
Comune CAMPI BISENZIO

Provincia FIRENZE

Committente LIDL ITALIA S.r.l.

Oggetto Piano di recupero per ampliamento media struttura di vendita e modifica zona "B" in zona "Br" - STUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO.

Data 10 giugno 2016

PREMESSA

In seno al Piano di recupero per ampliamento media struttura di vendita e modifica zona "B" in zona "Br" in Comune di Campi Bisenzio, "LIDL ITALIA S.r.l." ha affidato allo scrivente l'incarico di:

1. verificare la fattibilità geologica e la congruità con gli strumenti di pianificazione locali e sovracomunali (D.P.G.R 53/R e s.m.i.);
2. redigere perizia geologica a supporto della realizzazione del nuovo edificio per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione in coerenza alla D.P.G.R. 36/R e ai sensi del D.M. 14.01.2008 e s.m.i. (*"Norme Tecniche per le Costruzioni"*);
3. eseguire specifica indagine geofisica per valutare le caratteristiche dell'area in ottica sismica.

L'indagine geotecnica si è avvalsa di:

- 4 prove penetrometriche, programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzate secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura della Associazione Geotecnica Italiana (1977);
- 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo.

Lo studio sismico si è basato sui risultati di specifica indagine geofisica tipo "MASW".

STUDIO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico, l'area di intervento è ubicata sui depositi alluvionali recenti, come mostrato nella seguente immagine tratta in stralcio dalla Carta Geologica d'Italia (Foglio 106 – “Firenze”). Si tratta, in particolare, di depositi talora terrazzati costituiti da ciottoli e argille sabbiose che hanno colmato il “Bacino di Firenze”, sviluppati lungo il fiume Arno e i corsi d'acqua principali.

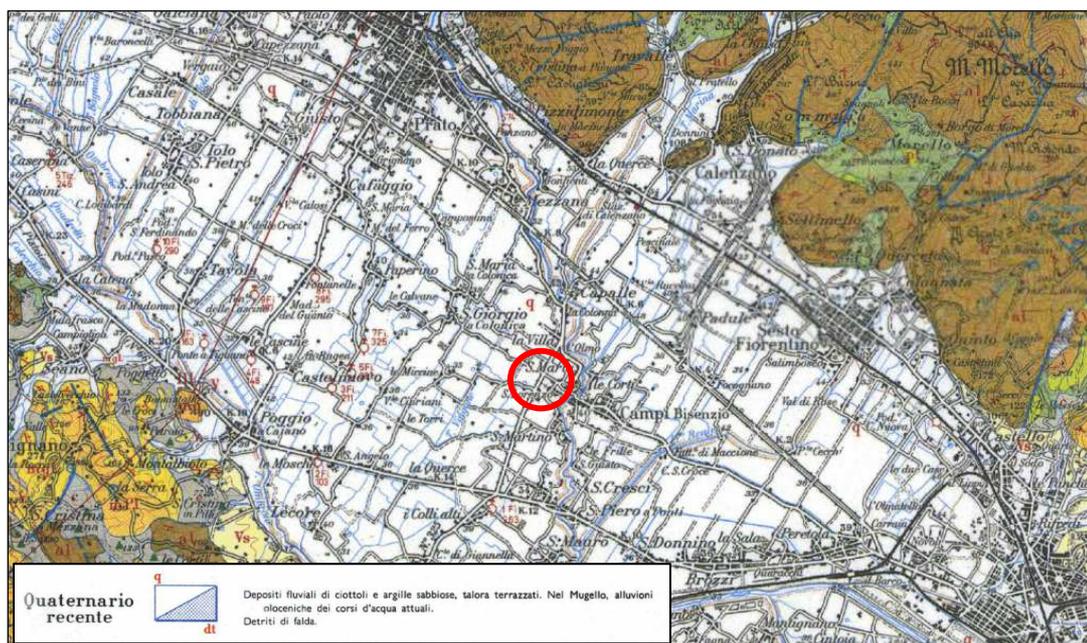


Figura 1 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia (Foglio 106 – “Firenze”).

Sebbene in tale contesto non siano state effettuate osservazioni dirette dei terreni oggetto di intervento, le informazioni ricavate dallo Studio geologico del PSC (*Allegato 1*) indicano la presenza di sedimenti fini di natura limoso-argillosa.

Dal punto di vista morfologico, si tratta di un ripiano alluvionale stabile (*Allegato 2*), privo di fenomeni di dissesto, come rilevato anche dal Piano Stralcio dell'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di bacino del Fiume Arno (figura 2 seguente).

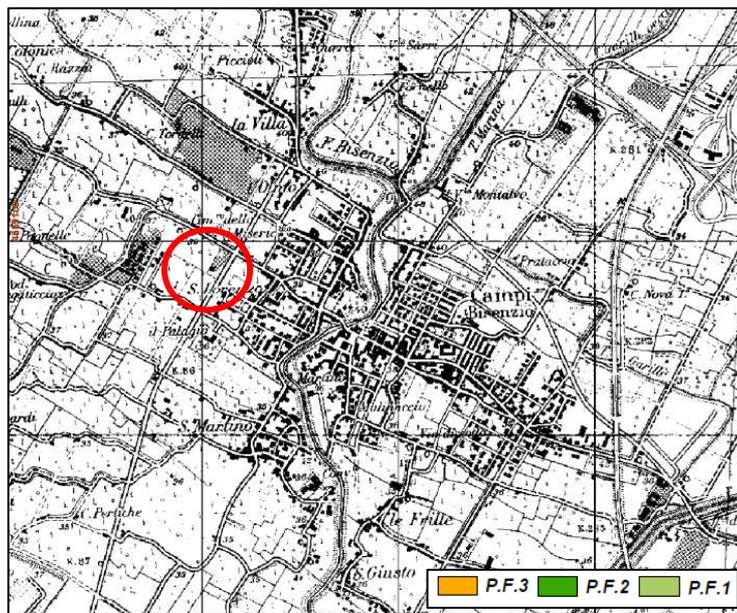


Figura 2 – Stralcio della carta “Perimetrazione delle aree con pericolosità da fenomeni geomorfologici di versante livello di sintesi” del Piano Stralcio per l’assetto idrogeologico con indicazione dell’area di intervento.

