piaz G.V., 1970)", con ubicazione area d'intervento

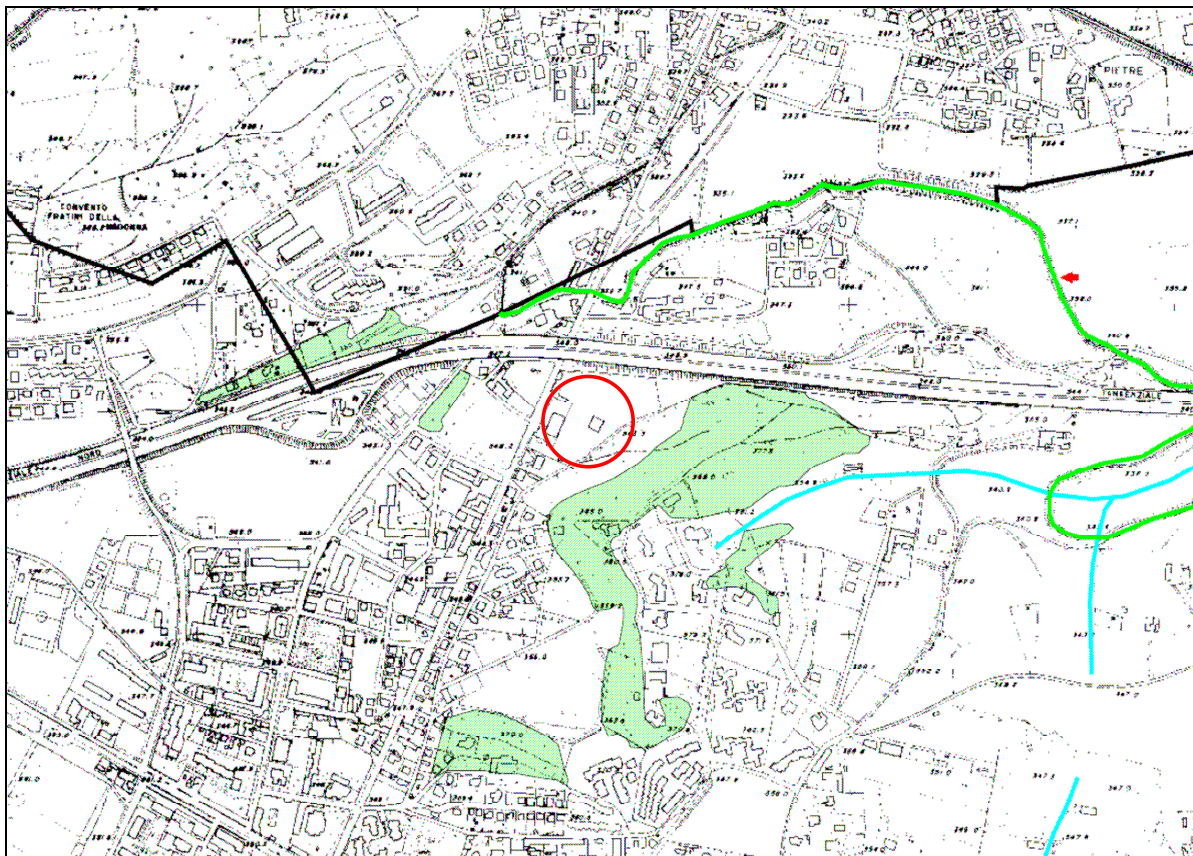
Il *Fluvioglaciale Riss* (parte medio-alta del Pleistocene medio) risulta geneticamente legato agli apparati intermedi dell'"Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana" e tende a rivestire sia i depositi glaciali che quelli fluvioglaciali della parte bassa del Pleistocene medio. I depositi appartenenti al *Fluvioglaciale Riss* sono rappresentati da ghiaie più o meno grossolane e da sabbie e sabbie argillose in stratificazione lenticolare. Il terrazzo fluvioglaciale di età Rissiana che costituisce in pratica la quasi totalità della pianura posta ad O e SO di Torino, appare ricoprire con contatto stratigrafico buona parte dei depositi *Fluvioglaciali Mindeliani*, come è osservabile lungo il Torrente Sangone. La potente copertura loessica è geneticamente riconducibile a fasi steppeiche di ritiro glaciale, durante le quali l'azione eolica operò su un ampio areale ancora privo di vegetazione depositando i materiali sabbiosi più fini dei depositi morenici di fondo. Esso si raccorda con le cerchie moreniche rissiane e risulta assimilabile al *Fluvioglaciale Riss* (fg^R) indicato sul F°56 "Torino" della Carta Geologica d'Italia alla scala di 1:100.000.

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 i depositi presenti nell'area oggetto d'intervento sono riferibili alla seguente unità:

Depositi lacustri, palustri e di torbiera (AFR_{2e}) – sabbie siltose e silt sabbiosi stratificati con intercalazione ghiaiose e morboso), appartenenti al Sistema di Fressinere - Subsistema di Col Giansesco

L'area collinare posta a sudest dell'area in esame risulta invece localizzata all'interno dell'areale di affioramento dei depositi glaciali di ablazione rappresentati da *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi di dimensioni superiori a 1 m (AFR_{1c5}), appartenenti al Sistema di Frassinere - Subsistema di Cresta Grande.

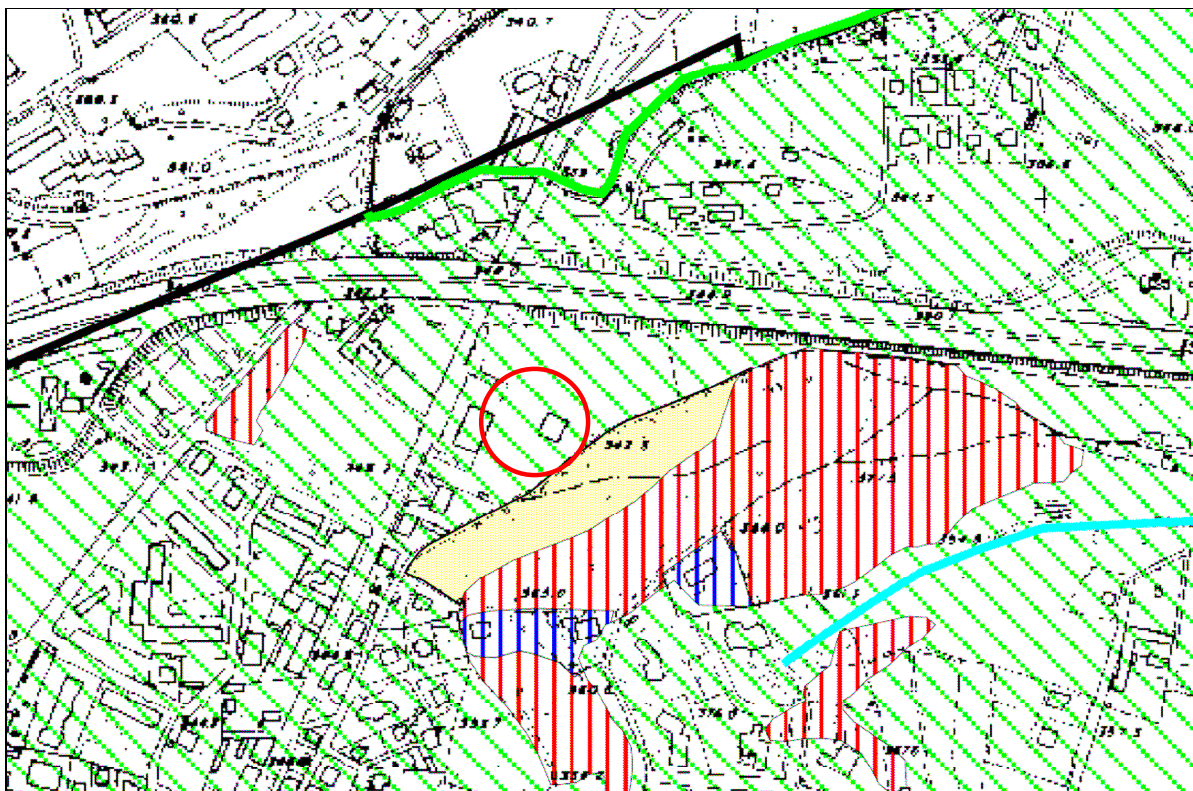
Secondo quanto indicato sull'elaborato B1a – Carta del dissesto geologico (dott. geol. De Vecchi Pellati R., 2001) allegata al PRGC del comune di Rivoli, la zona oggetto d'indagine si colloca all'esterno sia della perimetrazione relativa alle aree inondabili, sia della perimetrazione dei settori di versante con pendenza compresa tra 30% e 50% potenzialmente dissestabili, sia della perimetrazione dei settori in cui le condizioni di dissesto sono legate all'inadeguatezza del sistema di raccolta e smaltimento delle acque di scorrimento superficiale o a particolari condizioni di drenaggio.



