

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI TORINO

CITTA' di ORBASSANO

**P.E.C.L.I.**

PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO DI LIBERA INIZIATIVA

DISTRETTO URBANISTICO D2

AREE DI P.R.G.C. 4.6.7, e 4.6.7.1

**PROPRIETARI**

AVELLA Salvatore

AZZATO Daniele

BALBO Riccardo

CANALE Nadia

CARACCILOLO Carlo

COMUNE DI ORBASSANO

COTZA Antonello

DE VIVO Anna

FADIS IMMOBILIARE S.r.l.

GAROFALO Donato

GIAVARINI Carmen

MARETTO Cristina Maria

PEIRA Patrizia

SANDRONE Anna Maria

SANDRONE Carlo

VISCONTI Consolata

VISCONTI Enrica

VISCONTI Giuseppe

VISCONTI Giuseppina

VISCONTI Luisa

VISCONTI Michelina

ZANGHI' Gisella

**PROGETTISTI**

Ing. Antonello COTZA

Via Pascoli, 7 - Orbassano (TO)

Tel. 011.9012266

Arch. Cristina Maria MARETTO

Via Ormea, 106 - Torino

**RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA E SISMICA**

**DATA**

AGOSTO 2014

**All. 9**

**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 ORBASSANO (TO)

D.M. 14/01/2008

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

D.G.R. 19/01/2010 n.11-13058

Relazione geologico-geotecnica a corredo del progetto di PECL per la  
costruzione di edifici residenziali, da realizzarsi all'interno delle aree  
4.6.7-4.6.7.1 di PRGC, tra via Genova e strada Pendina.

Proponenti: AVELLA Salvatore

BALBO Riccardo

CARACCILO Carlo

COTZA Antonello

GAROFALO Donato

MARETTO Cristina Maria

Piccola Casa della Divina Provvidenza "COTTOLENGO"

SANDRONE Anna Maria

VISCONTI Consolata

VISCONTI Giuseppe

VISCONTI Luisa

ZANGHÌ Gisella

AZZATO Daniele

CANALE Naida

COMUNE DI ORBASSANO

DE VIVO Anna

GIAVARINI Carmen

PEIRA Patrizia

SANDRONE Carlo

VISCONTI Enrica

VISCONTI Giuseppina

VISCONTI Micheline

il tecnico

Dott. Geol. Paolo BARILLÀ



MAGGIO 2014

C.F.: BRLPLA64B12L219Z

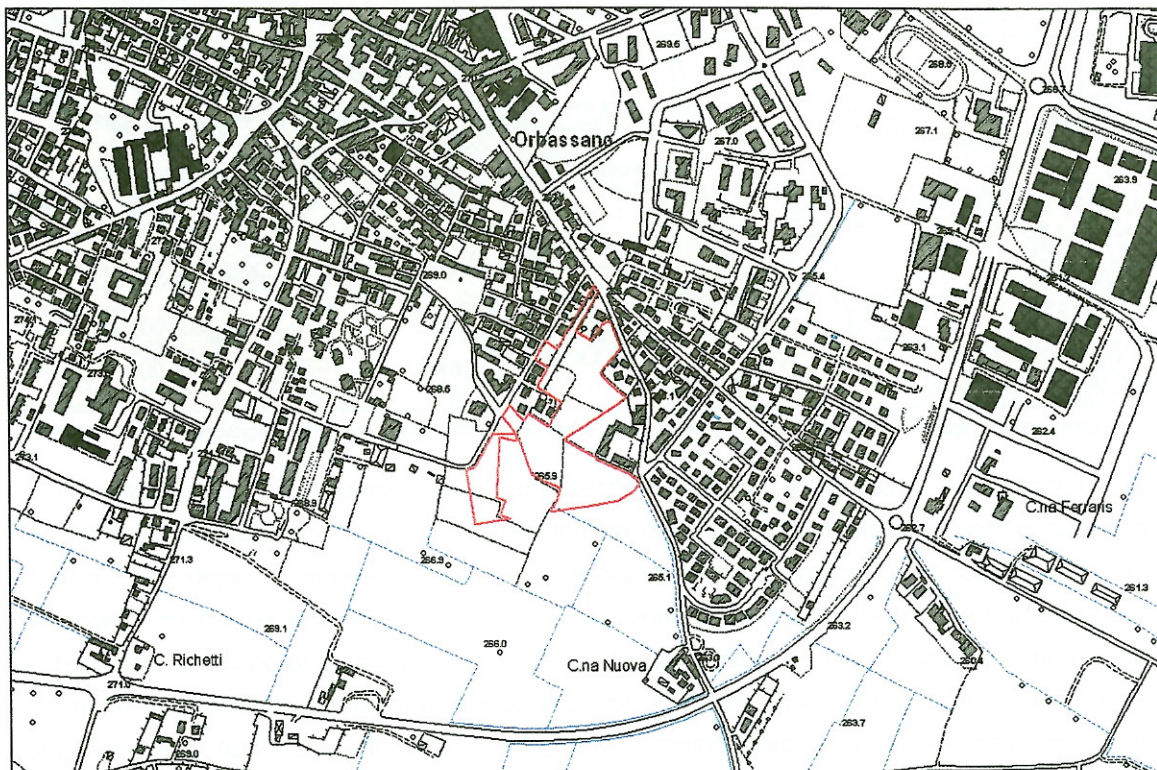
P. IVA: 06141180015

## SOMMARIO

MODELLO GEOLOGICO .....	5
<i>Inquadramento geologico generale</i> .....	5
<i>Inquadramento geomorfologico generale</i> .....	7
<i>Assetto idrogeologico generale</i> .....	8
<i>Assetto litostratigrafico locale</i> .....	9
<i>Classificazione sismica</i> .....	9
<i>Determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione</i> .....	9
<i>Parametri sismici</i> .....	10
<i>Valutazione della suscettibilità ai fenomeni di liquefazione dei depositi presenti nel sottosuolo dell'area oggetto d'intervento</i> .....	11
MODELLO GEOTECNICO .....	11
<i>Analisi statistica dei dati</i> .....	11
<i>Peso di volume</i> .....	12
<i>Coesione drenata</i> .....	13
<i>Resistenza allo sforzo di taglio</i> .....	13
<i>Modulo di compressibilità</i> .....	13
<i>Coefficiente di sottofondo</i> .....	13
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE .....	13
VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU .....	14
<i>Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno</i> .....	14
<i>Collasso per scorrimento sul piano di posa</i> .....	15
<i>Stabilità globale</i> .....	16
ANALISI DEI CEDIMENTI .....	16
<i>Calcolo della rigidezza della fondazione</i> .....	16
<i>Calcolo del cedimento massimo</i> .....	16
VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE .....	17
CONCLUSIONI .....	17
ELENCO ALLEGATI .....	19



La presente relazione geologico-geotecnica 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. n.11-13058 del 19/01/2010 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n.3274/2003 e O.P.C.M. n.3519/2006)*, relativamente al progetto di PECL per la costruzione di edifici residenziali, da realizzarsi nel territorio del comune di Orbassano (TO) all'interno delle aree 4.6.7-4.6.7.1 di PRGC, tra via Genova e strada Pendina. In particolare l'area oggetto d'intervento si localizza sul terreno distinto in mappa C.T. del medesimo comune al Foglio 20 mappali 32-35-36-38-40-41-42-63-64-65-66-68-69-70-126-230-261-352-468-504-505-515-563.

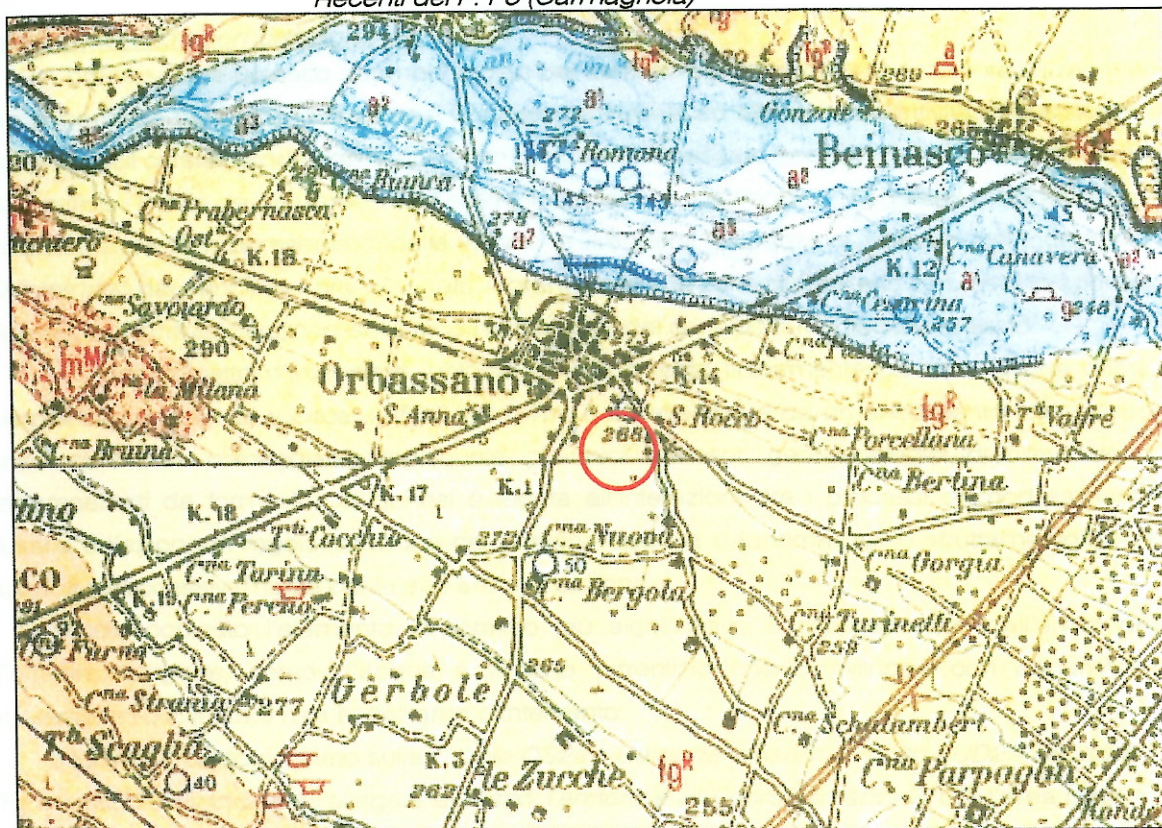


Lo studio, finalizzato alla verifica della compatibilità geotecnica dell'intervento con l'assetto geologico ed idrogeologico dell'area, è rivolto in particolare alla caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti nel sottosuolo ed all'analisi del loro comportamento in relazione alle sollecitazioni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