La quasi totalità del territorio comunale è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali a granulometria eterogenea che potrebbero essere la causa di instabilità dinamica per cedimenti e cedimenti differenziali; in merito alla pericolosità geologica, l’area di intervento ricade in **classe 3a (classe medio-bassa)** mentre dal punto di vista idrogeologico (*Allegato 3*), essa ricade in classe **3a (classe medio-bassa)** in quanto sede di una falda superficiale potenzialmente inquinabile.

L’area di intervento può essere interessata da inondazioni eccezionali (*Allegato 6*) ed il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) la inserisce in classe **PI (Pericolosità idraulica moderata)**, che comprende le aree inondabili da eventi con tempo di ritorno $200 < TR \leq 500$ anni (figura seguente).

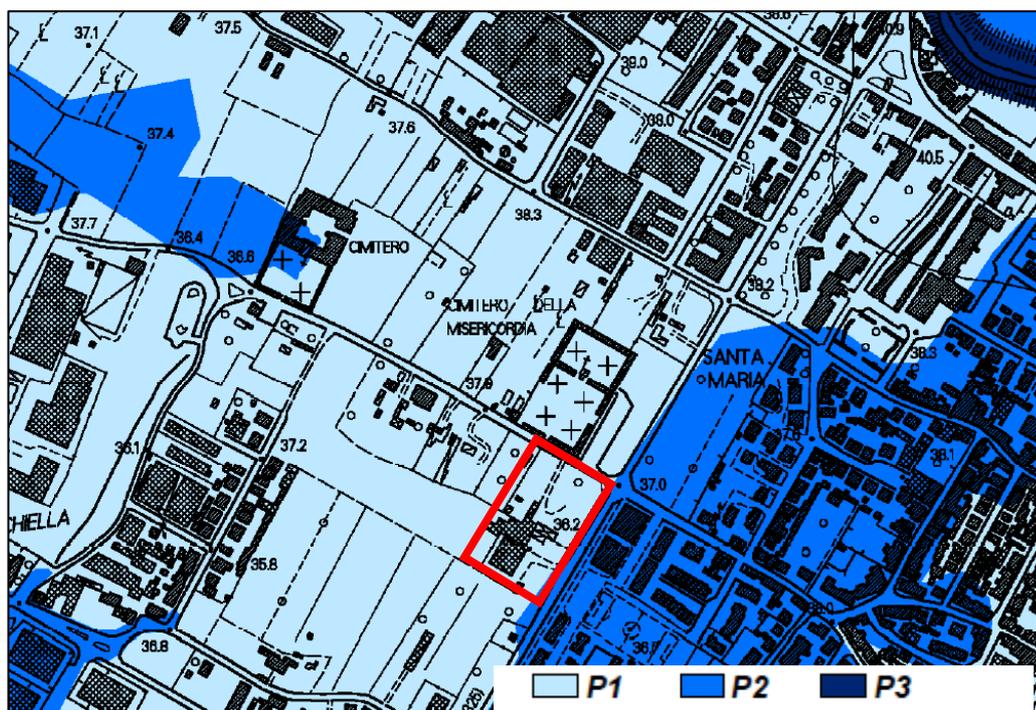


Figura 3 - Stralcio della “Carta di Pericolosità idraulica” allegata al Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni dell’Autorità di Bacino del Fiume Arno.