Estratto "Carta del dissesto geologico (dott. geol. De Vecchi Pellati R., 2001)", con ubicazione area d'intervento

La Tavola 1 - Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica (dott. geol. De Vecchi Pellati R., 2001), allegata al PRGC del comune di Rivoli, pone l'area oggetto d'intervento all'interno della perimetrazione delle porzioni di territorio classificate in CLASSE 1 (campitura a righe oblique verdi), cioè all'interno dei settori in cui non vi sono elementi di pericolosità geologica tali da condizionare l'edificabilità.

Come si evince dalla Relazione geologica (GEOENGINEERING Studio Associato) allegata al PRGC del comune di Rivoli, ai settori classificati in CLASSE I non vengono attribuite particolari limitazioni all'uso urbanistico; gli interventi sia pubbliche che privati, sono pertanto consentiti, nel rispetto delle prescrizioni del DM 11/03/1988.



Estratto "Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica" (dott. geol. De Vecchi Pellati R., 2001), con localizzazione area oggetto d'intervento

Assetto idrogeologico generale

Le note illustrative 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 *depositi 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 reticolo idrografico superficiale e possiedono una locale ma limitata protezione ai fenomeni di inquinamento diretto, dovuta alla presenza in superficie, di un sottile paleosuolo 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 susseguono con frequenti e repentine variazioni di litologia.

Per quanto riguarda la soggiacenza della falda acquifera a superficie libera, si specifica che sulla *Tavola 3 (Elementi di assetto idrogeologico – parte 2, soggiacenza dell'acquifero superficiale)* allegata al *Piano di Tutela delle Acque* della Regione Piemonte (2004), in corrispondenza dell'area oggetto d'intervento non sono presenti linee isopiezometriche. Nel corso della realizzazione delle indagini geognostiche eseguite nell'area oggetto d'indagine, consistenti nell'esecuzione di un pozzetto esplorativo spinto alla profondità di -2,50 m dal p.c. e di una prova penetrometrica dinamica spinta alla profondità di -2,40 m dal p.c. non è stata rilevata la presenza della falda acquifera a superficie libera, tuttavia in corrispondenza di una prova eseguita nel dicembre 2010 in via Tirasegno (circa 450 m a SO dell'area in oggetto) il livello piezometrico è stato rilevato alla profondità di -4,10 m dal p.c.

Sulla base delle precedenti indicazioni, pur 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 m ÷ 2,0 m, ai fini del calcolo della capacità portante del terreno di fondazione, si ritiene corretto considerare trascurabili i valori delle pressioni neutre *in situ*.

Indagini geognostiche realizzate nell'area d'intervento

Il giorno 12/11/2015 i Tecnici dello *Studio Associato S.R.G.* (con sede in Trofarello) hanno realizzato indagini geotecniche e geofisiche volte a caratterizzare l'area d'intervento dal punto di vista geologico, geotecnico e geofisico (i rapporti di prova sono riportati in allegato).

In particolare è stato realizzato un pozzetto esplorativo (p1), una prova penetrometrica dinamica SCPT (scpt1) ed un'indagine geofisica tipo MASW. Il pozzetto esplorativo è stato eseguito a mezzo di una benna meccanica, raggiungendo la profondità di $-2,50$ m dal p.c., la prova penetrometrica dinamica è stata eseguita attraverso l'utilizzo di un penetrometro pesante fino alla profondità di $-2,40$ m dal p.c. e l'indagine geofisica tipo MASW è stata eseguita attraverso il posizionamento di 24 geofoni lungo uno stendimento rettilineo di lunghezza complessiva pari a circa 70 m.

Nell'estratto ortofotografico sottostante è riportata l'ubicazione delle indagini eseguite.



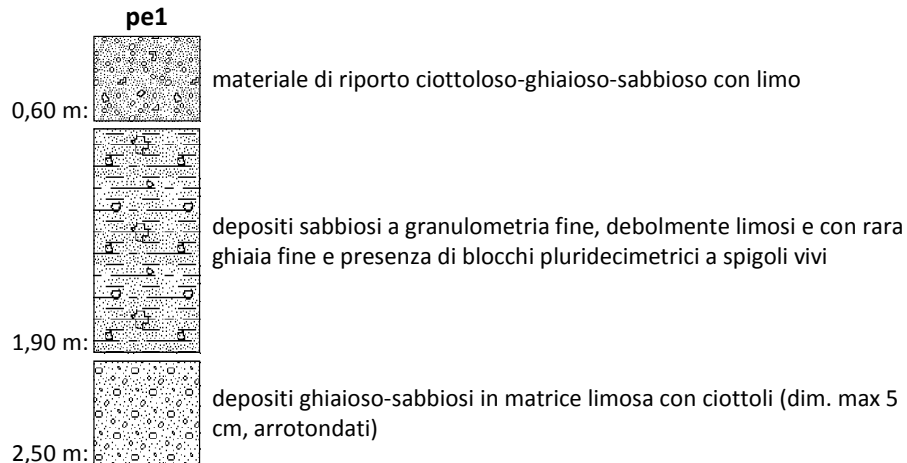
Estratto ortofoto satellitare con ubicazione indagini geognostiche realizzate nell'area oggetto d'indagine

Assetto litostratigrafico locale

La successione litostratigrafica locale è stata definita sulla base dell'interpretazione dei dati relativi ad un pozzetto esplorativo (pe1), realizzato il giorno 12/11/2015 e spinto alla profondità di $-2,50$ m dal p.c.

Sulla base dei dati ricavati da tali indagini si deduce che il sottosuolo del sito d'intervento è costituito da depositi sabbiosi a granulometria fine, debolmente limosi, con rara ghiaia fine e con presenza di blocchi pluridecimentrici a spigoli vivi fino a circa $1,90$ m dal p.c., sovrastanti depositi ghiaioso-sabbiosi in matrice limosa con ciottoli arrotondati. In superficie si osserva la presenza di un sottofondo in materiali di riporto potente circa 60 cm.

La sequenza stratigrafica può essere schematizzata come segue:



Classificazione sismica

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 Rivoli la “Zona 3”.

Determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione

Al fine di classificare la categoria del profilo stratigrafico del suolo di fondazione il giorno 12/11/2015 è stata realizzata un’indagine geofisica con metodologia MASW.

Le categorie indicate al punto 3.2.2 (Categorie di sottosuolo) delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, approvate con D.M. 14/01/2008 risultano le seguenti:

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiori a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabelle 3.2.II – Categorie di sottosuolo e 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo

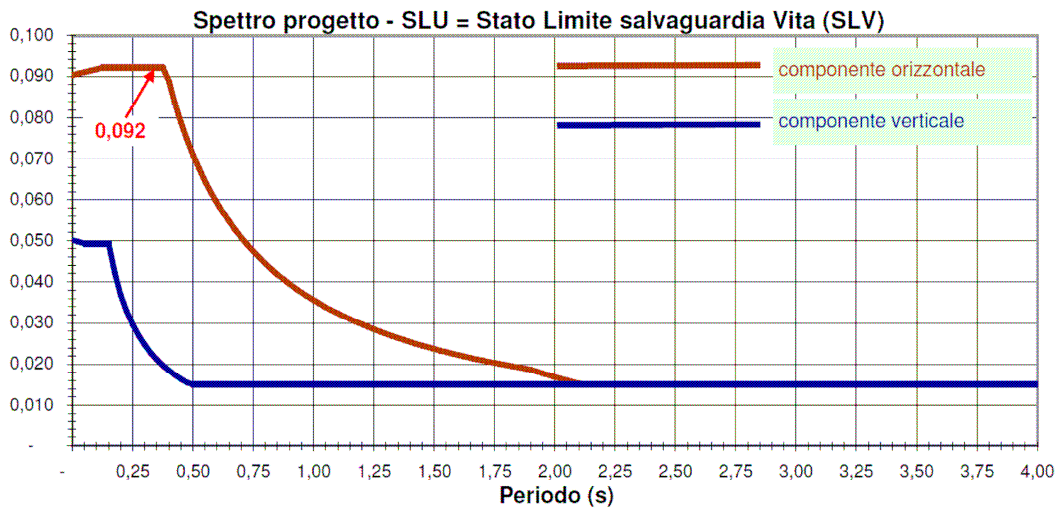
Sulla base dei risultati ottenuti da tale indagine ($V_{s,30} = 563,97$ m/s, valore compreso nell'intervallo tra 360 m/s e 800 m/s) è stato possibile classificare il profilo stratigrafico del suolo di fondazione come appartenente alla **CATEGORIA B** di cui all'*Ordinanza PCM n.3274 del 20/03/2003* ed al *D.M. 14/09/2005*.