*Fluvioglaciale Riss (fg<sup>R</sup>) - depositi ghiaioso-sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio, perlopiù terrazzati, corrispondenti al livello fondamentale dell'alta pianura, raccordatisi con le cerchie moreniche rissiane (Torino) e sistema di terrazzi a depositi argilloso-sabbioso-ghiaiosi, con paleosuolo giallo-*



rossiccio, sospesi sino a d una decina di metri sulle Alluvioni Medio-Recenti del F. Po (Carmagnola)



Estratto "Carta Geologica d'Italia - Fogli 56 Torino e 68 Carmagnola", con ubicazione area d'intervento

Il *Fluvioglaciale Rissiano* risulta geneticamente legato all'*Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana* e costituisce in pratica la quasi totalità della pianura posta ad ovest e sudovest di Torino. Tali depositi appaiono separati attraverso una scarpata di terrazzo dai depositi *Alluvionali medio-recenti* ( $a^2$ ) del *Torrente Sangone*. Il *Fluvioglaciale Riss* corrisponde ad un complesso (la cui potenza massima raggiunge localmente i 20 m) ed è costituito da alternanze metriche di sedimenti sabbiosi e limoso-argillosi di colore variabile tra il giallo-rossastro ed il grigio-bluastro, talora con intercalazioni di ghiaie in matrice sabbiosa. Tali depositi sono sospesi di circa 20 - 25 m rispetto al livello di base degli attuali corsi d'acqua principali. Il terrazzo fluvioglaciale di età rissiana appare ricoprire con contatto stratigrafico buona parte dei depositi *Fluvioglaciali Mindeliani* e corrisponde ad un complesso (la cui potenza massima raggiunge localmente i 20 m) costituito da alternanze metriche di sedimenti sabbiosi e limoso-argillosi di colore variabile tra il giallo-rossastro ed il grigio-bluastro, talora con intercalazioni di ghiaie in matrice sabbiosa. La facies di questi depositi è indicativa di un ambiente fluviale a bassa energia di trasporto con episodi di ambiente palustre, la cui testimonianza più evidente è rappresentata da più livelli di intercalazioni torbose potenti da alcuni centimetri fino ad un metro. Il paleosuolo di colore giallo-arancio è argilloso con ciottoli silicei e silicatici in avanzata fase di alterazione ed appare contenere anche clasti di natura carbonatica; la pedogenesi risulta in fase più avanzata in corrispondenza del più alto terrazzo rissiano. La copertura loessica, presente in genere su tutto l'areale, può talvolta essere molto potente, tanto da impedire la formazione di un paleosuolo; tale copertura ed il paleosuolo rosso-arancio argillificato, la cui potenza è variabile da luogo a luogo, assumono un comportamento geomeccanico assimilabile a quello di un'argilla limosa. Sottostante questa coltre sono presenti depositi a



granulometria grossolana costituiti da ciottoli, ghiaia e sabbie in livelli abbastanza omogenei.

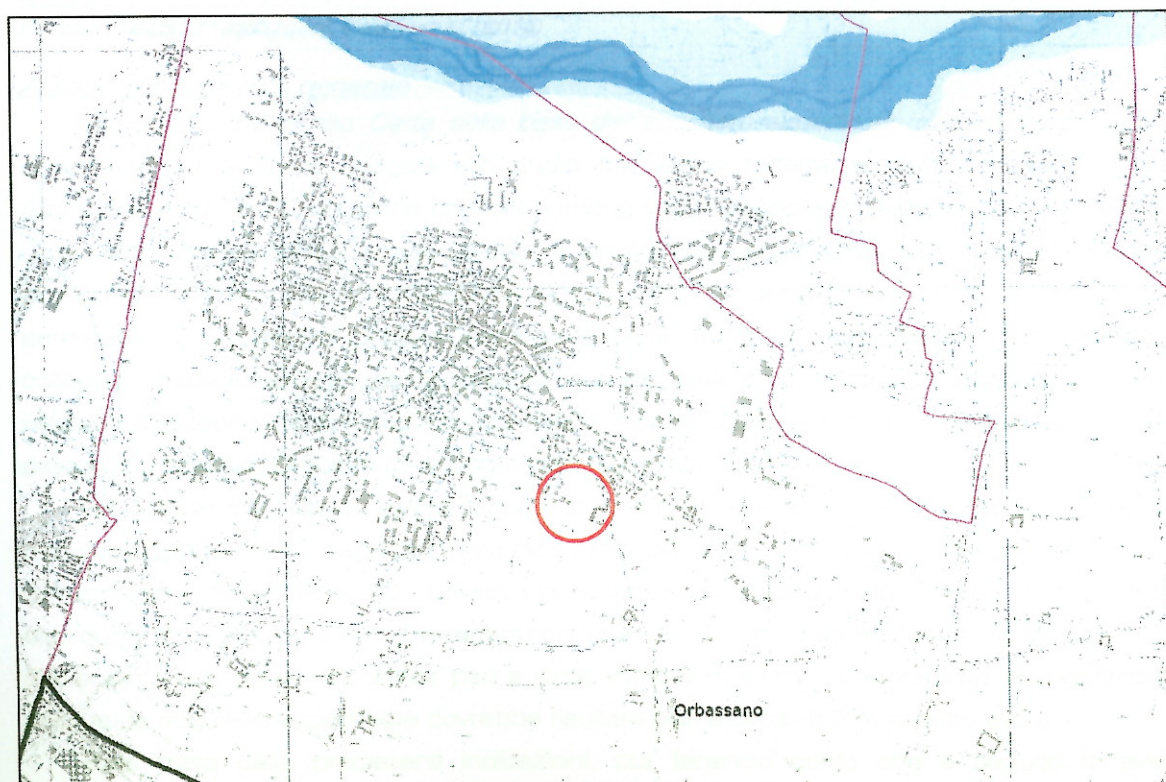
#### Inquadramento geomorfologico generale

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

La zona oggetto d'intervento, ubicata in un contesto tipicamente urbano ad una quota altimetrica media pari a circa +265,9 m s.l.m., è caratterizzata da un andamento topografico sostanzialmente pianeggiante nel quale gli unici elementi geomorfologici di rilievo sono rappresentati da forme la cui genesi è legata all'interazione tra i processi di modellamento fluviale e l'azione di regolarizzazione del territorio operata dapprima per lo sfruttamento ai fini agricoli e successivamente per la sua antropizzazione.

In tale contesto l'elemento idrografico più significativo è rappresentato dall'alveo del *Torrente Sangone*, corso d'acqua a regime torrentizio che si sviluppa con andamento subrettilineo circa 1520 m a N dell'area d'intervento.

Secondo quanto riportato sulla *Tavola DS2a - Carta dei dissesti, Ambito SUD2 - riquadro 1 (Provincia di Torino, 2011)*, allegata al *Piano Territoriale di Coordinamento PTC2*, l'area oggetto d'intervento si colloca all'esterno della perimetrazione relativa ai *dissesti areali legati alla dinamica fluviale e torrentizia*.

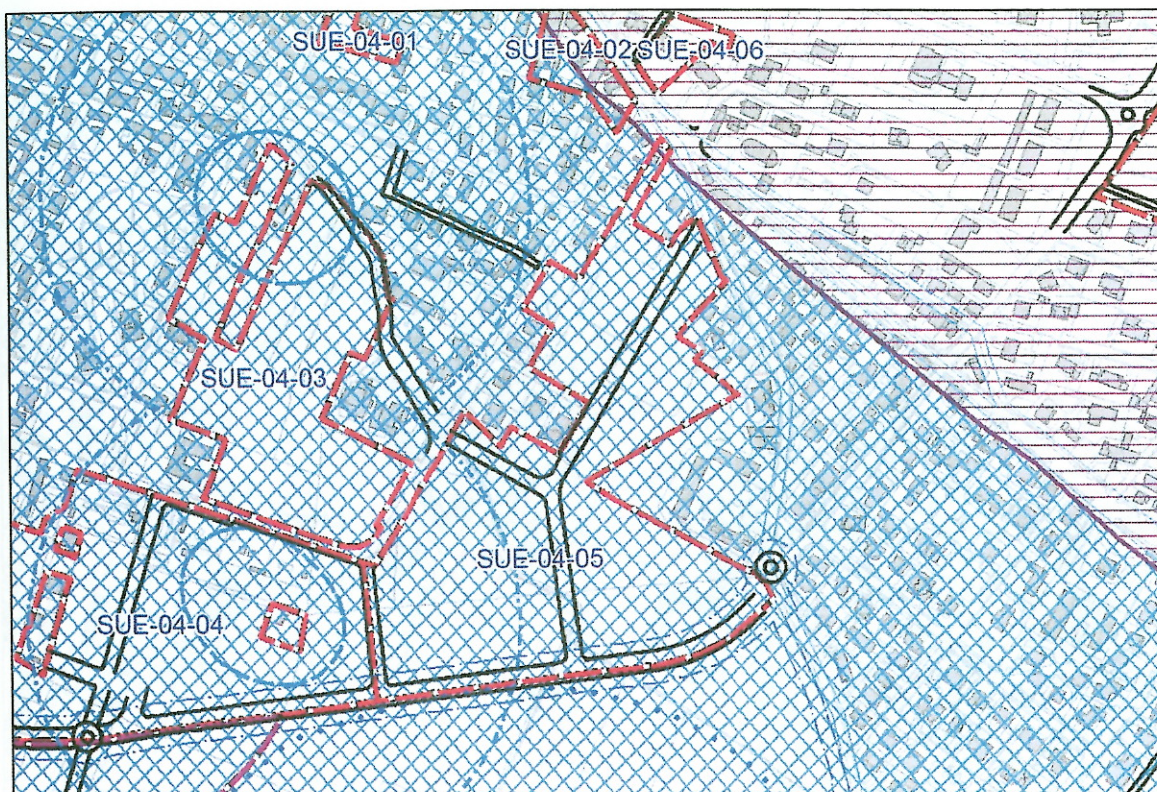


Estratto "Carta dei dissesti (Provincia di Torino, 2011)", con ubicazione area d'intervento

Secondo quanto riportato sulla *Tavola S.1.1 - Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica* redatta sulla base cartografica della



zonizzazione di piano (dott. geol. Calafiore M., 2013), allegata al PRGC del comune di Orbassano, l'area oggetto d'intervento si colloca tra le porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: (Classe I. resinatura incrociata azzurra).