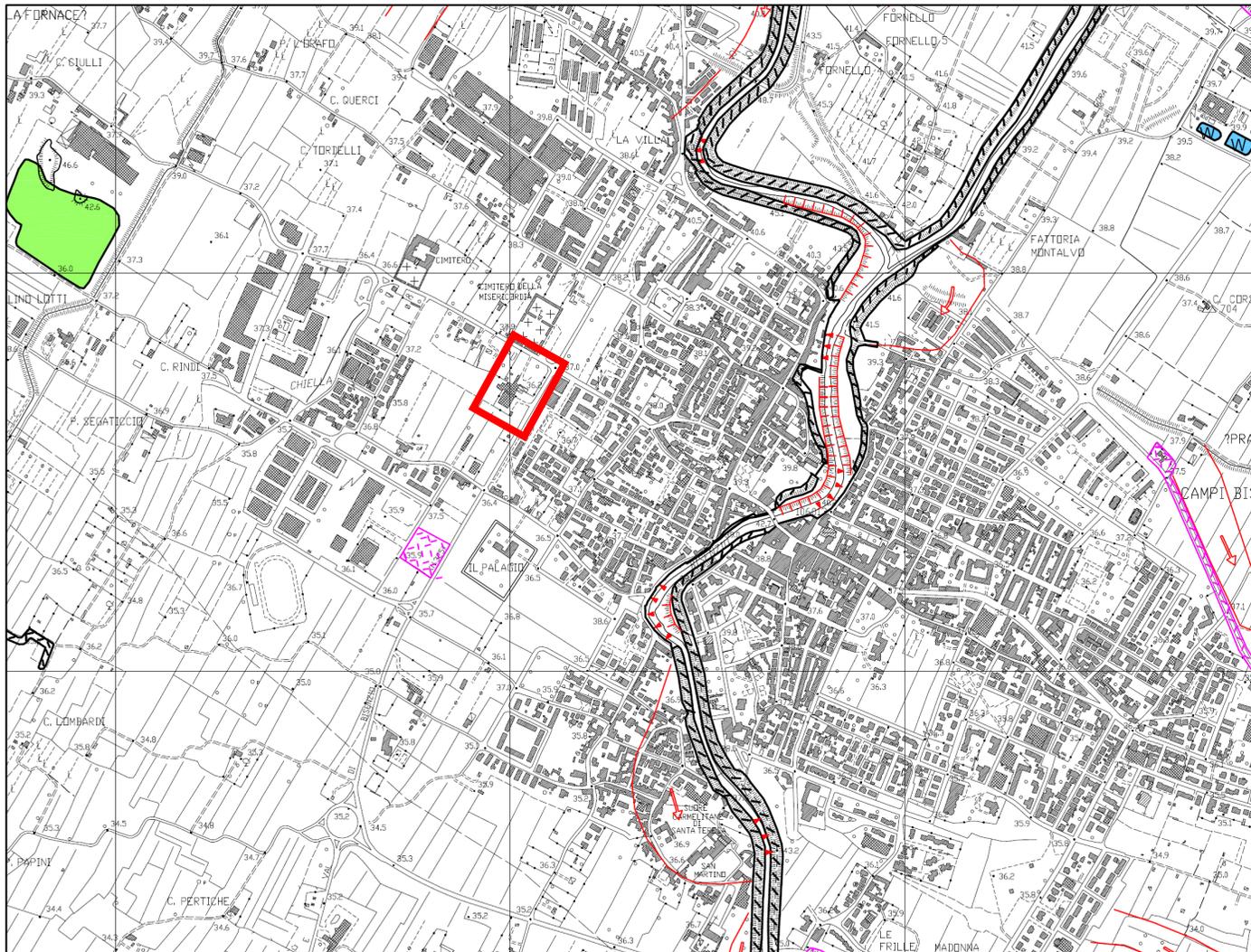
Dal punto di vista idraulico, lo Studio geologico del PSC inserisce l’area nelle classi di pericolosità 3a e 3b, ovvero di pericolosità medio-bassa e medio-alta (*Allegato 4 e Allegato 5*). La fattibilità degli interventi in funzione della pericolosità idraulica è specificata all’Art. 86 delle Norme tecniche di Attuazione del Regolamento Urbanistico Comunale che prescrive specifiche azioni progettuali in caso di nuovi interventi (realizzazione degli interventi ad una quota superiore a 50 cm rispetto alla massima inondazione attesa). Tuttavia, la cartografia a cui fare riferimento per i nuovi interventi è riportata in Allegato 7 (Carta dei livelli con tempo di ritorno pari a 200 anni, redatta tra gli studi di approfondimento idraulico del Comune di Campi Bisenzio), dalla quale si rileva che l’area non è inserita tra le aree inondabili per piene con tempo di ritorno (TR) di 200 anni. Ad ogni effetto, indipendentemente da altre cartografie precedenti e superate dal più recente studio di approfondimento idraulico, ***l’area è caratterizzata da una pericolosità moderata secondo quanto indicato dal P.G.R.A.: come tale, l’intervento proposto non è soggetto a specifici interventi di mitigazione del rischio idraulico.***

ALLEGATI 1-7

(Stralci tratti da: Piano Strutturale Comunale - “Aspetti geologici, idrogeologici e idraulici”, anno 2001 e successive revisioni. In rosso è indicata l’area di intervento).

- ALLEGATO 1: CARTA GEOLOGICA, LITOTECNICA, DEI SONDAGGI E DEI DATI DI BASE
- ALLEGATO 2: CARTA GEOMORFOLOGICA
- ALLEGATO 3: CARTA DELLA PERICOLOSITÀ GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA
- ALLEGATO 4: CARTA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA ATTUALE
- ALLEGATO 5: CARTA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA DI PROGETTO
- ALLEGATO 6: CARTA GUIDA DELLE AREE ALLAGATE
- ALLEGATO 7: CARTA DEI LIVELLI TR=200 ANNI