Parametri sismici

- coordinate geografiche del sito: LONG 7,52069866 E – LAT 45,08372581 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 : 0,2
- fattori di struttura: $\xi = 5,0$; $q_{orizzontale} = 2,60$; $q_{verticale} = 1,50$ 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	Tb	T_C	T_D	F_v
Salv. Vita	10%	475	0,0752 g	2,65	0,27	1,20	0,13	0,39	1,90	0,98



Considerando le caratteristiche delle opere in progetto si è ricavato il valore dell'inerzia della struttura $Kh_i = 0,092$ sullo spettro di progetto, rappresentata dal valore della funzione in corrispondenza del massimo. Inoltre si sono ricavate la componente sismica orizzontale (inerzia del suolo) $Kh_k = 0,022$ e quella verticale $K_v = 0,011$.

Valutazione della suscettibilità ai fenomeni di liquefazione dei depositi presenti nel sottosuolo dell'area oggetto d'intervento

Considerando che l'accelerazione sismica attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta inferiore a $0,1g$ (cfr. punto 2 del §.7.11.3.4.2 del *DM 11.01.2008*), come risultato dai calcoli effettuati nel paragrafo precedente ($a_g = 0,0752$ g) e dall'analisi dei dati disponibili, si ritiene che per il caso in esame i depositi presenti nel sottosuolo non possiedano caratteristiche granulometriche e di addensamento tali da far temere fenomeni di liquefazione in presenza di sollecitazioni sismiche e che possa quindi essere esclusa la verifica a liquefazione.

MODELLO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti nel sottosuolo dell'area d'intervento sono state definite avvalendosi dell'interpretazione dei dati ricavati dall'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica (scpt1) realizzata il giorno 12/11/2015 nell'area d'indagine, utilizzando un penetrometro dinamico pesante, 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 corrispondenti valori di N_{SPT} .

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.

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".

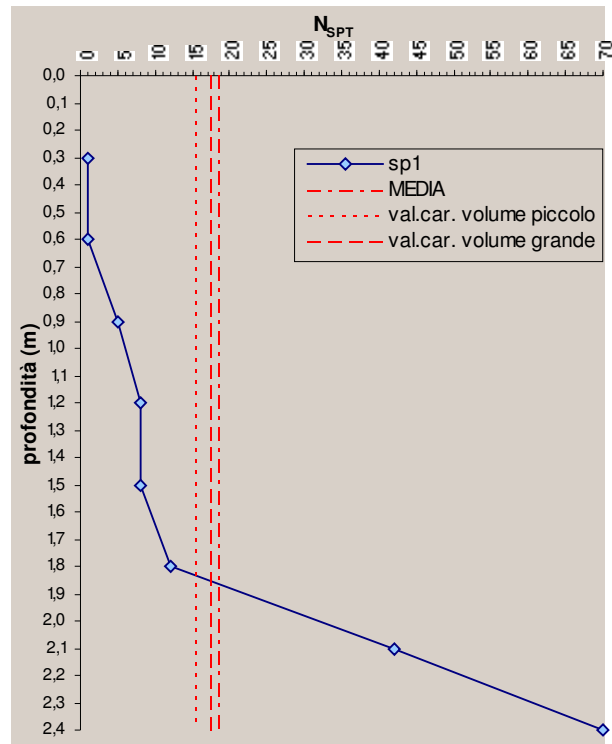


Grafico "N_{SPT}-profondità"

Quando ci si trova in condizioni di compensazione (generalmente strutturale - *volume grande*) e il "dataset" ha una numerosità alta (superiore a 10), si può ricorrere alla statistica classica, utilizzando la "t" di Student ad n-1 gradi di libertà. L'equazione del valore caratteristico assume pertanto la seguente forma:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0,95} \cdot \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove: x_k = valore caratteristico desiderato
 \bar{x} = valore medio della popolazione, ipotizzato = al valore medio del campione
 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
 n = numero di dati

I calcoli eseguiti hanno consentito di ottenere un valore del numero di N_{SPT} , utilizzabile ai fini della determinazione dei parametri geotecnici, pari a $N_{SPT} = 17,3$.

Ai fini della verifica agli “stati limite ultimi SLU per carico limite” e della verifica agli “stati limite di esercizio SLE” verrà utilizzato l’Approccio 2 (A1, M1, R3) di cui all’art.6.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008 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 (pedice d).

Ai fini della verifica “stati limite ultimi SLU per scorrimento sul piano di fondazione” verrà invece utilizzato l’Approccio 1 – Combinazione 2 (A2, M2, R2), che prevede l’applicazione ai parametri geotecnici caratteristici del terreno del coefficiente parziale $\gamma_M = 1,25$ (art.6.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) secondo le seguenti relazioni:

$$\gamma_d = \gamma_k \qquad c'_d = c'_k / \gamma_M \qquad \varphi'_d = \tan^{-1}(\tan \varphi_k / \gamma_M)$$

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*, corrispondente ad un *peso di volume di progetto* pari a $\gamma_d = 1,80 \text{ t/m}^3 = 17,65 \text{ kN/m}^3$.

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 $\varphi'_d = 32,0^\circ$. Applicando il coefficiente parziale $\gamma_M = 1,25$ si è ricavato un *valore di progetto* pari a $\varphi'_d = 26,5$ da utilizzarsi ai fini della verifica agli stati limite ultimi per scorrimento sul piano di fondazione.

Modulo di compressibilità

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 10. Si è così ricavato un *valore caratteristico del modulo di deformazione* pari a $E_k = 346 \text{ kg/cm}^2$.

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, poggiata su uno strato compressibile di potenza H, essendo E_k il modulo di deformazione di tale strato, la relazione che esprime il coefficiente di sottofondo risulta:

$$k_s = \alpha_1 \cdot E_k / B$$

dove: α_1 = coeff. funzione della potenza dello strato compressibile e delle dimensioni del lato di base della fondazione

Ipotizzando cautelativamente uno spessore compressibile avente potenza pari a 3 m e diverse dimensioni di base della fondazione B, si ottengono mediante un apposito diagramma i corrispondenti coefficienti α_1 . Sostituendo i valori nelle precedenti relazioni, si ricavano i seguenti valori del coefficiente di sottofondo.

	B	α_1	k_s
	m		kg/cm ³
SOTTOPLINTO 1	2,40	2,84	4,09
SOTTOPLINTO 2	2,80	2,95	3,64
SOTTOPLINTO 3	3,80	3,15	2,87

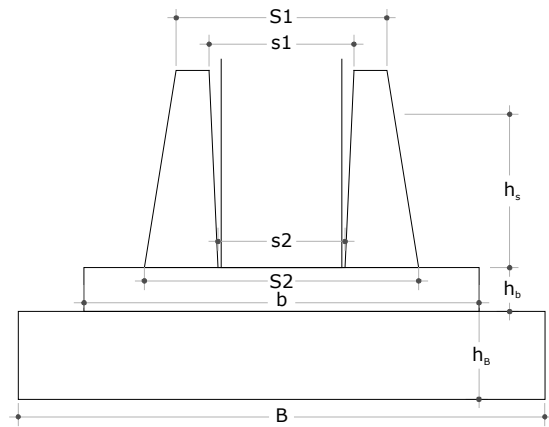
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

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

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

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 FONDAZIONI (PLINTO A BICCHIERE)

SOTTOPLINTO 1 (200 t)

S1 = 1,10 m: larghezza min. "colletto"
 S2 = 1,20 m: larghezza max. "colletto"
 s1 = 0,80 m: larghezza sup. "colletto"
 s2 = 0,70 m: larghezza fondo "colletto"
 hs = 1,00 m: altezza del plinto
 b = 1,60 m: larghezza base del plinto
 hb = 0,20 m: altezza base del plinto
 B = 2,40 m: larghezza sottoplinto
 hb = 0,40 m: altezza sottoplinto
 Ds = 2,00 m: profondità d'incasso
 Pp = 8,56 t: peso totale fondazione
 Aeff = 5,76 m: area efficace fondazione

DATI PROGETTUALI FONDAZIONI (PLINTO A BICCHIERE)

SOTTOPLINTO 2 (300 t)

S1 = 1,10 m: larghezza min. "colletto"
 S2 = 1,20 m: larghezza max. "colletto"
 s1 = 0,80 m: larghezza sup. "colletto"
 s2 = 0,70 m: larghezza fondo "colletto"
 hs = 1,00 m: altezza del plinto
 b = 1,60 m: larghezza base del plinto
 hb = 0,20 m: altezza base del plinto
 B = 2,80 m: larghezza sottoplinto
 hb = 0,40 m: altezza sottoplinto
 Ds = 2,00 m: profondità d'incasso
 Pp = 10,65 t: peso totale fondazione
 Aeff = 7,84 m: area efficace fondazione

DATI PROGETTUALI FONDAZIONI (PLINTO A BICCHIERE)

SOTTOPLINTO 3 (470 t)