Estratto "Tav.S1.1" (dott. geol. Calafiore M., 2013)

#### 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.

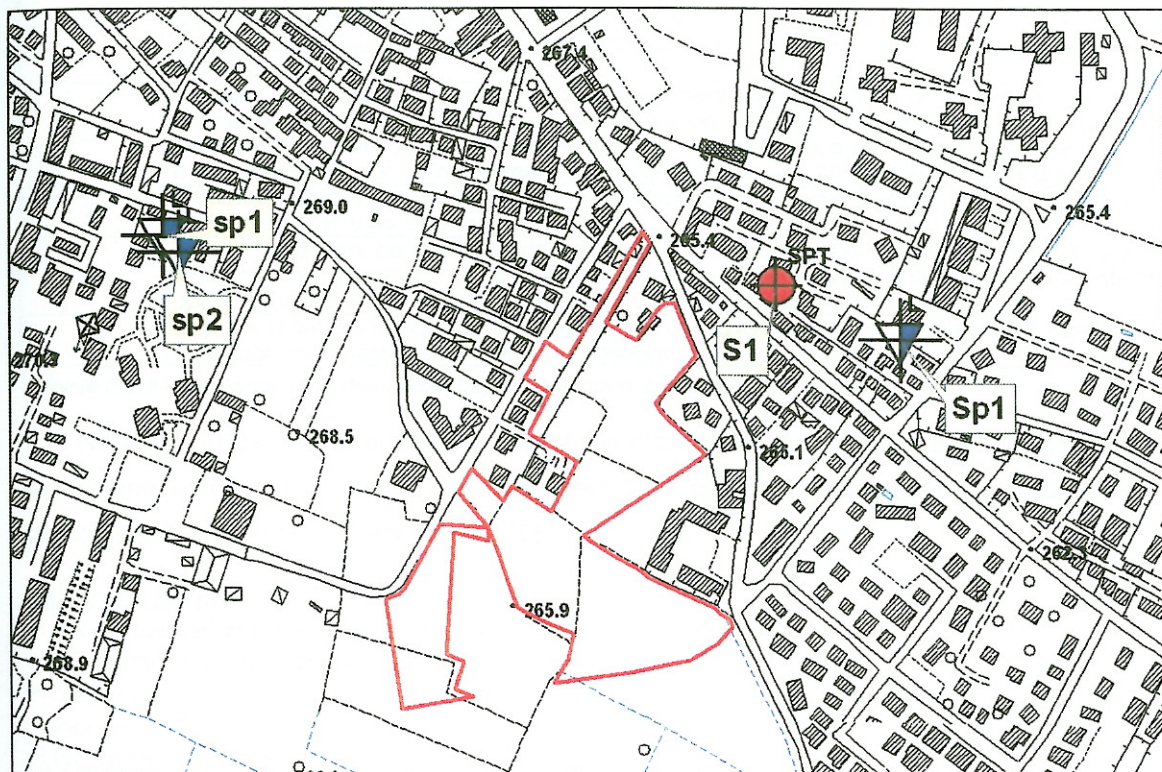
Per quanto riguarda la soggiacenza della falda acquifera a superficie libera, si specifica che sull'Elaborato G9 - *Carta geoidrologica* (dott. geol. Leporati P., 2008), allegata al P.R.G.C. del comune di Orbassano (TO), il livello piezometrico nell'area oggetto d'intervento si localizza alla quota di +259 m s.l.m. Considerando che la CTR in scala 1:10.000 indica per il sito d'intervento una quota altimetrica pari a circa +265,9 m s.l.m., si evince che la soggiacenza della falda acquifera superficiale dovrebbe risultare pari a circa -6,9 m rispetto al 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 ÷ 3,0 m, ai fini del calcolo della capacità portante del terreno di fondazione, si ritiene corretto considerare trascurabili i valori delle pressioni neutre *in situ*.



### Assetto litostratigrafico locale

La successione litostratigrafica locale è stata definita sulla base dei dati ricavati da precedenti indagini geognostiche realizzate in via della Bassa 32 (prove penetrometriche dinamiche sp1 - sp2), strada Stupinigi 9 (sondaggio S1) ed in via Calvino 9 (prova penetrometrica dinamica Sp1), localizzate rispettivamente circa 355 m a NO, circa 95 m a NNE e circa 217 m a NE dell'area d'intervento (le risultanze sono riportate in allegato).



Localizzazione indagini geognostiche di riferimento

Sulla base dei dati ricavati da tali indagini si deduce che il sottosuolo del sito d'intervento è costituito da una successione tipicamente fluvioglaciale caratterizzata dalla presenza di depositi ghiaioso-sabbiosi con ciottoli in matrice sabbioso-limosa. In superficie si nota la presenza di una coltre di suolo sabbioso-limoso ricco di materiale organico.

### Classificazione sismica

Con DGR n.11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (OPCM n.3274/2003 e OPCM 3519/2006)" del 19.01.2010, la Regione Piemonte ha provveduto alla classificazione sismica del territorio assegnando al territorio comunale di Orbassano la "Zona 3: comuni con obbligo al rispetto delle procedure di cui ai punti 4), 5), 7) e 8) della DGR".

### Determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei suoli, la categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione è stata definita secondo la procedura specificata al punto 3.2.1. del D.M. Infrastrutture e Trasporti del 14 settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni", che prevede che la classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio  $V_s$  ovvero sul numero medio di colpi  $N_{SPT}$  ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media  $c_u$ . Le categorie indicate al punto 3.2.2 (Categorie di sottosuolo) delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", approvate con D.M. 14 gennaio 2008 risultano le seguenti:



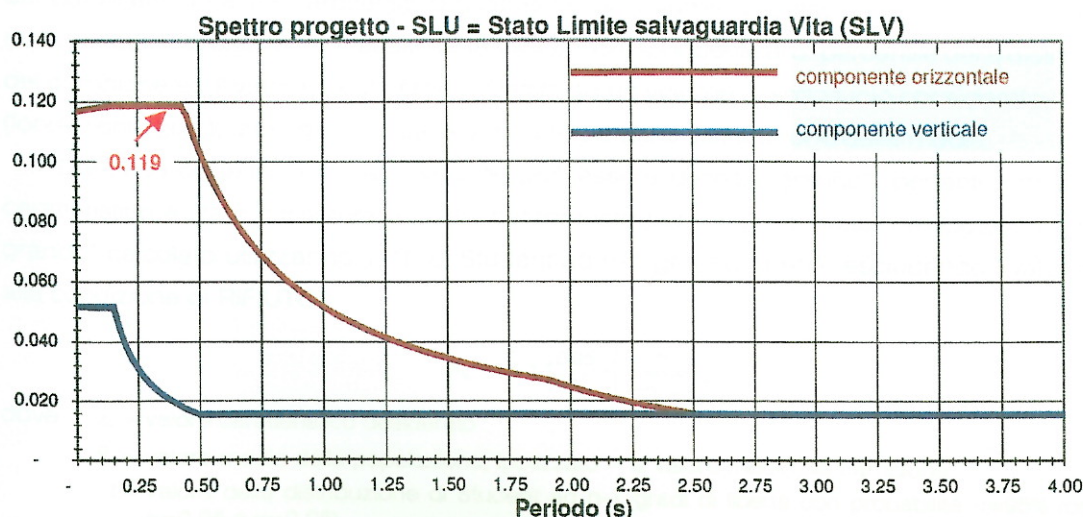
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto 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 fine).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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 fine).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine 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 fine).
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

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno classificare il profilo stratigrafico del suolo di fondazione come appartenente alla CATEGORIA C di cui all'*Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003* ed al *D.M. 14 settembre 2005*.

#### Parametri sismici

- coordinate geografiche del sito: LONG 7,5429 E – LAT 45,00072 N
- vita nominale della struttura: 50 anni
- classe d'uso: II
- topografia: T1
- fattore topografico  $S_t$ : 1,0
- categoria del suolo: C
- fattore stratigrafico  $S_s$ : 1,5
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito  $\beta_s$ : 0,24
- fattori di struttura:  $\xi = 5,0$ ;  $q_{orizzontale} = 2,60$ ;  $q_{verticale} = 1,50$  valore ipotizzato, non fornito 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	0,0779 g	2,64	0,27	1,50	0,15	0,44	1,91	1,00



Considerando le caratteristiche delle opere in progetto si è ricavato il valore dell'inerzia della struttura  $Kh_i = 0,119$  sullo spettro di progetto, rappresentata dal valore della funzione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura  $T = 0,41$  s. Inoltre si sono ricavate la componente sismica orizzontale (inerzia del suolo)  $Kh_k = 0,042$  e quella verticale  $K_v = 0,021$ .

#### 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 ( $a_g = 0,0779 g$ ) 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 risultati ricavati dall'esecuzione di precedenti prove penetrometriche dinamiche (sp1, sp2, Sp1) e di un precedente sondaggio meccanico (S1), localizzati come mostrato nel paragrafo relativo all'assetto litostratigrafico locale, nonché riferendosi a dati ritenuti validi per litotipi aventi caratteristiche analoghe a quelli oggetto di studio, desunti dalla letteratura geotecnica.