ALLEGATO 2 – CARTA GEOMORFOLOGICA



Legenda

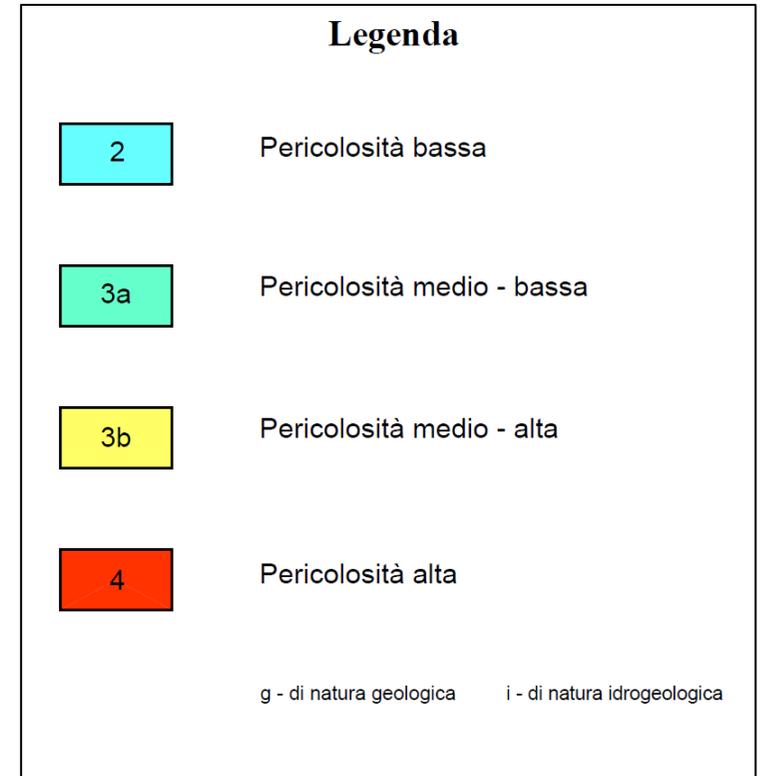
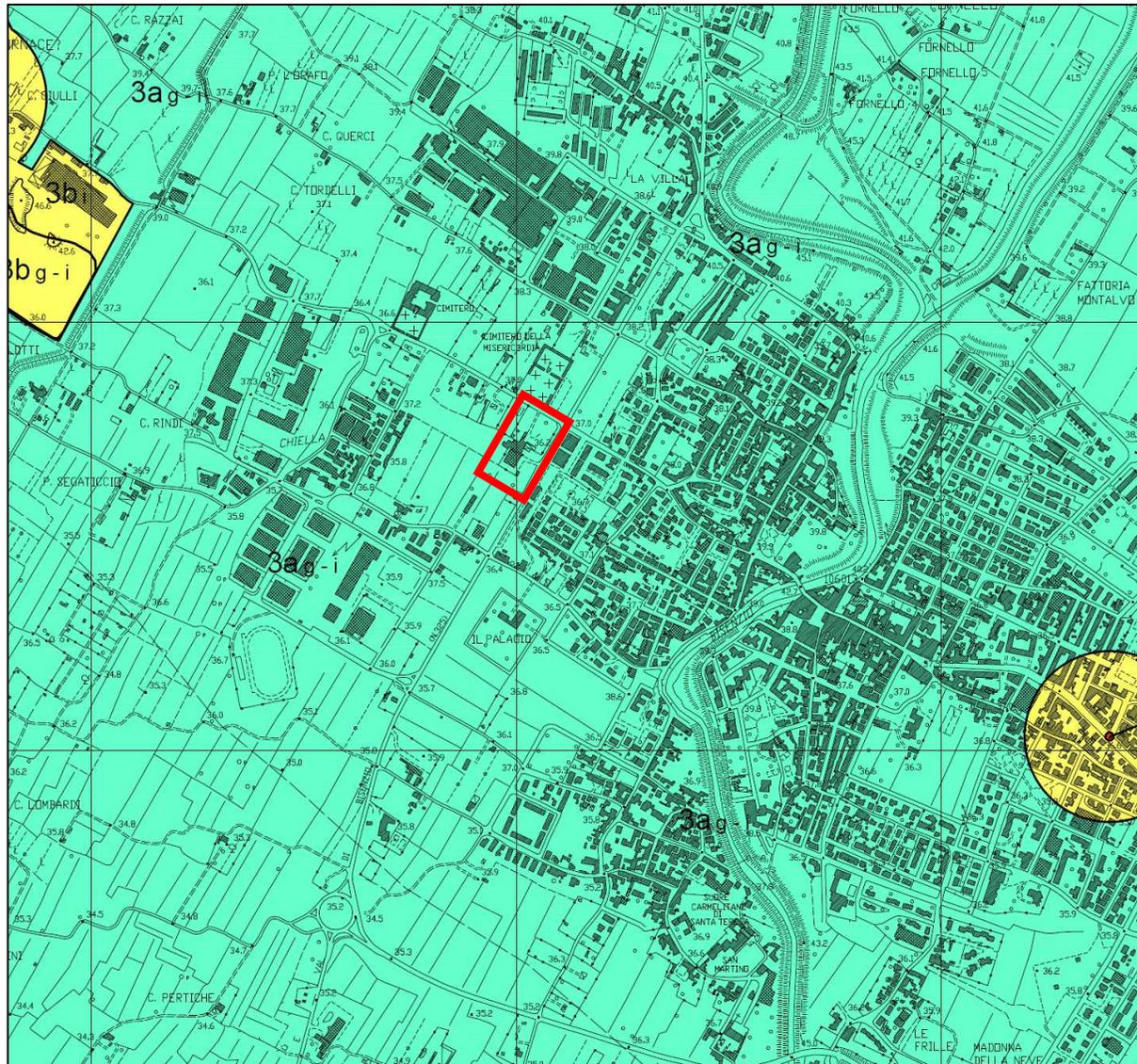
FORME E PROCESSI DI EROSIONE IDRICA

-  orlo di scarpata fluviale
-  traccia di corso fluviale
-  erosione laterale di sponda