S1 = 1,10 m: larghezza min. "colletto"
 S2 = 1,20 m: larghezza max. "colletto"
 s1 = 0,80 m: larghezza sup. "colletto"
 s2 = 0,70 m: larghezza fondo "colletto"
 hs = 1,00 m: altezza del plinto
 b = 1,60 m: larghezza base del plinto
 hb = 0,20 m: altezza base del plinto
 B = 3,80 m: larghezza sottoplinto
 hb = 0,60 m: altezza sottoplinto
 Ds = 2,00 m: profondità d'incasso
 Pp = 24,46 t: peso totale fondazione
 Aeff = 14,44 m: area efficace fondazione

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 1	SOTTOPLINTO 2	SOTTOPLINTO 3
FS globale gamma-R	γ_R	2,30	2,30	2,30
Inerzia della struttura K_{hi} (C7.11.5.3.1)	K_{hi}	0,092	0,092	0,092
Inerzia del suolo: K_{hk} (C7.11.5.3.1.7.)	K_{hk}	0,022	0,022	0,022
Angolo di attrito di progetto, gradi	Φ_d	32	32	32
Coesione di progetto, kPa	c_d	0	0	0
Densità terreno sotto la fondaz. γ'_f kN m^{-3}	γ'_f	17,65	17,65	17,65
Densità vespaio o riporto, γ'_v kN m^{-3}	γ'_v	15,69	15,69	15,69
Profondità di incasso, m	D	2,00	2,00	2,00
Larghezza di fondazione, m	B	2,40	2,80	3,80
Lunghezza di fondazione, m	L	2,40	2,80	3,80
Eccentricità secondo B, m	e_b	0	0	0
Eccentricità secondo L, m	e_l	0	0	0
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0	0	0
Forze inerziali del suolo?	z	sì	sì	sì
Carico limite, kPa	q_{lim}	1003,8	1030,0	1109,3
CAPACITÀ PORTANTE, kPa kg/cm^2	R_d	436,4 4,44	447,8 4,56	482,3 4,91

Si specifica che il piano di posa del sottoplinto per le fondazioni tipo “plinto a bicchiere” dovrà essere posizionato ad una quota tale per cui il dislivello tra tale piano ed il piano cortile sistemato risulti pari ad almeno $D = 2,00$ m (profondità d’incasso).

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, infatti 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 della fondazione). Utilizzando i carichi forniti dal Progettista (200/300/470 t, cfr. allegato “Pianta pilastri e carichi ipotetici”), sommando a questi il peso proprio delle fondazioni (P_p) e rapportando i valori del CARICO TOTALE SLU così ottenuti all’area efficace (A_e) della fondazione medesima, si sono ricavati i seguenti risultati:

CARICO TOTALE agli SLU sul SOTTOPLINTO 1: $N_d = N + P_p = 200 + 8,56 \text{ t} = 208,56 \text{ t} \approx 2045,4 \text{ kN}$

CARICO TOTALE agli SLU sul SOTTOPLINTO 2: $N_d = N + P_p = 300 + 10,64 \text{ t} = 310,64 \text{ t} \approx 3046,4 \text{ kN}$

CARICO TOTALE agli SLU sul SOTTOPLINTO 3: $N_d = N + P_p = 470 + 24,46 \text{ t} = 494,46 \text{ t} \approx 4849,1 \text{ kN}$

	B m	N_d kN	A_{eff} m^2	R_d kPa	E_d kPa	esito verifica SLU	
SOTTOPLINTO 1	2,40	2045,4	5,76	436,4	355,2	$E_d < R_d$	VERIFICATO
SOTTOPLINTO 2	2,80	3046,4	7,84	447,8	388,6	$E_d < R_d$	VERIFICATO
SOTTOPLINTO 3	3,80	4849,1	14,44	482,3	4,91	$E_d < R_d$	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

Secondo quanto indicato al paragrafo C7.11.5.3.1 della Circolare n.617 del 02/02/2009, per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1, pertanto risulta preferibile l'impiego dell'Approccio 1 – Comb. 2. 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_i = angolo di resistenza per attrito lungo la base, posto normalmente pari a φ_d (= 26,5°)

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 (= 0,092)

γ = peso di volume (= 15,69 kN)

H = profondità d'incasso (= 2,00 m)

k_o = coeff. di spinta a riposo, che per i depositi normal-consolidati vale $1 - \sin\varphi$ (= 0,55)

Considerando il carico agli stati limite ultimi SLU citato precedentemente, agente sulle opere di fondazione in progetto, sommato al peso proprio delle fondazioni (P_f) e sostituendo tale valore nelle precedenti relazioni, si è ottenuto il seguente risultato:

	B	N_d	R_{ds}	E_{ds}	esito verifica SLU
	m	kN	kPa	kPa	
SOTTOPLINTO 1	2,40	2045,4	927,0	205,6	$E_{ds} < R_{ds}$ VERIFICATO
SOTTOPLINTO 2	2,80	3046,4	1380,7	297,7	$E_{ds} < R_{ds}$ VERIF
SOTTOPLINTO 3	3,80	4849,1	2197,8	463,5	$E_{ds} < R_{ds}$ VERIF

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 rigidità 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:

$$K_R = \frac{E_r}{E_d} \cdot \frac{(1-\nu_s^2)}{(1-\nu_r^2)} \cdot \frac{J_y}{B \cdot h^3}$$

dove: E_r = modulo di compressibilità del calcestruzzo = 2800000 t/m²
 E_d = modulo di compressibilità del terreno = 3460 t/m²
 ν_s = rapporto di *Poisson* del terreno = 0,3
 ν_r = rapporto di *Poisson* della fondazione = 0,2
 h = spessore della fondazione
 B = base 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 $K_{R-1} = 15,16$, $K_{R-2} = 11,57$, $K_{R-3} = 10,81$.

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 *Tsytoich (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:

$$S_d = P_e \cdot B \cdot \frac{(1-\nu_s^2)}{E_c} \cdot I_A$$

dove: $N_d = N + P_p$ $P_p = h \cdot L \cdot B \cdot \gamma_{cls}$ ($\gamma_{cls} = 2.5 \text{ t/m}^3$)

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 il carico totale agente sulle opere di fondazione in progetto ipotizzato in precedenza, comprensivo del peso proprio delle fondazioni (P_p) e sostituendo tali parametri nella precedente relazione si è ottenuto il seguente valore del cedimento:

	B (m)	K_R	I_A	N_d (t)	S_d (cm)
SOTTOPLINTO 1	2,40	15,16	0,86757	208,56	1,98
SOTTOPLINTO 2	2,80	11,57	0,86803	310,64	2,53
SOTTOPLINTO 3	3,80	10,81	0,86813	494,46	2,97

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 E_d 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 E_d 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 quale 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	S_c	esito verifica
SOTTOPLINTO 1	1,98 cm	3,0 cm	$S_d < S_c$ VERIFICATO
SOTTOPLINTO 2	2,53 cm	3,0 cm	$S_d < S_c$ VERIFICATO
SOTTOPLINTO 3	2,97 cm	3,0 cm	$S_d < S_c$ 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, applicando l'Approccio 2 (Azioni A1), comprensive della sollecitazione sismica e del peso proprio delle fondazioni.

CONDIZIONI DI STABILITÀ DEL RILIEVO COLLINARE PROSSIMO ALL'AREA D'INTERVENTO

Il rilievo collinare di origine morenica posto immediatamente a SE dell'area d'intervento, al momento attuale, non presenta evidenze geomorfologiche tali da far ritenere che sussistano condizioni di stabilità critiche riconducibili a movimenti gravitativi in atto e/o potenzialmente attivabili o tali da condizionare sfavorevolmente l'assetto del territorio circostante.

REGIMAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE NELL'AREA D'INTERVENTO

In riferimento alle tavole progettuali Tavola 7 "Planimetria generale – Aree permeabili e impermeabili" del novembre 2015 e Tavola 8 "Planimetria urbanizzazioni esistenti" del dicembre 2015, a firma del Progettista Dott.Arch. Costa Massimiliano – C.so Francia ,133 – Rivoli (TO), che evidenziano che gli apporti meteorici generati e provenienti dalle superfici impermeabili localizzate all'interno dell'area d'intervento, saranno conferiti tramite appositi collettori all'interno dell'alveo di un corso d'acqua artificiale ("bealera") prossimo all'area stessa, si ritiene che tale sistema di regimazione possa considerarsi funzionale in relazione alle quantità pluviometriche ordinarie che caratterizzano il territorio in cui si colloca il sito d'intervento. In sede di progettazione esecutiva potrà essere svolta un'analisi idrologico-idraulica volta a definire le quantità di acqua meteorica che occorrerà smaltire, il dimensionamento dei collettori in progetto ed a verificare la capacità di deflusso del corso d'acqua recettore.