Nel caso specifico, per quanto riguarda le prove penetrometriche dinamiche si è ritenuto opportuno utilizzare un coefficiente di correlazione pari a  $0,85$  ottenendo i valori di  $N_{SPT}$  (riportati nel tabulato della prova).

#### Analisi statistica dei dati

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

Nel caso oggetto di studio il volume può essere definito "grande", pertanto come valore caratteristico è stato considerato quello determinato per un unico strato, nell'ipotesi di "volume grande" calcolato utilizzando la "t" di Student ad  $n-1$  gradi di libertà, escludendo i valori relativi alla condizione di RIFIUTO:

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

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

In particolare i calcoli eseguiti hanno consentito di ottenere un valore del numero di  $N_{SPT}$ , utilizzabile ai fini della determinazione del valore dell'angolo di attrito interno, pari a  $N_{SPT} = 26$ .



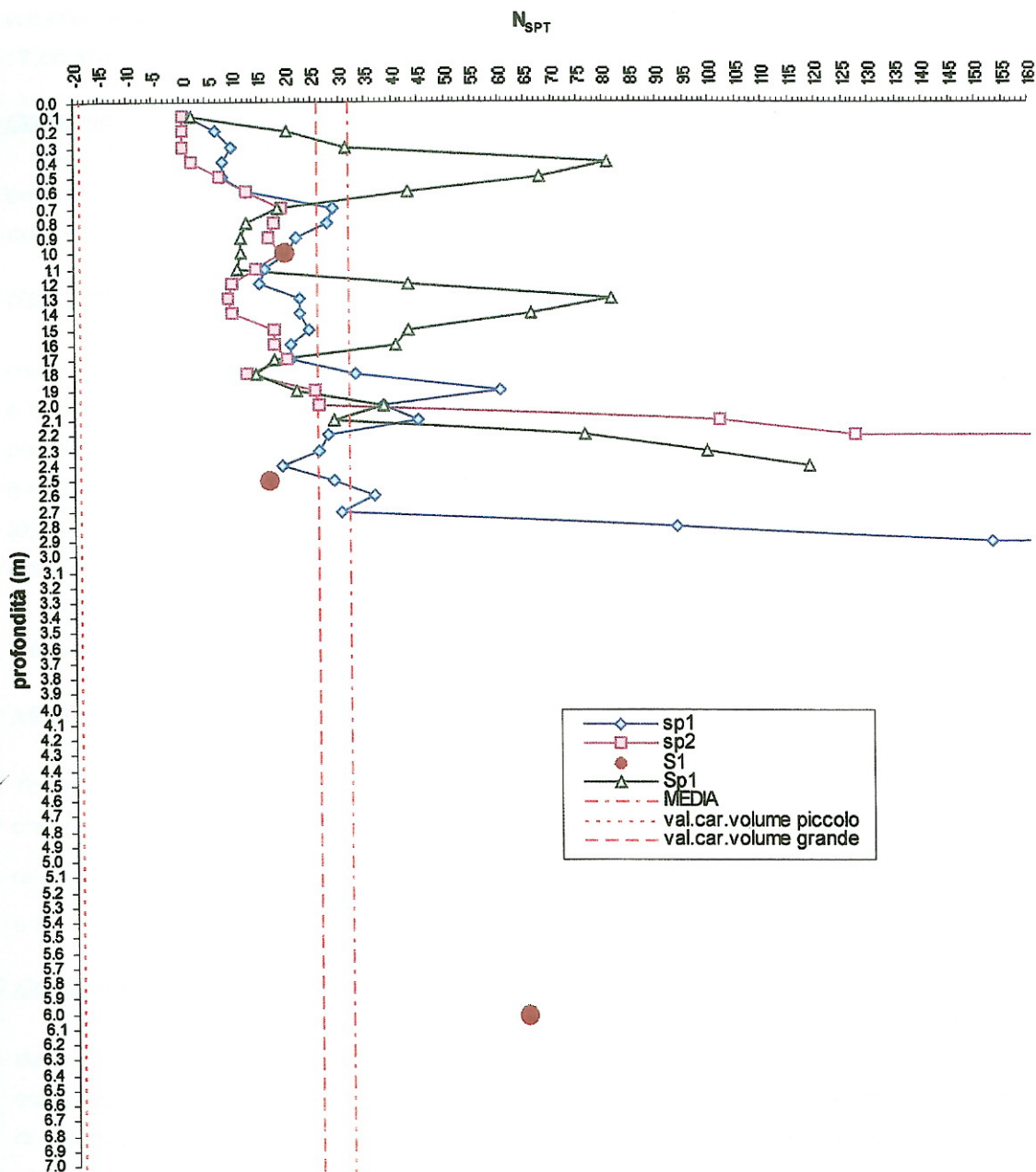


Grafico "N<sub>SPT</sub>-profondità"

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:

$$\gamma_d = \gamma_k$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_M$$

$$\phi'_d = \tan^{-1}(\tan \phi_k / \gamma_M)$$

#### 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 che corrisponde 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 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  $\phi$  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  $\phi$  a  $N_{SPT}$  dello strato, secondo la seguente relazione:  $\phi'_k = 27,2 + (0,28 \cdot N_{SPT})$ . Si è così ottenuto un valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio corrispondente ad un valore di progetto pari a  $\phi'_d = 34,4^\circ$ . Applicando il coefficiente parziale  $\gamma_M = 1,25$  si è ricavato un valore di progetto pari a  $\phi'_d = 28,7^\circ$  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 *Tornaghi et al.*, valido per sabbie e ghiaie, che non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di  $N_{SPT}$ , una diminuzione di  $E$  con la profondità. Il metodo si basa sulla relazione:  $E = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$ . Si è ricavato un valore caratteristico del modulo di deformazione pari a  $E_k = 356,93 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 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  $E_c$  il modulo di deformazione di tale strato, la relazione che esprime il coefficiente di sottofondo risulta:

$$k_{s\text{-cordolo}} = \alpha_2 \cdot E_c / B_c \quad \text{dove: } \alpha_2 = \text{coeff. funzione della potenza dello strato compressibile e delle dimensioni della base della fondazione}$$

Ipotizzando cautelativamente uno spessore compressibile avente potenza pari a 3 m ed una dimensione di base della fondazione pari a  $B = 1,20 \text{ m}$ , si ottiene mediante un apposito diagramma  $\alpha_2 = 1,11$ . Sostituendo i corrispondenti valori nelle precedenti relazioni, si ricava un valore del coefficiente di sottofondo pari a  $k_s = 3,30 \text{ kg/cm}^3$ .

### CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

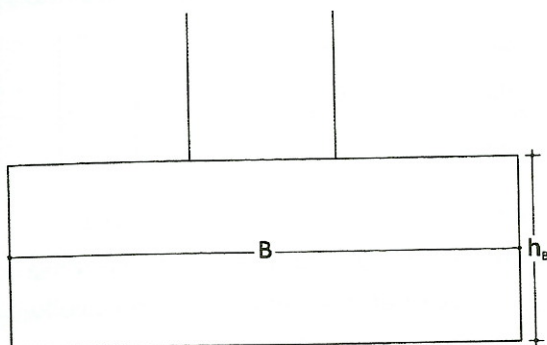
Il calcolo analitico della capacità portante viene eseguito seguendo la metodologia proposta da *Brinch-Hansen (1970)* utilizzando la seguente relazione:

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

dove:  $\gamma'$  = 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)  
 $N_r, N_c, N_q$  = coeff. di capacità portante  
 $s_r, s_c, s_q$  = coeff. di forma della fondazione  
 $i_r, i_c, i_q$  = coeff. di inclinazione del carico  
 $d_r, d_q$  = coeff. di affondamento  
 $b_r, b_c, b_q$  = coeff. di inclinazione della base della fondazione  
 $g_r, g_c, g_q$  = coeff. di inclinazione del piano campagna  
 $z_r, z_c, z_q$  = coeff. di inerzia sismica (Paolucci & Pecker, 1997)  
 $r_f$  = coeff. di Bowles



#### DATI PROGETTUALI FONDAZIONE A CORDOLO

- $B = 1,20$  m: larghezza fondazione  
 $L = 3,00$  m: lunghezza fondazione  
 $h = 0,40$  m: altezza fondazione  
 $D = 0,60$  m: profondità d'incasso  
 $P_p = 3,60$  t  $\approx 35,4$  kN: peso fondazione  
 $A_e = 3,60$  m<sup>2</sup>: area efficace

Adottando i parametri geotecnici assunti in precedenza e considerando la geometria di fondazione sopra indicata, 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		
FS globale gamma-R	$\gamma_R$	2,30
Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)	Khi	0,119
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)	Khk	0,042
Angolo di attrito di progetto, gradi	$\phi_d$	34,4
Coesione di progetto, kPa	cd	0
Densità terreno sotto la fondaz, kN m <sup>-3</sup>	$\gamma' f$	17,65
Densità vespaio o riporto, kN m <sup>-3</sup>	$\gamma' v$	15,69
Profondità di incasso, m	D	0,60
Larghezza di fondazione, m	B	1,20
Lunghezza di fondazione, m	L	3,00
Eccentricità secondo B, m	eb	0
Eccentricità secondo L, m	el	0
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0
Forze inerziali del suolo?	z	sì
Carico limite, kPa	$q_{lim}$	442,61
CAPACITÀ PORTANTE, kPa	$R_d$	192,4
kg/cm <sup>2</sup>		1,96

Si specifica che il piano di posa delle fondazioni a cordolo dovrà essere posizionato ad una quota tale per cui il dislivello tra tale piano e l'estradosso del solaio del piano interrato risulti pari ad almeno  $D = 0,60$  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). Ipotizzando (in quanto non fornito dal Progettista) un carico di esercizio massimo pari a 35-50-65 t (343,3-490,4-637,5 kN) rispettivamente per edifici a 1-2-3 piani f.t., al quale è stato sommato il peso proprio della fondazione ( $P_p$ ) e rapportando il valore del CARICO TOTALE SLU così ottenuto all'area efficace ( $A_e$ ) della fondazione medesima, si è ricavato il seguente risultato:

CARICO TOTALE agli SLU EDIFICIO 1 PIANO F.T.:  $N_d = N + P_p = 38,60 \text{ t} \approx 378,7 \text{ kN}$   
 CARICO TOTALE agli SLU EDIFICIO 2 PIANI F.T.:  $N_d = N + P_p = 53,60 \text{ t} \approx 525,8 \text{ kN}$   
 CARICO TOTALE agli SLU EDIFICIO 3 PIANI F.T.:  $N_d = N + P_p = 68,60 \text{ t} \approx 672,9 \text{ kN}$

	$N_d$ kN	$A_{eff}$ $m^2$	$R_d$ kPa	$E_d$ kPa	esito verifica SLU	
1 p. f.t.	378,7	3,60	192,4	105,2	$E_d < R_d$	VERIFICATO
2 p. f.t.	525,8	3,60	192,4	146,1	$E_d < R_d$	VERIFICATO
3 p. f.t.	672,9	3,60	192,4	187,0	$E_d < R_d$	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

$\delta_i$  = angolo di resistenza per attrito lungo la base, posto normalmente pari a  $\varphi_d (= 28,7^\circ)$

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

$\gamma_R$  = 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  $\gamma$ , 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 (= 0,119)

$\gamma'$  = peso di volume (= 15,69 kN)

H = profondità d'incasso (= 0,60 m)

$k_o$  = coeff. di spinta a riposo, che per i depositi normal-consolidati vale  $1 - \sin\varphi (= 0,52)$



Considerando i carichi agli stati limite ultimi SLU citati precedentemente, agenti sulle opere di fondazione in progetto, sommati al peso proprio delle fondazioni ( $P_f$ ) e sostituendo tali valori nelle precedenti relazioni, si sono ottenuti i seguenti risultati:

	$N_d$ kN	$R_{ds}$ kPa	$E_{ds}$ kPa	esito verifica SLU	
1 p. f.t.	378,7	188,4	46,6	$E_{ds} < R_{ds}$	VERIFICATO
2 p. f.t.	525,8	261,6	64,1	$E_{ds} < R_{ds}$	VERIFICATO
3 p. f.t.	672,9	334,9	81,6	$E_{ds} < R_{ds}$	VERIFICATO

### Stabilità globale

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

## ANALISI DEI CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione nel caso di fondazioni del tipo a cordolo viene svolta sotto le seguenti ipotesi (*Fraser e Wardle, 1976*):

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

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

### Calcolo della rigidezza della fondazione

Il fattore di rigidezza  $K_R$  viene definito come:

$$K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_r}{E_c} \cdot \frac{(1 - \nu_s^2)}{1 - \nu_r^2} \cdot \frac{h^3}{B^3}$$

dove:  $E_r$  = modulo di compressibilità del calcestruzzo = 2800000 t/m<sup>2</sup>

$E_c$  = modulo di compressibilità del terreno = 3569,3 t/m<sup>2</sup>

$\nu_r$  = rapporto di *Poisson* della fondazione = 0,2

$\nu_s$  = rapporto di *Poisson* del terreno = 0,3

$h$  = spessore della fondazione

$B$  = base della fondazione

la fondazione viene considerata *rigida* se  $K_R > 10$  ovvero *flessibile*, se  $K_R < 0.05$ .

Sostituendo i corrispondenti valori nella precedente relazione si è ottenuto un valore del fattore di rigidezza pari a  $K_R = 36,72$ .

### 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:  $N_d = N + P_p$

$$P_p = h \cdot L \cdot B \cdot \gamma_{dis}$$

$$(\gamma_{dis} = 2.5 \text{ t/m}^3)$$

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 i carichi totali agenti sulle opere di fondazione in progetto ipotizzati in precedenza, comprensivi del peso proprio delle fondazioni ( $P_p$ ) e sostituendo tali parametri nella precedente relazione si sono ottenuti i seguenti valori del cedimento:

	B (m)	$K_R$	$I_A$	$N_d$ (t)	$S_d$ (cm)
1 p. f.t.	1,20	36,72	0,80979	38,60	0,27
2 p. f.t.	1,20	36,72	0,80979	53,60	0,37
3 p. f.t.	1,20	36,72	0,80979	68,60	0,47

### VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE

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
1 p. f.t.	0,27 cm	3,0 cm	$S_d < S_c$ VERIFICATO
2 p. f.t.	0,37 cm	3,0 cm	$S_d < S_c$ VERIFICATO
3 p. f.t.	0,47 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.

### CONCLUSIONI

Lo studio eseguito consente di esprimere le seguenti considerazioni:

- Secondo quanto indicato sulla Tav. S1.1 - *Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica redatta sulla base cartografica della zonizzazione di piano* (dott. geol. Calafiore M., 2013), 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 buone. In particolare potrà assumersi un valore di capacità portante ammissibile pari a  $R_d = 1,96 \text{ kg/cm}^2$  calcolato per



una fondazione a cordolo caratterizzata da valori di larghezza  $B = 1,20$  m e profondità d'incasso  $D = 0,60$  m (tra il piano di fondazione e l'estradosso del solaio del piano interrato), secondo l'Approccio 2.

- La verifica agli stati limite ultimi SLU ha consentito di accertare che i valori del carico di progetto (non forniti dal Progettista), comprensivi del peso proprio delle fondazioni e rapportati all'area di fondazione (valori di progetto dell'azione  $E_d$ ), risultano inferiori al valore di progetto della resistenza del terreno ( $R_d$ ) calcolato per la tipologia di fondazione considerata e di geometria assegnata, per tutte le tipologie costruttive.
- 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, per tutte le tipologie costruttive.
- La verifica agli stati limite di esercizio SLE ha evidenziato che i valori di cedimento  $S_d = 0,27-0,37-0,47$  cm ricavati applicando i carichi di progetto massimi ipotizzati, sommati al peso della fondazione, risultano inferiori al valore della soglia massima tollerabile  $S_c = 3,0$  cm 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 provvisorie, che dovranno sporgere dal ciglio di almeno 30 cm. Si raccomanda di eseguire, per quanto possibile, le operazioni di sbancamento in periodi non piovosi, in ogni caso qualora i fronti di scavo dovessero essere interessati da precipitazioni meteoriche dovranno essere prontamente protetti con un idoneo rivestimento costituito da teli impermeabili.

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

il tecnico  
dott. geol. Paolo BARILLÀ





## ELENCO ALLEGATI

---

1. Estratto di PRGC vigente del comune di Orbassano (TO)
2. Estratto di PRGC adottato del comune di Orbassano (TO)
3. Planimetria generale intervento in progetto
4. Tipologie di piano tipo
5. Tipologie di sezione tipo
6. Tabulato e grafico prova penetrometrica dinamica sp1 eseguita nel luglio 2011 in via della Bassa 32
7. Tabulato e grafico prova penetrometrica dinamica sp2 eseguita nel luglio 2011 in via della Bassa 32
8. Localizzazione sondaggio geognostico realizzato nel marzo 2010 in via Stupinigi 9
9. Stratigrafia sondaggio geognostico realizzato nel marzo 2010 in via Stupinigi 9
10. Foto carote sondaggio geognostico realizzato nel marzo 2010 in via Stupinigi 9
11. Tabulato prova penetrometrica dinamica Sp1 eseguita nel luglio 2009 in via Calvino 9
12. Grafico prova penetrometrica dinamica Sp1 eseguita nel luglio 2009 in via Calvino 9

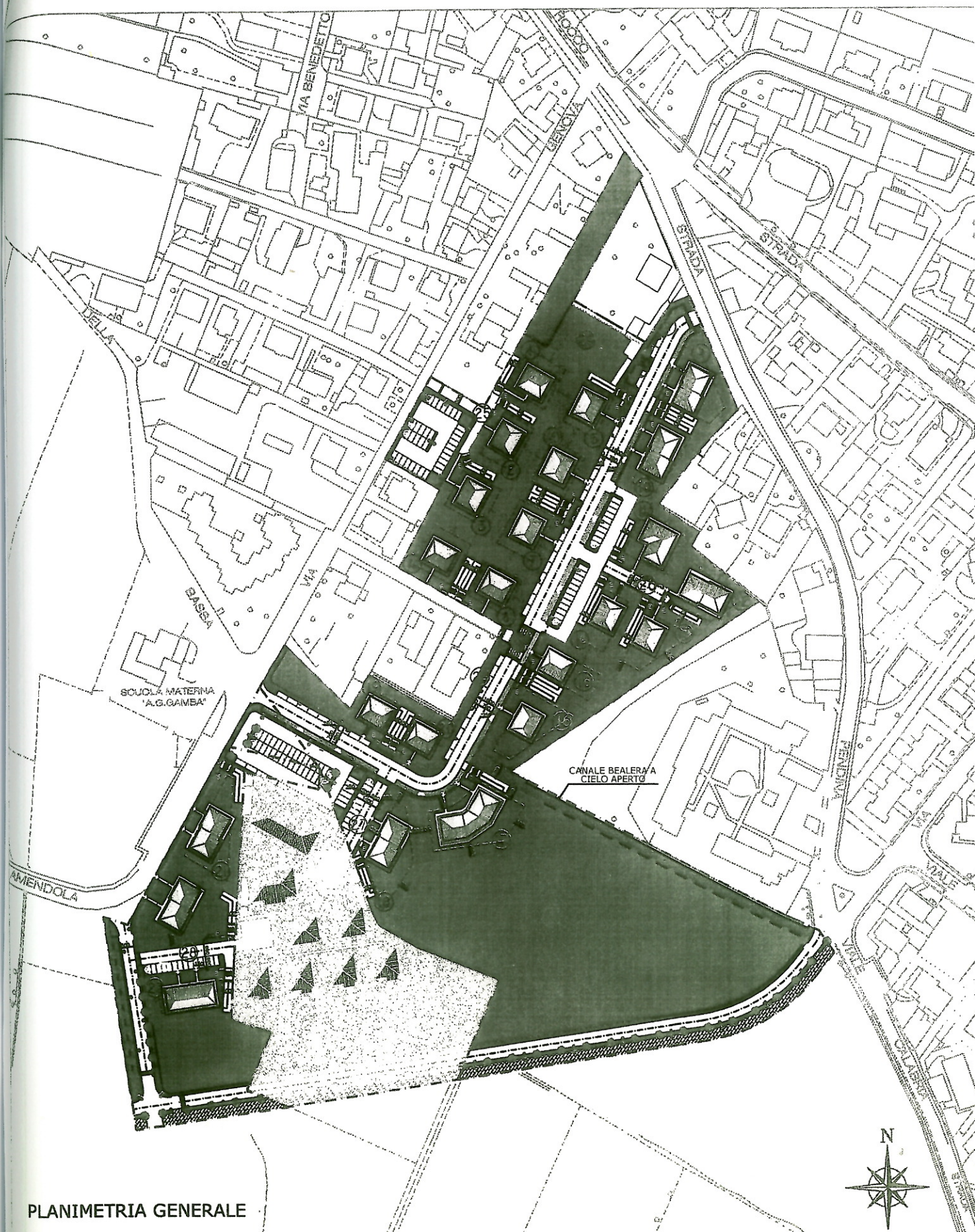


[illegible]