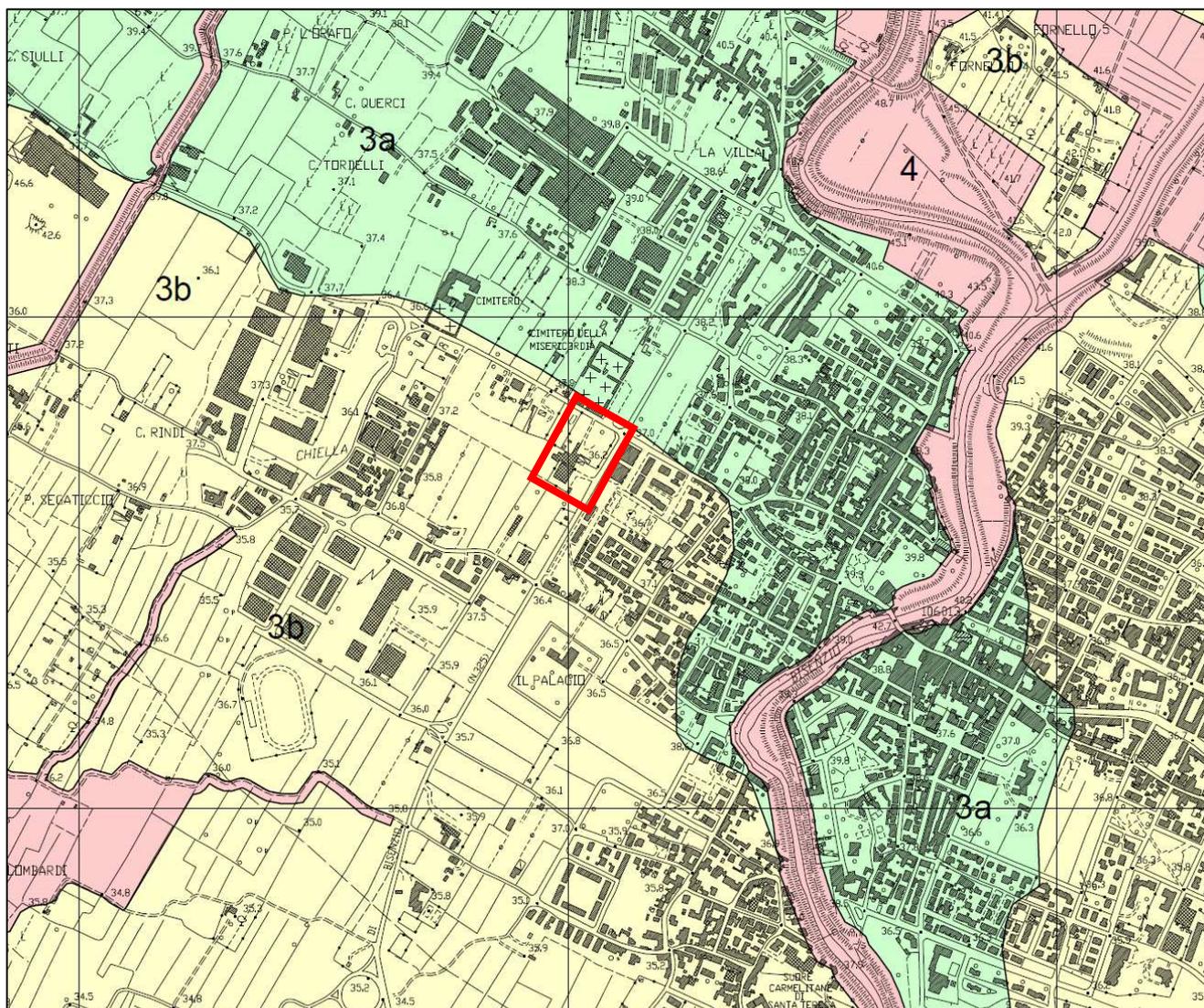
FORME ARTIFICIALI (ANTROPICHE)

-  orlo di scarpata di origine antropica
-  rilevato, terrapieno
-  argine artificiale in terra
-  corpo d'acqua o area umida
-  cavo interessato da passata attività estrattiva oggi recuperato
-  area colmata con riporti
-  discarica RSU

ALLEGATO 3 – CARTA DELLA PERICOLOSITÀ GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA

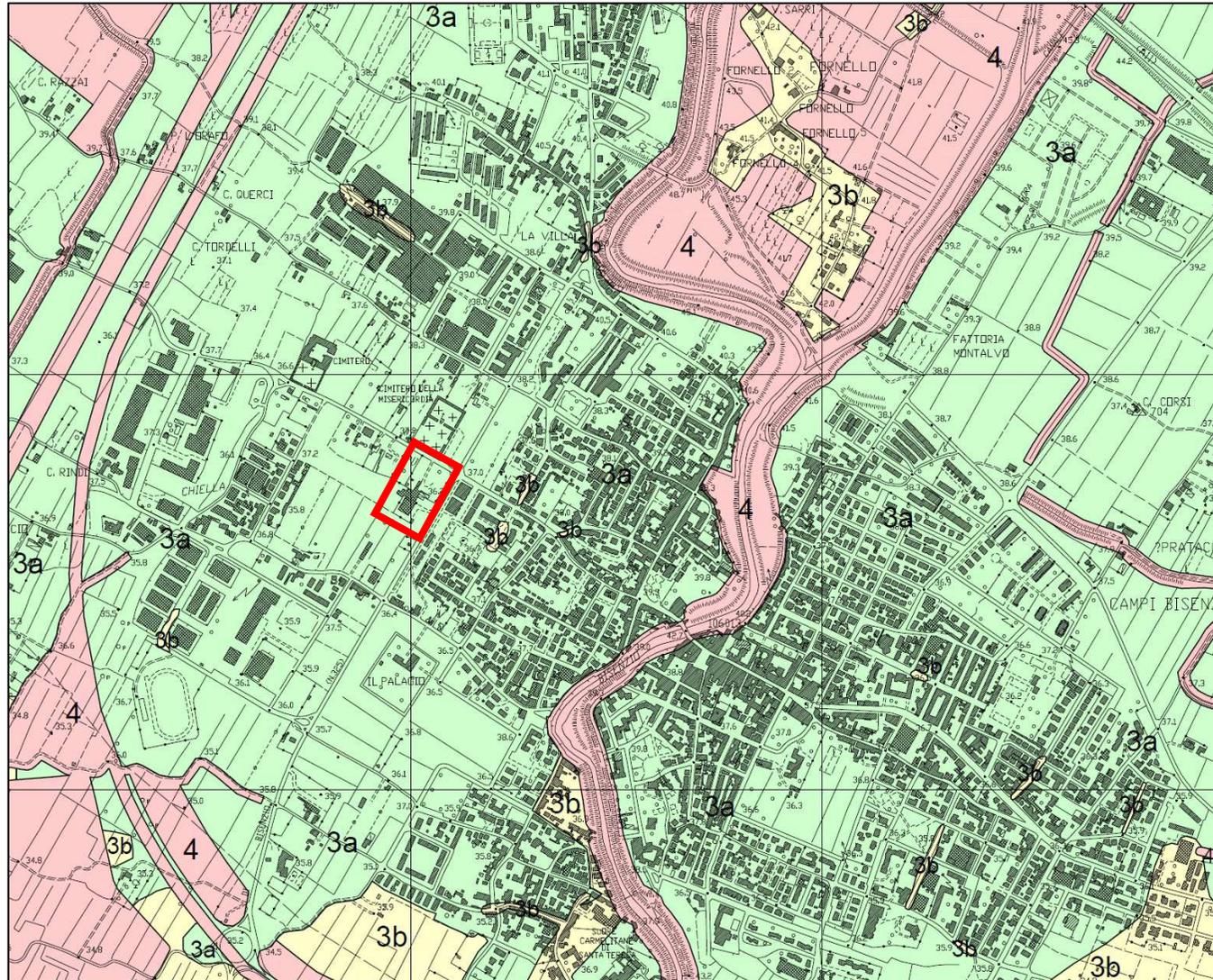


ALLEGATO 4 – CARTA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA ATTUALE



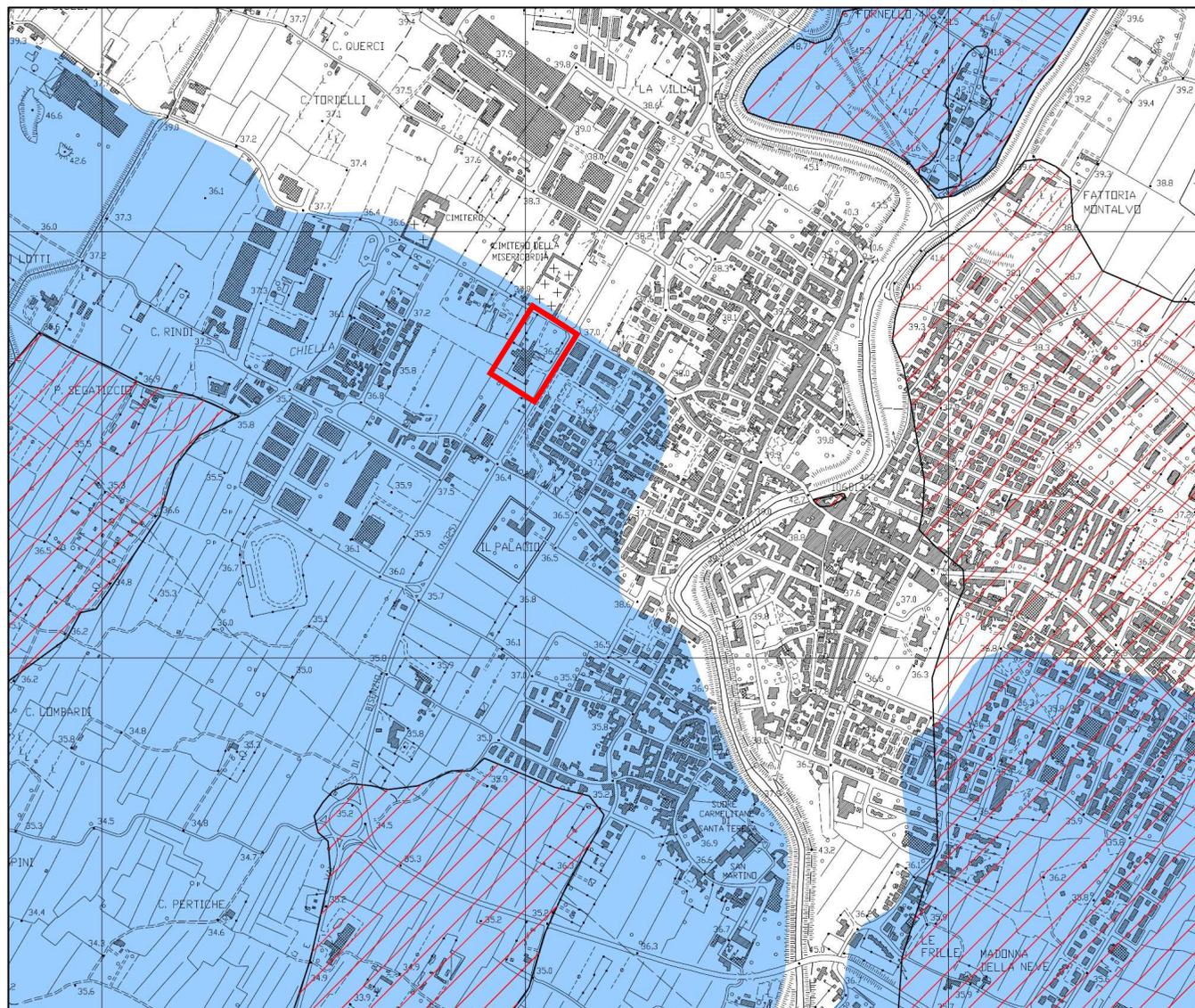
Legenda	
2	Pericolosità bassa
3a	Pericolosità medio - bassa
3b	Pericolosità medio - alta
4	Pericolosità alta