CONCLUSIONI

Lo studio eseguito consente di esprimere le seguenti considerazioni:

- Secondo quanto indicato sulla *Tavola 1 - Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica (dott. geol. De Vecchi Pellati R., 2001)*, l'area oggetto d'intervento si colloca in Classe I.
- Le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, valutate sulla base delle analisi qualitative eseguite sui 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 $R_d = 4,44$ kg/cm² calcolato per un sottoplinto per "plinto a bicchiere" caratterizzato da valori di larghezza $B = 2,40$ m e altezza $h = 0,40$ m ed il cui piano d'imposta sia localizzato ad una profondità pari ad almeno $D = 2,00$ m rispetto al piano cortile sistemato (SOTTOPLINTO 1 - sottostante pilastri aventi un carico pari a 200 t)

- pari a $R_d = 4,56 \text{ kg/cm}^2$ calcolato per un sottoplinto per “plinto a bicchiere” caratterizzato da valori di larghezza $B = 2,80 \text{ m}$ e altezza $h = 0,40 \text{ m}$ ed il cui piano d’imposta sia localizzato ad una profondità pari ad almeno $D = 2,00 \text{ m}$ rispetto al piano cortile sistemato (SOTTOPLINTO 2 - sottostante pilastri aventi un carico pari a 300 t)
 - pari a $R_d = 4,91 \text{ kg/cm}^2$ calcolato per un sottoplinto per “plinto a bicchiere” caratterizzato da valori di larghezza $B = 3,80 \text{ m}$ e altezza $h = 0,60 \text{ m}$ ed il cui piano d’imposta sia localizzato ad una profondità pari ad almeno $D = 2,00 \text{ m}$ rispetto al piano cortile sistemato (SOTTOPLINTO 3 - sottostante pilastri aventi un carico pari a 470 t)
- La verifica agli stati limite ultimi SLU per carico limite ha consentito di accertare che il valore del carico di progetto (non fornito dal Progettista), comprensivo del 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 la tipologia di fondazione considerata e di geometria assegnata.
- 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} per la tipologia di fondazione considerata e di geometria assegnata.
- La verifica agli stati limite di esercizio SLE ha evidenziato che il valore di cedimento S_d ricavato applicando il carico di progetto massimo ipotizzato, sommato al peso della fondazione, risulta inferiore al valore della soglia massima tollerabile S_e per la tipologia di fondazione considerata e di geometria assegnata.
- 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 provvisori, 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 risultati delle indagini geognostiche condotte *in situ*, subordinatamente all’osservanza delle suddette indicazioni, si conferma la compatibilità geologica-geotecnica del territorio con l’esecuzione delle opere in progetto.

il tecnico

dott. geol. Paolo BARILLÀ



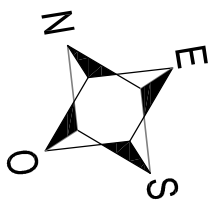
Paolo Barilla

ELENCO ALLEGATI

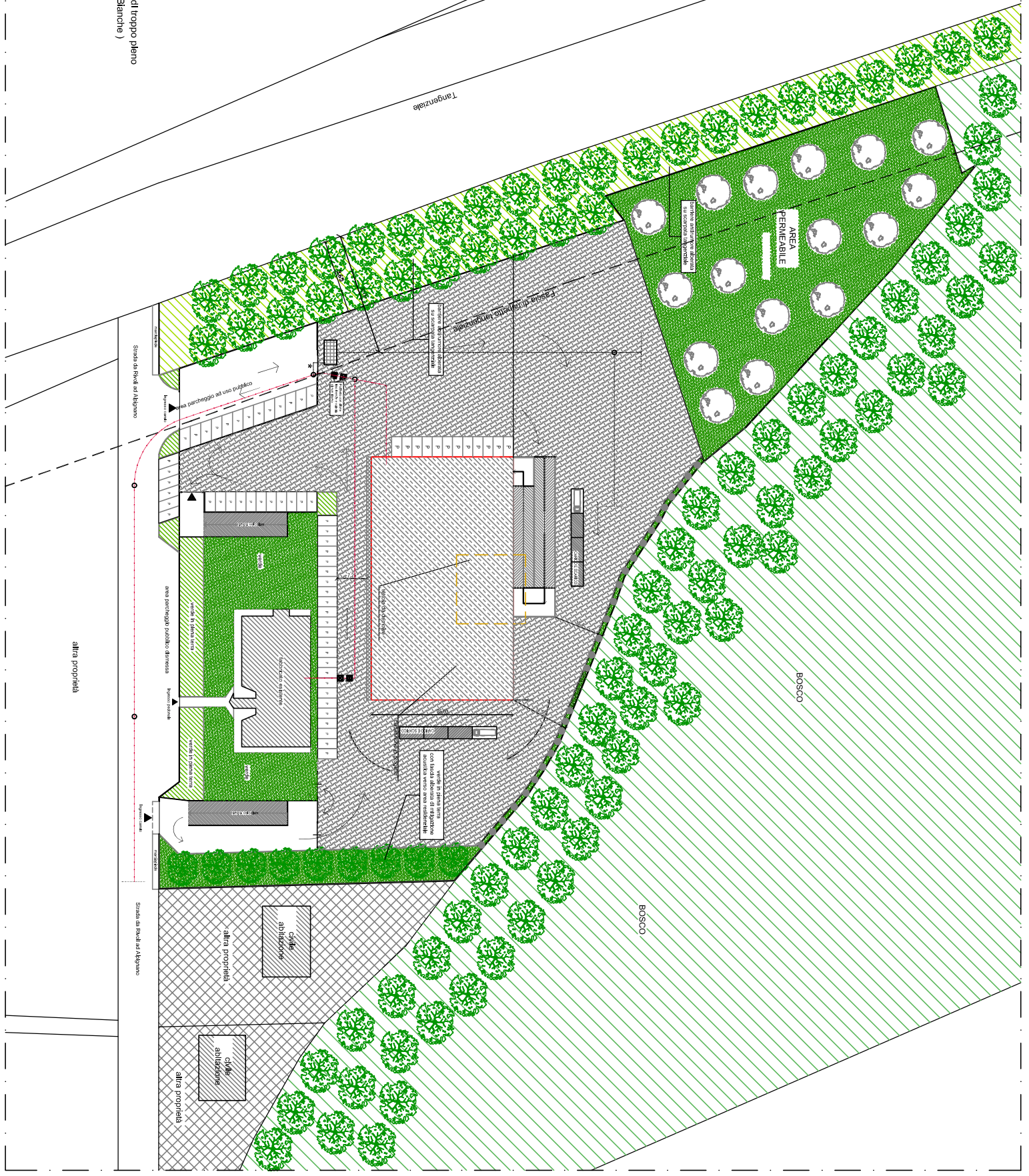
- 1. Estratto di mappa C.T. Foglio 11 comune di Rivoli (TO)**
- 2. Planimetria generale intervento in progetto**
- 3. Pianta piano terreno in progetto**
- 4. Sezione A-A intervento in progetto**
- 5. Pianta pilastri e carichi ipotetici**
- 6. Rapporto di prova relativo all'indagine geofisica tipo MASW eseguita *in situ***
- 7. Tabulato e grafico prova penetrometrica dinamica scpt1 eseguita *in situ***
- 8. Rapporto interpretativo pozzetto esplorativo pe1 eseguito *in situ***



PLANIMETRIA AREA IN OGGETTO



* Scarico di troppo pieno
(Acque Bianche)