[illegible]





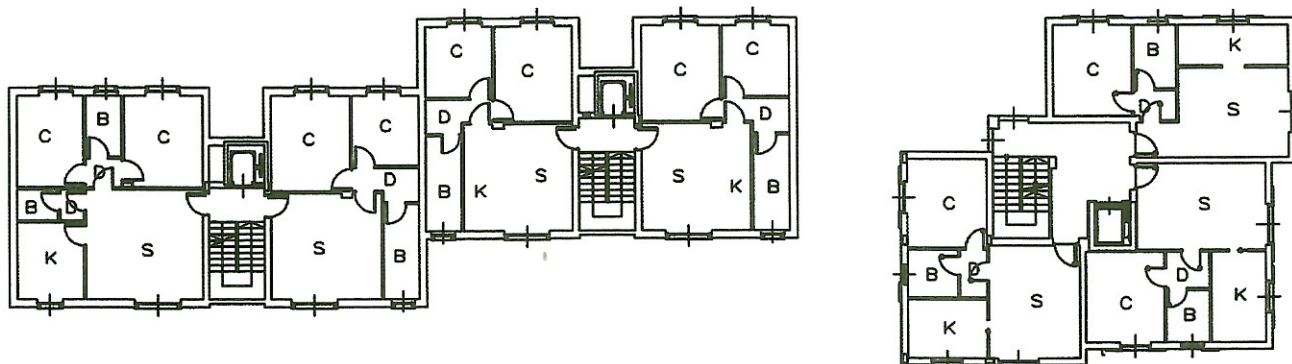
PLANIMETRIA GENERALE



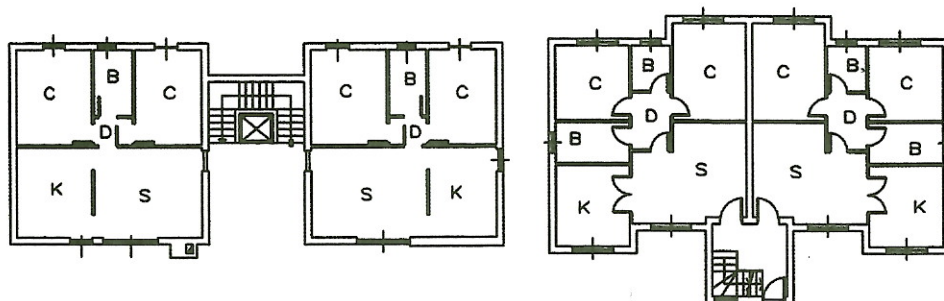
# TIPOLOGIE DI MASSIMA

LE TIPOLOGIE DI PIANO TIPO RAPPRESENTATE SONO INDICATIVE E NON IMPEGNATIVE,  
ULTERIORI PARTICOLARI SI DEMANDANO AI RELATIVI PERMESSI DI COSTRUIRE  
CONFORMEMENTE ALLE NTA DI PRGC E ALLE NTA DI PEC

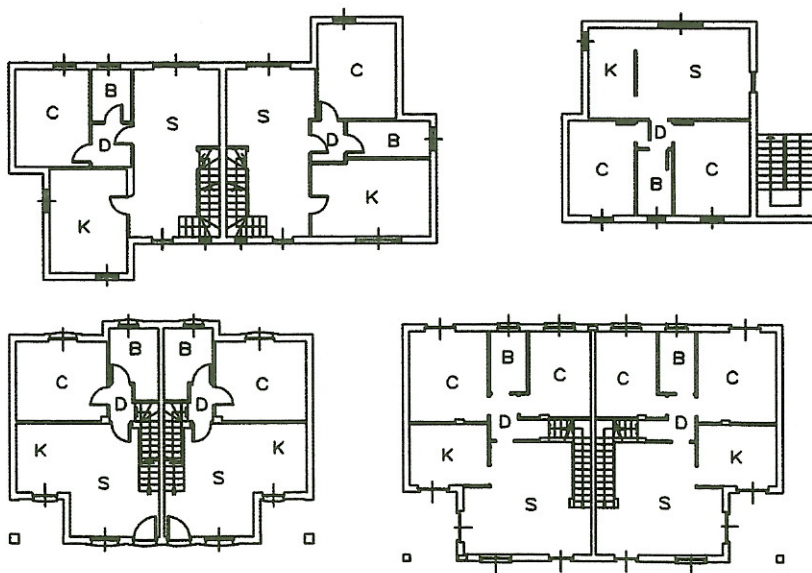
## TIPOLOGIA PALAZZINE PLURIFAMILIARI



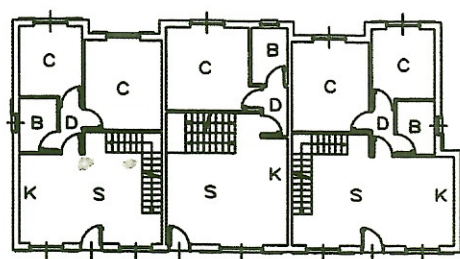
## TIPOLOGIA PICCOLA PALAZZINA PLURIFAMILIARE



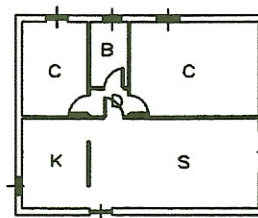
## TIPOLOGIA VILLA BIFAMILIARE



## TIPOLOGIA VILLA TRIFAMILIARE



## TIPOLOGIA VILLA UNIFAMILIARE



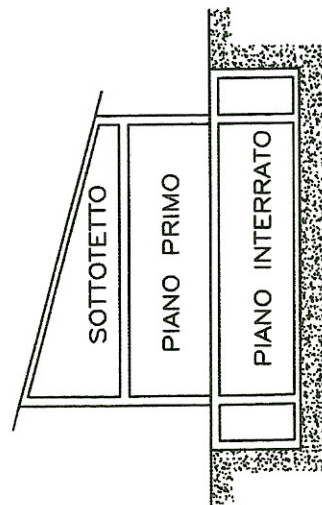
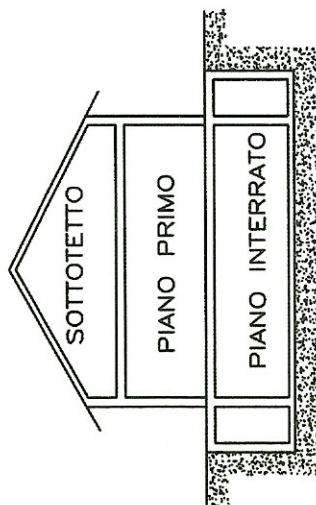


# SEZIONI DI MASSIMA

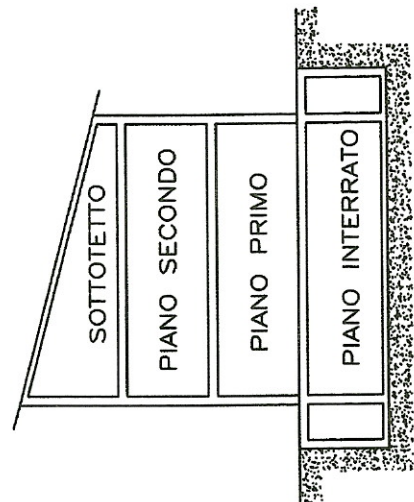
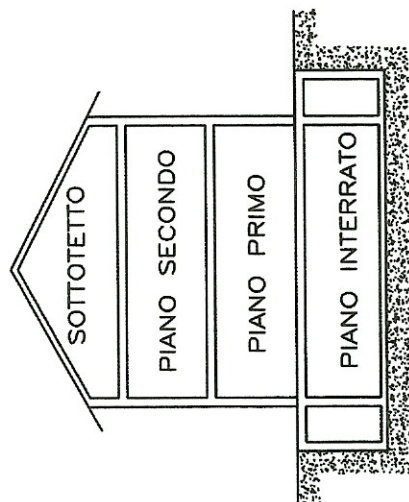
## Scala 1:250

LE DIMENSIONI DELLE SEZIONI SONO  
INDICATIVE E NON IMPEGNATIVE,  
ULTERIORI PARTICOLARI SI DEMANDANO  
AI RELATIVI PERMESSI DI COSTRUIRE  
CONFORMEMENTE ALLE NTA  
DI PRGC E ALLE NTA DI PEC