ALLEGATO 5 – CARTA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA DI PROGETTO



Legenda	
2	Pericolosità bassa
3a	Pericolosità medio - bassa
3b	Pericolosità medio - alta
4	Pericolosità alta

ALLEGATO 6 – CARTA GUIDA DELLE AREE ALLAGATE



Legenda

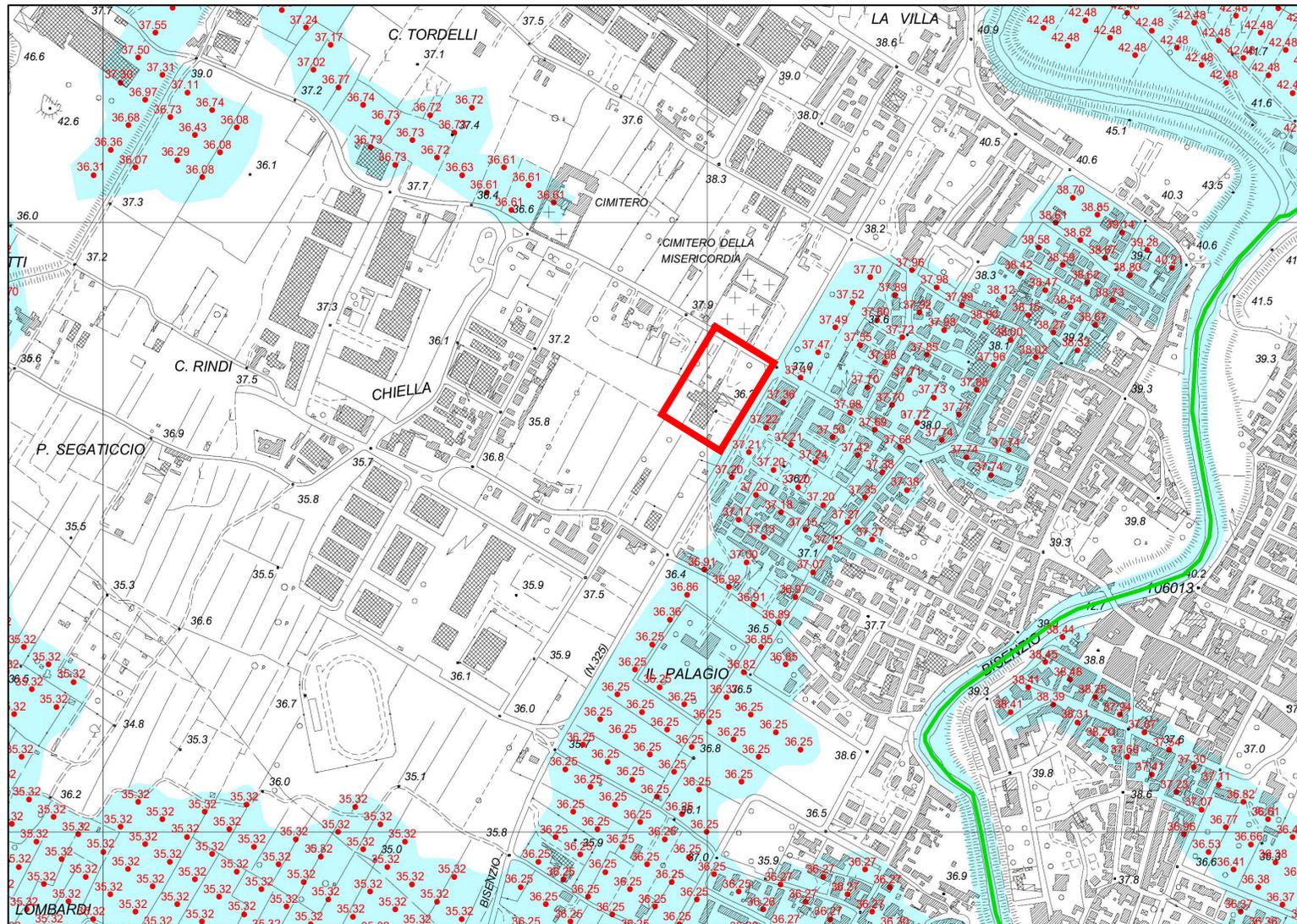


Aree interessate da inondazioni eccezionali



Aree interessate da inondazioni durante gli eventi alluvionali degli anni 1991-1992-1993