altra proprietà

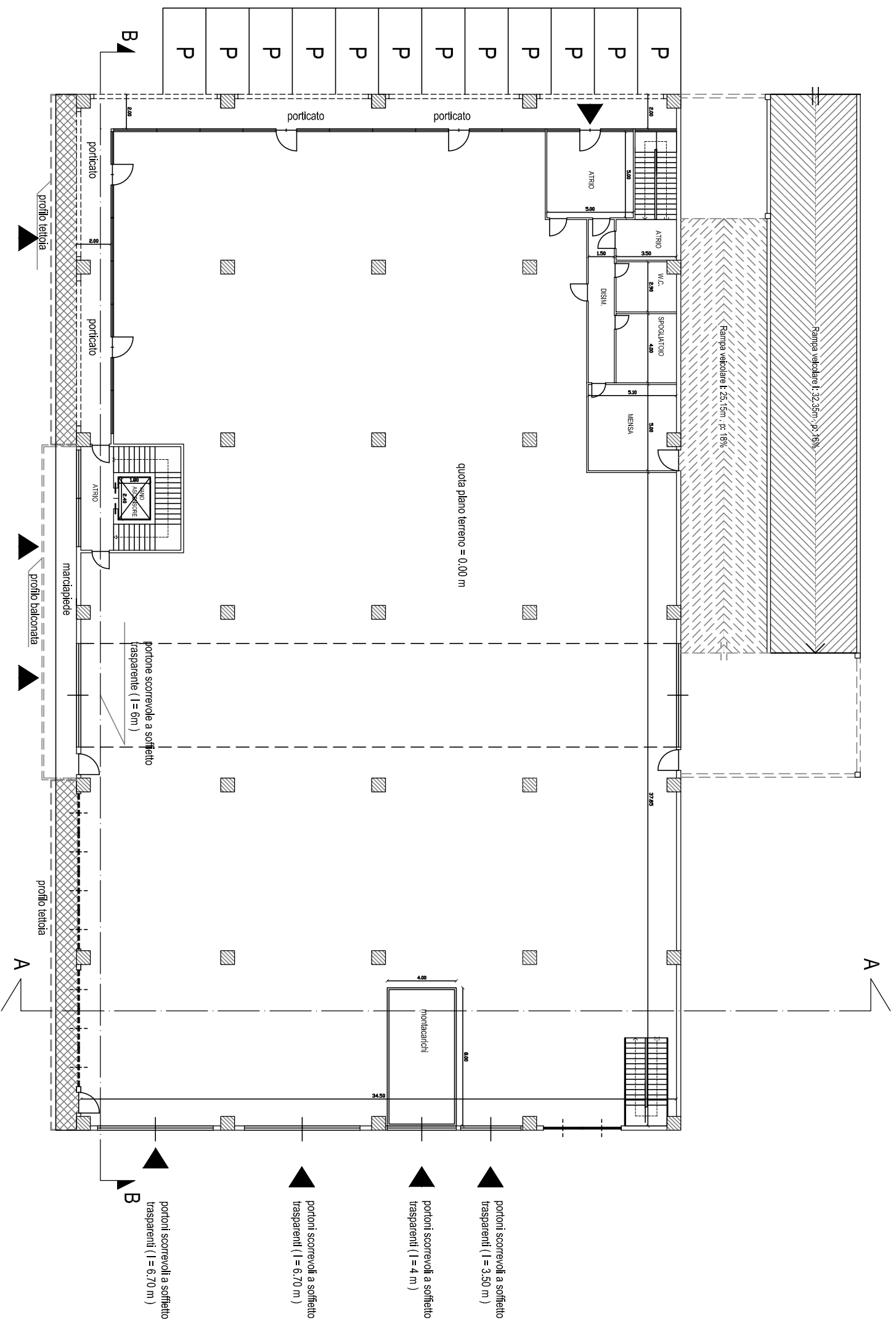
altra proprietà

altra proprietà

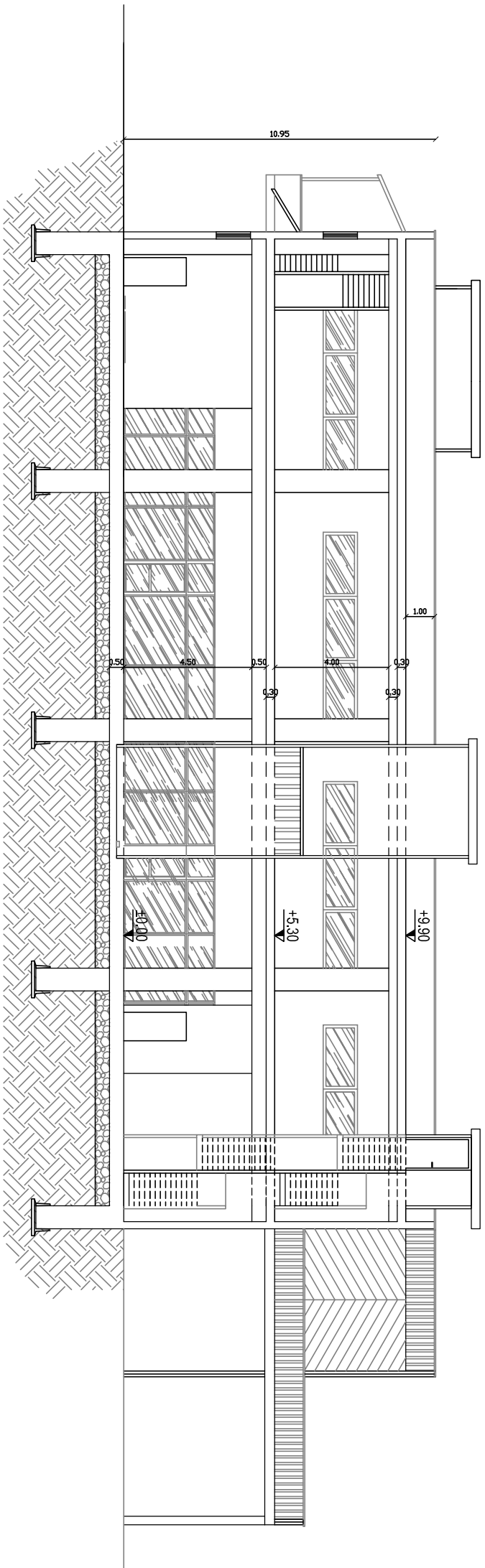
café
sottoserra

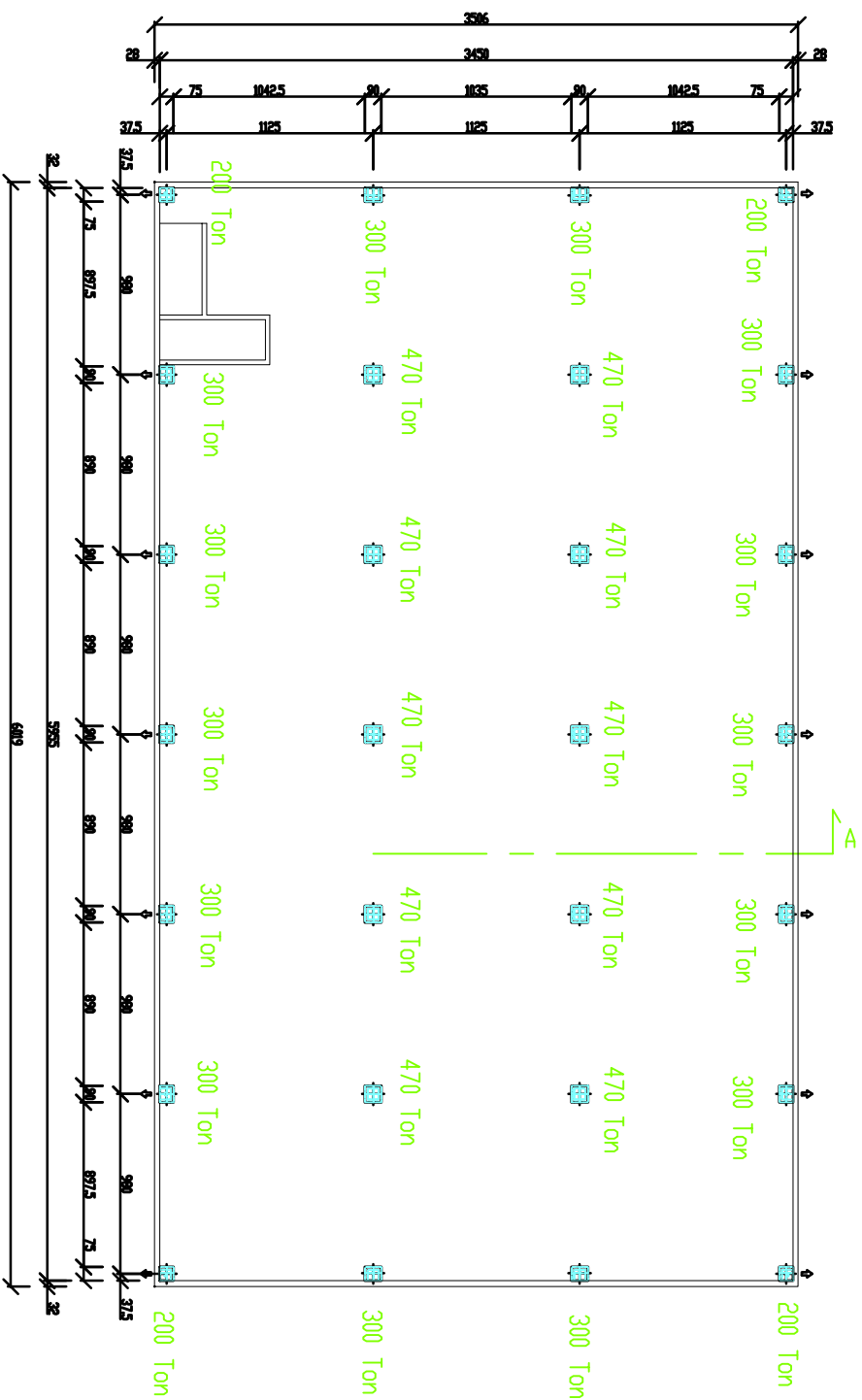
café
sottoserra

PIANTA PIANO TERRA - IN PROGETTO



SEZIONE A - A - IN PROGETTO





--

S.R.G. Studio Associato C.FISC: nd P.IVA: 06238770017	Via: Vicolo Salzea, 24 10028 Trofarello (TO) - Tel: - Fax: Email: srg@fastwebnet.it Web:
--	---

	Data: novembre 2015
	Il committente NUOVA EDILMODERNA s.n.c.
	IL Tecnico
	Il Progettista
Indagine geofisica tramite tecnica MASW via Alpignano 114 – Rivoli (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 rigidità.