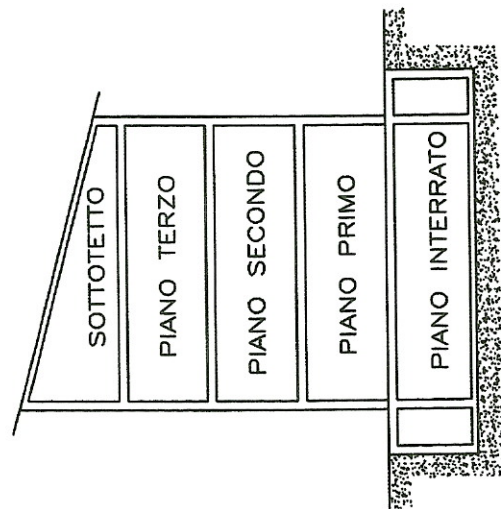
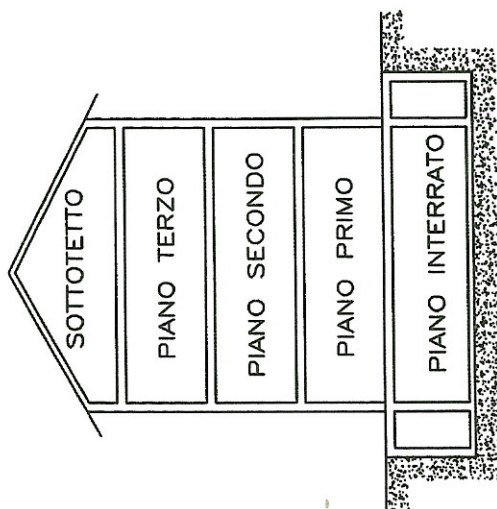
1 PIANI F.T. +  
SOTTOTETTO ABITABILE O NON ABITABILE



2 PIANI F.T. +  
SOTTOTETTO ABITABILE O NON ABITABILE



3 PIANI F.T. +  
SOTTOTETTO ABITABILE O NON ABITABILE

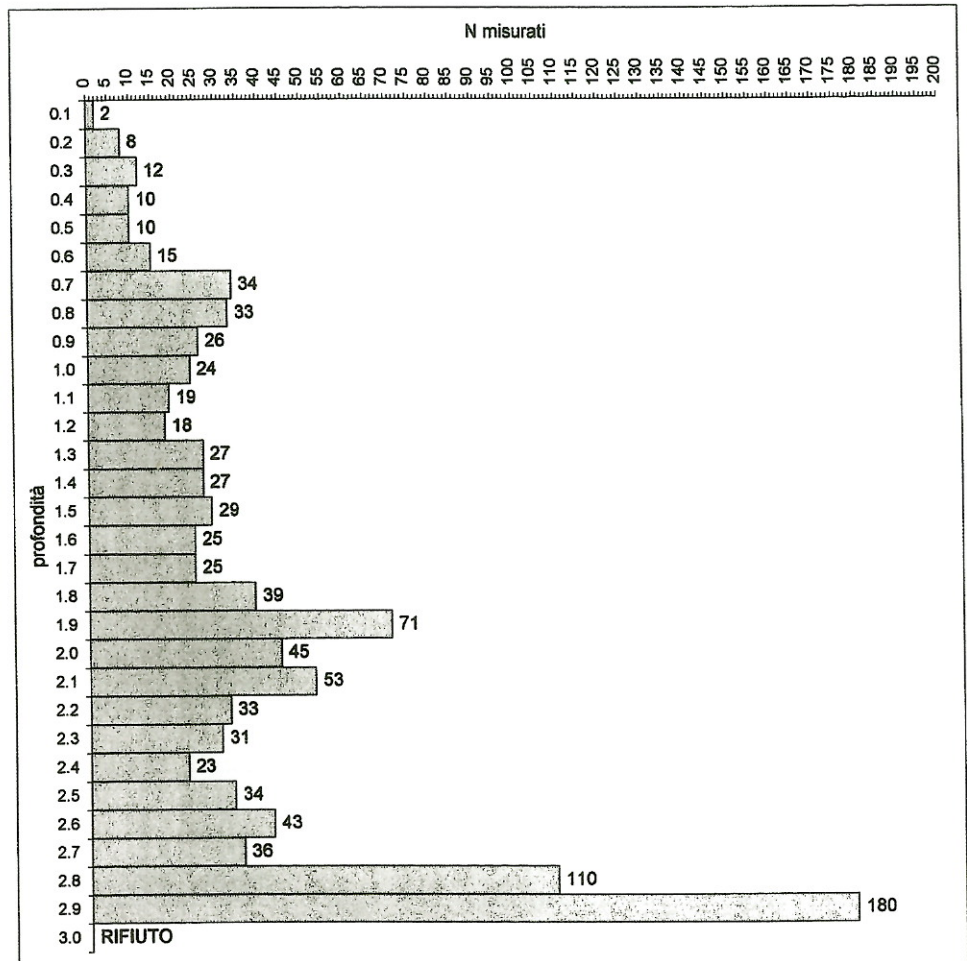




ORBASSANO (TO)  
via della Bassa 32  
foglio 20 mappale 449  
12/07/2011

**sp1**

N <sub>misurati</sub>	profondità	N <sub>SPT</sub>
2	0.10	1.7
8	0.20	6.8
12	0.30	10.2
10	0.40	8.5
10	0.50	8.5
15	0.60	12.75
34	0.70	28.9
33	0.80	28.05
26	0.90	22.1
24	1.00	20.4
19	1.10	16.15
18	1.20	15.3
27	1.30	22.95
27	1.40	22.95
29	1.50	24.65
25	1.60	21.25
25	1.70	21.25
39	1.80	33.15
71	1.90	60.35
45	2.00	38.25
53	2.10	45.05
33	2.20	28.05
31	2.30	26.35
23	2.40	19.55
34	2.50	28.9
43	2.60	36.55
36	2.70	30.6
110	2.80	93.5
180	2.90	153
RIFIUTO	3.00	#VALORE!



FALDA = non raggiunta

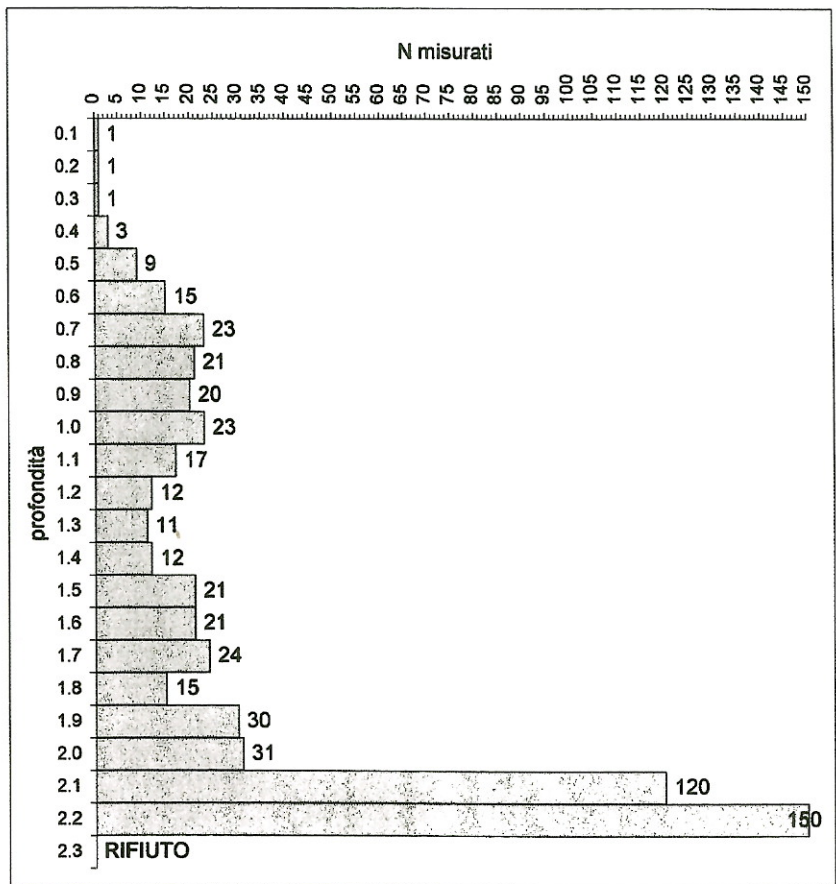




ORBASSANO (TO)  
via della Bassa 32  
foglio 20 mappale 449  
12/07/2011

**sp2**

N <sub>misurati</sub>	profondità	N <sub>SPT</sub>
1	0.10	0.85
1	0.20	0.85
1	0.30	0.85
3	0.40	2.55
9	0.50	7.65
15	0.60	12.75
23	0.70	19.55
21	0.80	17.85
20	0.90	17
23	1.00	19.55
17	1.10	14.45
12	1.20	10.2
11	1.30	9.35
12	1.40	10.2
21	1.50	17.85
21	1.60	17.85
24	1.70	20.4
15	1.80	12.75
30	1.90	25.5
31	2.00	26.35
120	2.10	102
150	2.20	127.5
RIFIUTO	2.30	#VALORE!