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:

$$v = \lambda \times \nu$$

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 rigidità.

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

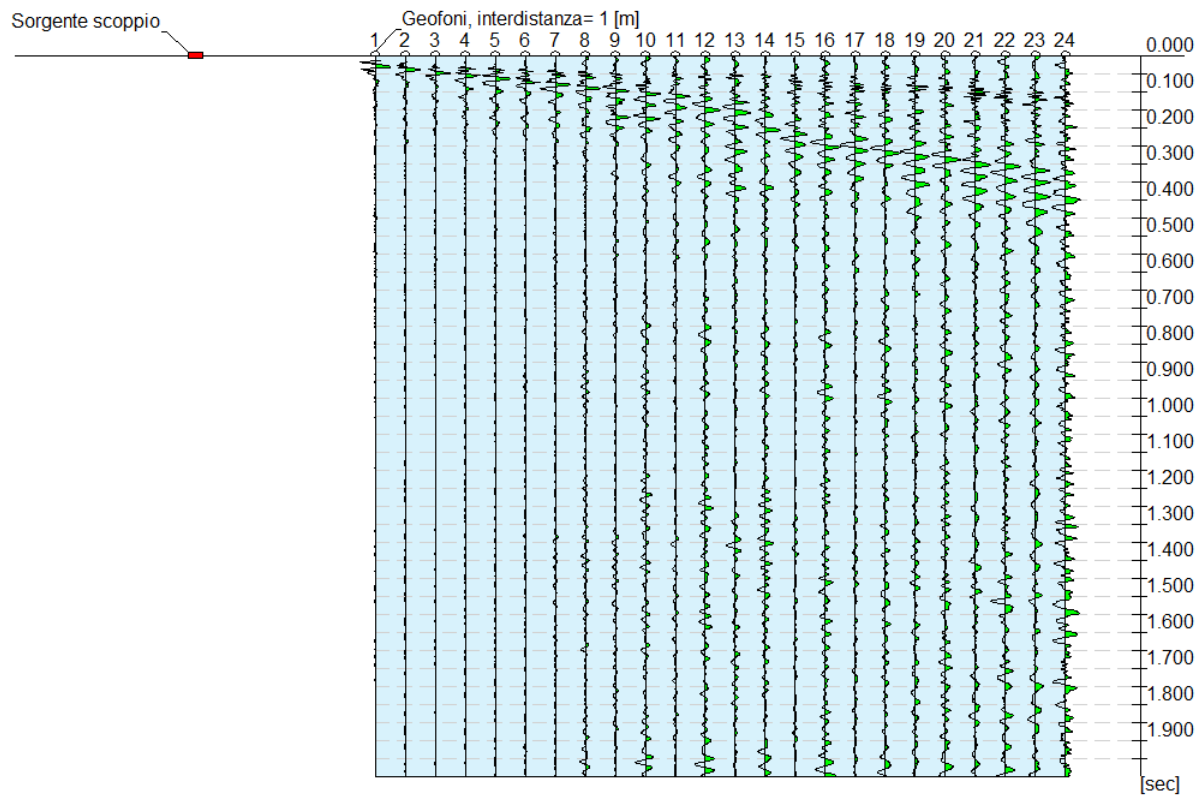
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Dati generali

Data | 12/11/2015 09:52

Tracce

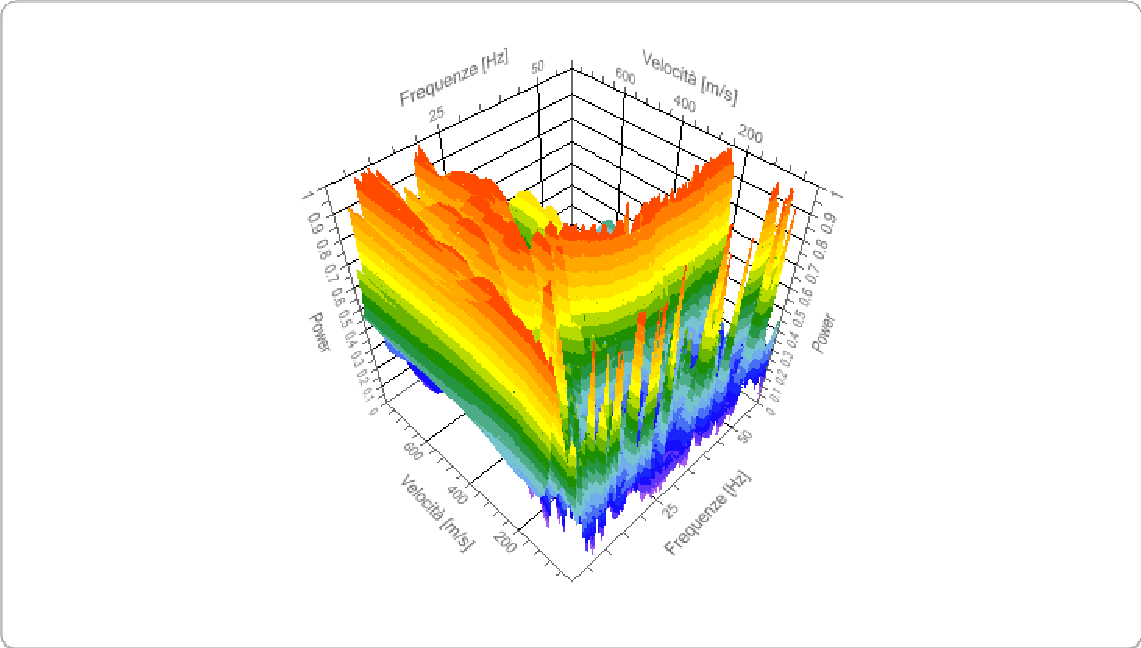
N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2000.0
Interdistanza geofoni [m]	2.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00



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

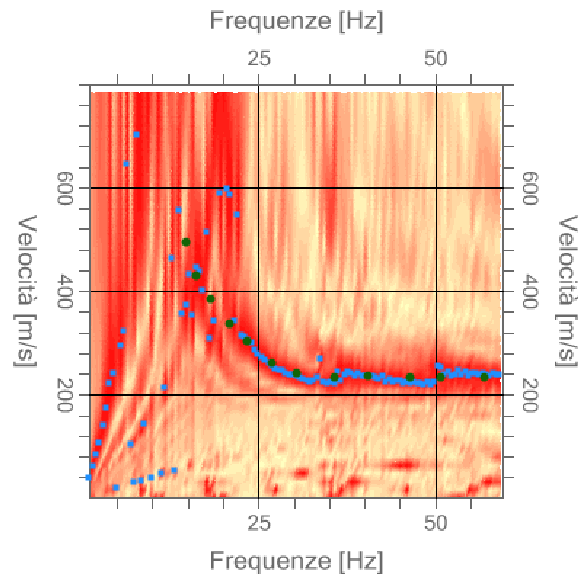
Spettro Velocità di fase - Frequenze



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	14.7	493.6	0
2	16.3	430.5	0
3	18.2	385.5	0
4	20.9	337.4	0
5	23.3	304.4	0
6	26.9	262.3	0
7	30.4	241.3	0
8	35.7	232.3	0
9	40.6	235.3	0
10	46.5	232.3	0
11	50.7	232.3	0
12	56.9	232.3	0

Spettro Velocità di fase - Frequenze



Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.00	1.00	1800.0	0.2	No	341.7	209.2
2		5.00	4.00	1800.0	0.2	No	453.2	277.5
3		10.00	5.00	1900.0	0.2	No	948.0	580.5
4		16.00	6.00	1950.0	0.2	No	1160.9	710.9
5		23.55	7.55	2000.0	0.2	No	1246.5	763.3
6		oo	oo	2100.0	0.2	No	1693.8	1037.2

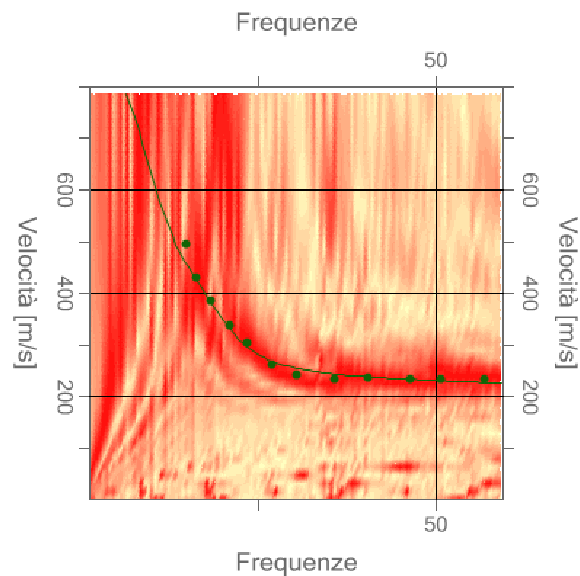
Percentuale di errore

0.145 %

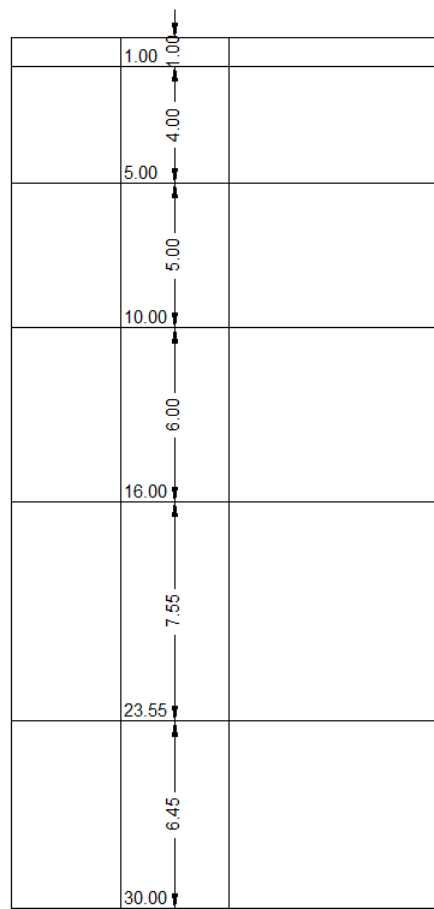
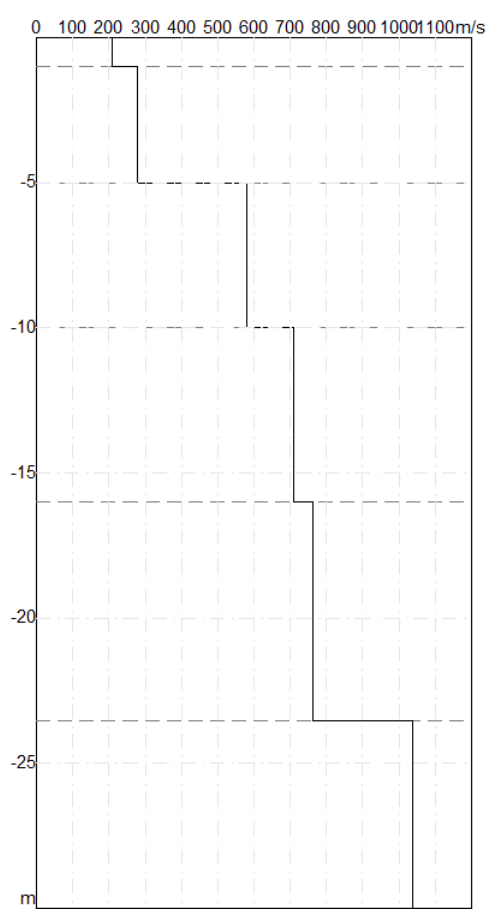
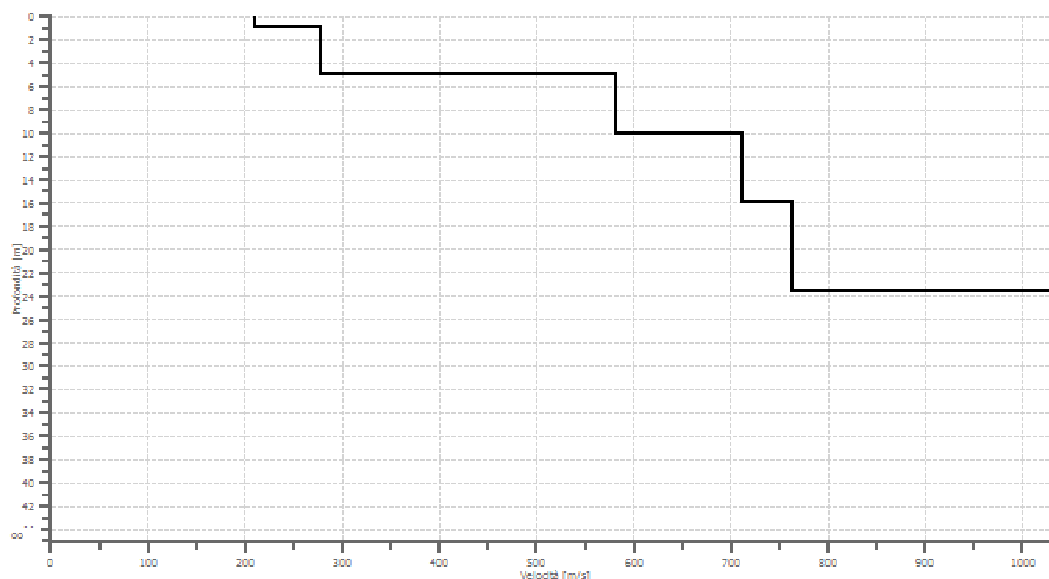
Fattore di disadattamento della soluzione

0.032

Inversione



Profilo di velocità



Risultati

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	563.97
Categoria del suolo	B

Suolo 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 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coeff. Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	N _{SPT}	Qc [kPa]
1	1.00	1.00	209.24	341.69	1800.00	0.20	72.53	193.42	96.71	174.08	N/A	774.66
2	5.00	4.00	277.55	453.23	1800.00	0.20	145.68	388.47	194.23	349.62	N/A	4467.49
3	10.00	5.00	580.52	947.98	1900.00	0.20	601.72	1604.60	802.30	1444.14	N/A	N/A
4	16.00	6.00	710.89	1160.87	1950.00	0.20	902.82	2407.52	1203.76	2166.77	N/A	N/A
5	23.55	7.55	763.32	1246.49	2000.00	0.20	1035.73	2761.95	1380.98	2485.76	N/A	N/A
6	oo	oo	1037.23	1693.79	2100.00	0.20	1926.45	5137.20	2568.60	4623.48	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young





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

All.n.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT 1

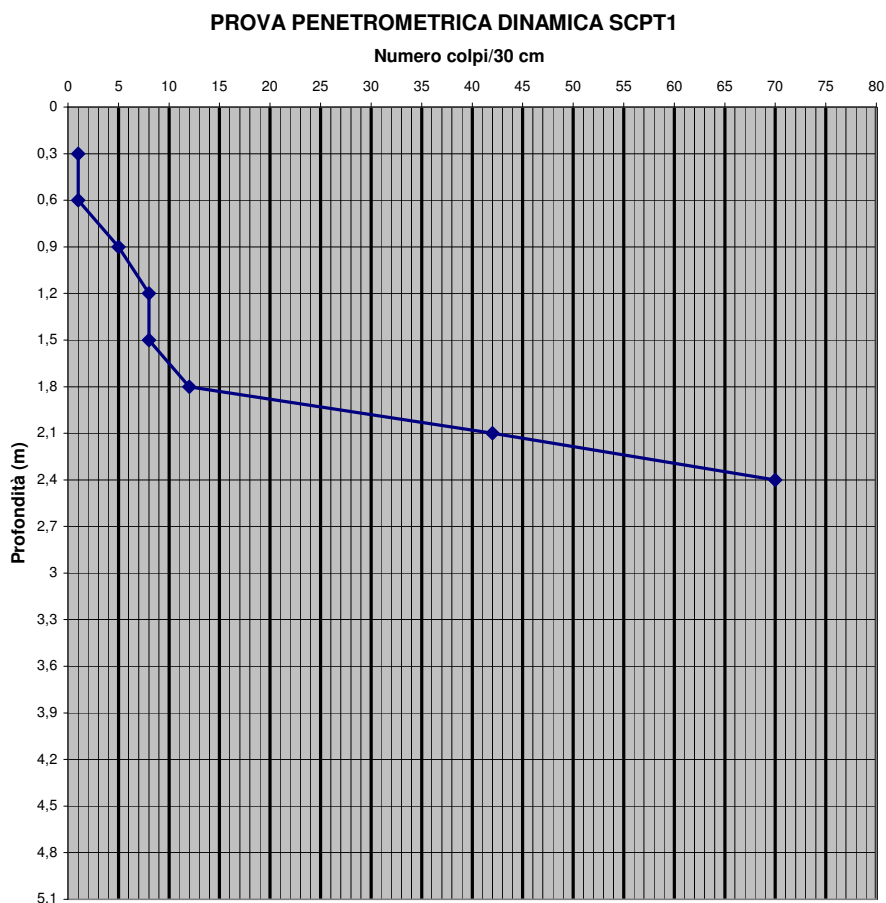
Committente:Barilla

Ubicazione cantiere:Rivoli

Lon.45,083302 - Lat.7,520651

Data:12/11/15

N colpi	Profondità
	m
	0
1	0,3
1	0,6
5	0,9
8	1,2
8	1,5
12	1,8
42	2,1
70	2,4
	2,7
	3
	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



POZZETTO ESPLORATIVO Pe1

via Alpignano 114 - Rivoli (TO)

LONG 7,520638 LAT.45,083293