FALDA = non raggiunta





*Orbassano (TO) – Strada Stupinigi n.9 - Tav. 01 – Ubicazione sondaggio*







Committente Sig. Giovanni FASANO

Cantiere Realizzazione fabbricato residenziale e autorimesse interrato

Località 10001-15IG -Orbassano (TO) - Via Stupinigi, 9

Inizio Perforazione 05/03/2010

Fine Perforazione 05/03/2010

Scala 1:50

SONDAGGIO

FOGLIO

S1

1/1

Il geologo

Dr.A. Cantù

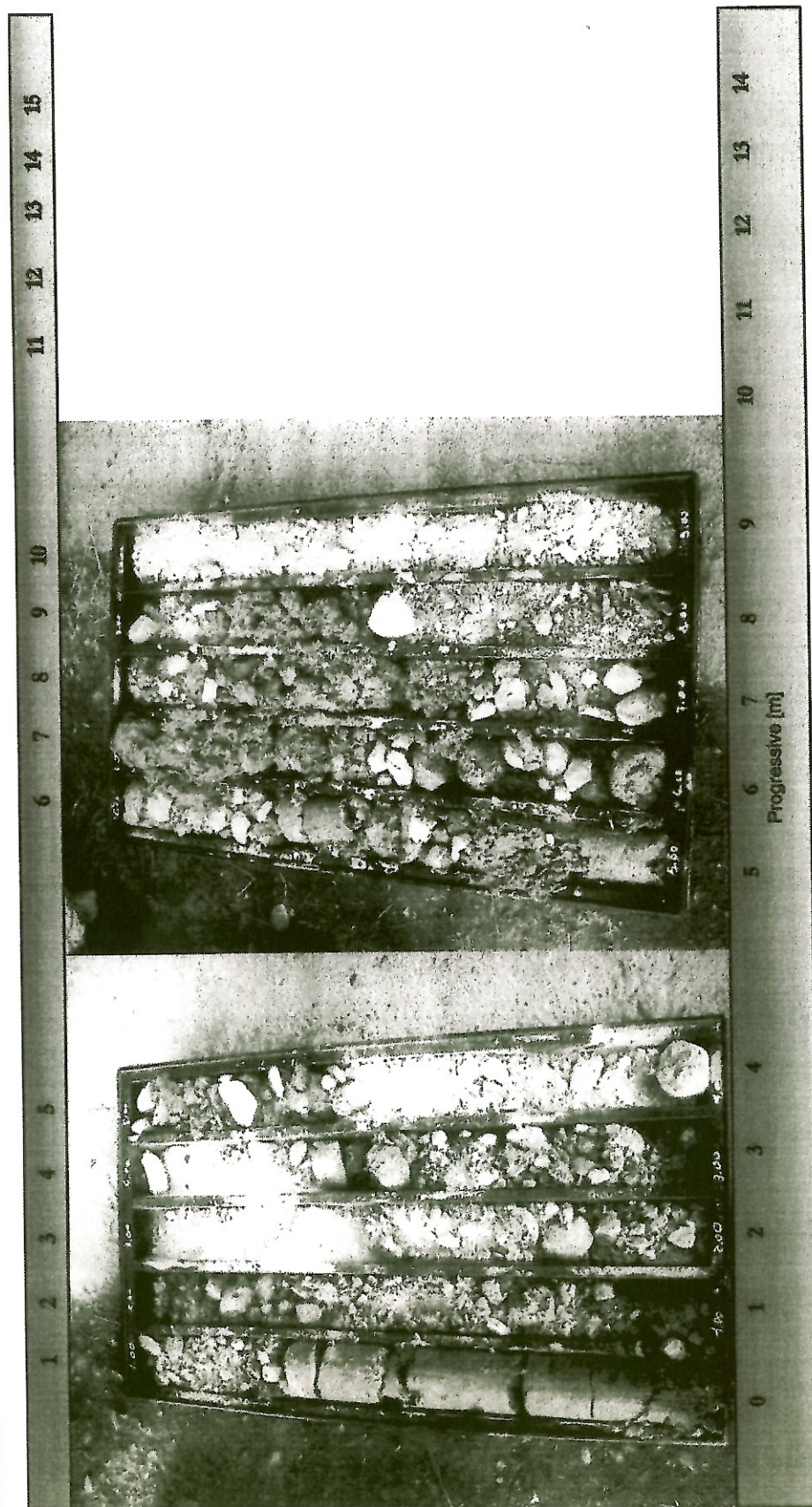
profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	piezometro tubo aperto	inclinometro	S. P. T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimanecciati	permeabilità [cm/s]
0.00	0.50		Terreno di riporto costituito da limo-sabbioso, con ghiaia sparsa e subordinati frammenti lateritici.												
0.50	0.30		Ghiaia eterometrica in matrice fine limosa debolmente argillosa, intenso grado di ossidazione e discreto grado di alterazione, moderatamente addensata, colore bruno con screziature ocracee.							1.00 N: 16 - 10 - 10					
0.80			Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa talora abbondante, discreto grado di ossidazione e alterazione, moderatamente addensata, colore nocciola.							2.50 N: 12 - 10 - 7					
3.50	2.70														
3.50			Ghiaia ciottolosa (diam. max 10-12cm) in matrice sabbiosa debolmente limosa, discreto grado di ossidazione e alterazione talora intensa, da moderatamente addensata ad addensata con la profondità, colore nocciola con deboli screziature ocracee.			127mm	90-100%			6.00 N: 23 - 29 - 36					
7.00	3.00		Come sopra, minore grado di ossidazione e alterazione.		rotazione con carotaggio continuo diam. 101mm										
10.00										10.00					

N: 21 - 29 - RIF

FALDA NON RILEVATA.



**Orbassano (TO) – Via Stupinigi, 9 - Sondaggio S1 (L=10.00m)**



Cassette 1-2 da 0.00m a 10.00m da p.c.



Dott. Geol. Paolo BIANCO

piazza Statuto, 7- 15033 - Casale Monferrato (AL)- 0142456691 / 3356700428

Committente: Dott. Geol. Paolo Barillà

Località: Via Calvino 9 - Orbassano (TO)

Penetrometro: DL 030 SUNDA

Note: Prova posizionata nell'aiuola antistante l'abitazione

Sigla: Sp1

### Tabulato della prova

Profondità (m)	N. colpi della punta misurato	N. colpi del rivestimento	N. colpi SPT equivalenti	N. colpi del rivestimento corretto
0.1	3		2	
0.2	24		19	
0.3	37		30	
0.4	95		76	
0.5	80		64	
0.6	51		41	
0.7	22		18	
0.8	15		12	
0.9	14		11	
1	14		11	
1.1	13		10	
1.2	51		41	
1.3	96		77	
1.4	78		62	
1.5	51		41	
1.6	48		38	
1.7	21		17	
1.8	17		14	
1.9	26		21	
2	45		36	
2.1	34		27	
2.2	90		72	
2.3	117		94	
2.4	140		112	

08 Luglio 2009



Dott. Geol. Paolo BIANCO

piazza Statuto, 7- 15033 - Casale Monferrato (AL)- 0142456691 / 3356700428

Committente: Dott. Geol. Paolo Barillà

Località: Via Calvino 9 - Orbassano (TO)

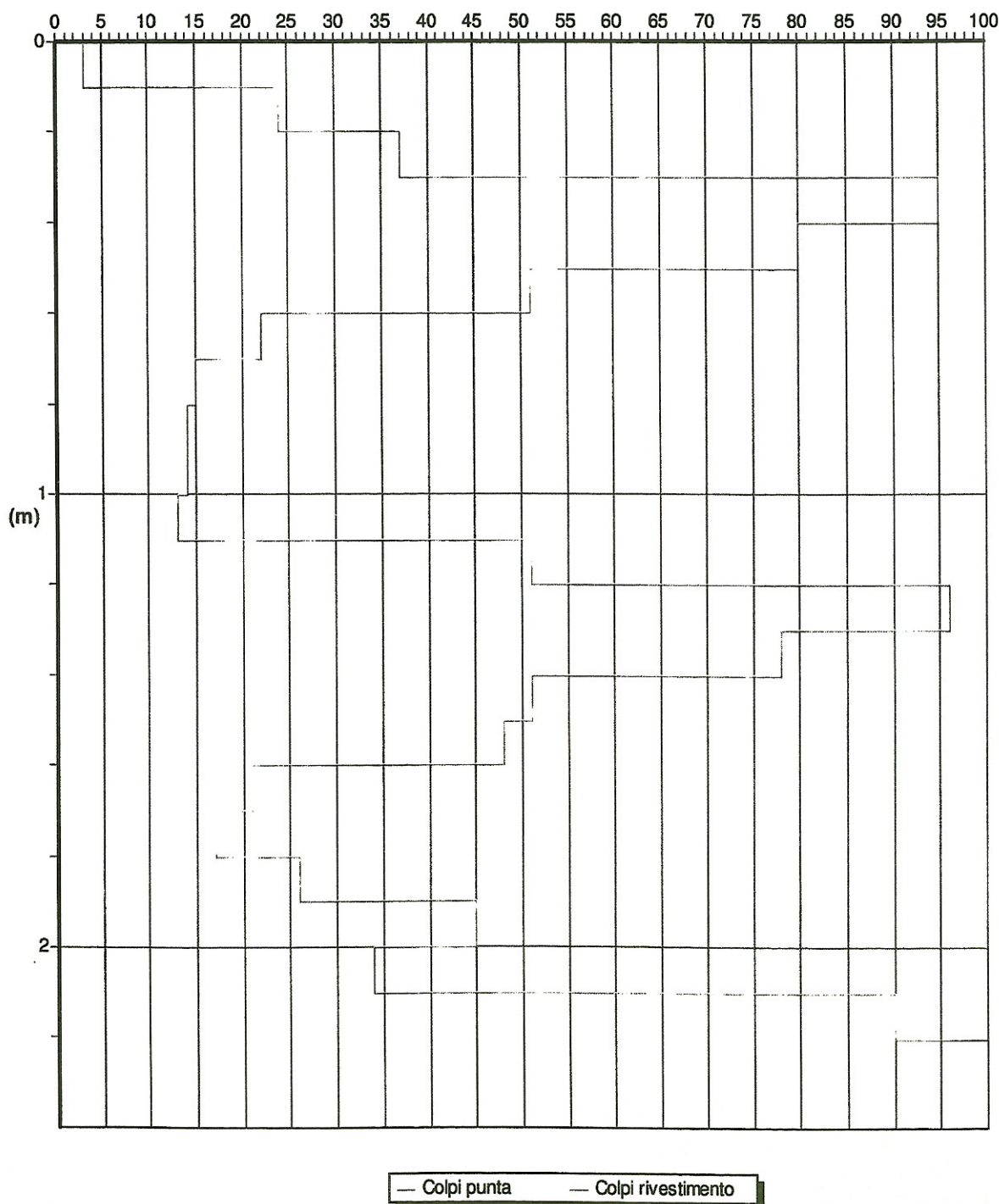
Penetrometro: DL 030 SUNDA

Note: Prova posizionata nell'aiuola antistante l'abitazione

Sigla: Sp1

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Assente



08 Luglio 2009