ALLEGATO 7 – CARTA DEI LIVELLI TR=200 ANNI



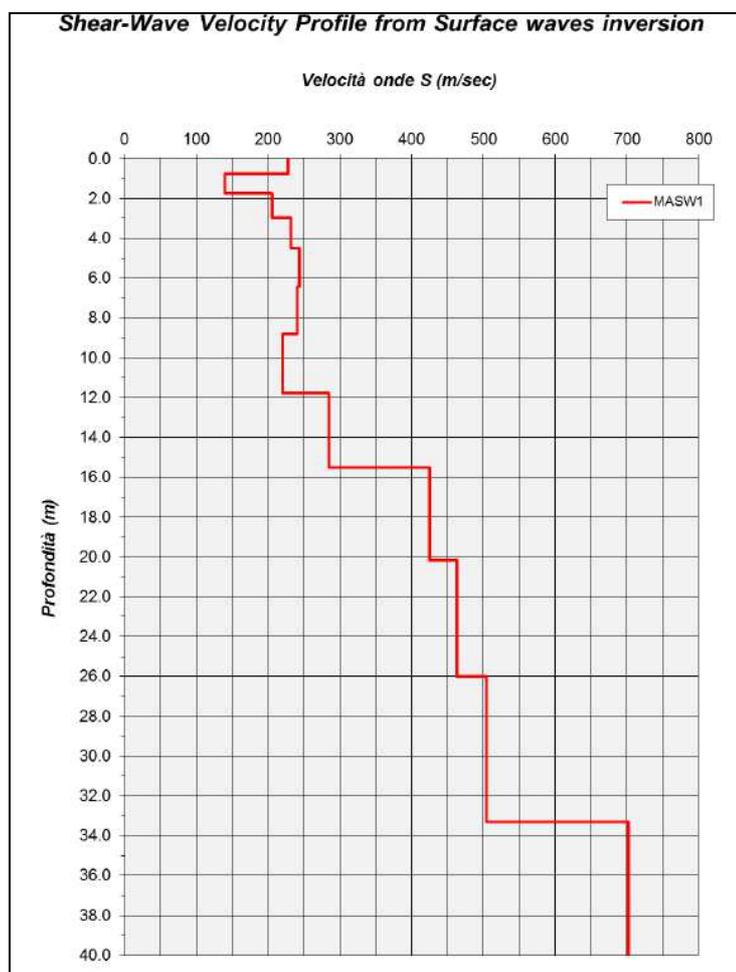
Legenda

- ▭ Limite Comune
- Quote livello per TR 200 anni (m slm)
- Quota livello
- ▭ Aree esondate per TR 200 anni

STUDIO SISMICO

Il presente elaborato illustra i risultati dello studio sugli aspetti sismici dell'area oggetto di Piano di Recupero proposto da LIDL Italia S.r.l.; in particolare l'obiettivo è quello di definire la categoria di sottosuolo al fine di determinare le caratteristiche geologiche proprie del sito in grado di modificare il moto sismico in superficie (modifiche della pericolosità sismica di base). La categoria di sottosuolo, infatti, consente di determinare gli spettri di risposta elastici che permettono una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 14.01.2008). A completamento di quanto sopra, inoltre, è stato valutato il potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione.

Per il raggiungimento dell'obiettivo è stato eseguito un profilo sismico con la metodologia MASW (allegato), attraverso il quale è stato ricostruito l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (onde S) con la profondità.



CALCOLO DELLE $V_{s,30}$ E DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

A partire dal modello sismico monodimensionale ricostruito attraverso l'indagine geofisica, è stato possibile calcolare il valore delle $V_{s,30}$, che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

Per il calcolo delle $V_{s,30}$ si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.01.2008 (“*Norme tecniche per le costruzioni*”):

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n H_i / V_i}$$

dove H_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottengono i seguenti valori (si è assunta come quota di calcolo [q.r.] il piano di esecuzione dello stendimento sismico corrispondente con l'attuale quota della strada di via Barberinese):

Profondità di posa delle fondazioni da q.r.	$V_{s,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
1.0 m	313.1	C
1.5 m	321.8	C
2.0 m	329.0	C

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

Tabella 1: Categorie di sottosuolo (D.M. 14.01.2008).

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA SECONDO LA NORMATIVA

Nel presente capitolo si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica (D.M. 14.01.2008). La quantificazione della risposta sismica locale avviene mediante l'utilizzo di categorie di sottosuolo che consentono una stima dell'amplificazione stratigrafica, generata dalle particolari condizioni lito-meccaniche dei terreni che costituiscono l'area in esame (approccio semplificato - Cap. 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*).

Nel calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 14.01.2008, in particolare ai capitoli 2 e 3.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- **Zona sismica = 3** (D.G.R.T. n° 421 del 26/05/2014 – figura 2);
- Vita nominale della struttura: **$V_N = 50$ anni**;
- **Classe d'uso = III**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica **$V_R = 75$ anni** ($C_U = 1.5$);
- Valori di **accelerazione massima orizzontale** e dei **parametri spettrali** per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50 – 43.826574; 11.127772] così come definito nell'Allegato A e B):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C^*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.545	2.574	0.2645
SLD	63%	75	0.654	2.584	0.2732
SLV	10%	712	1.516	2.397	0.3056
SLC	5%	1462	1.905	2.396	0.3136

- **Categoria di sottosuolo = C, categoria topografica = T1** e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_S	C_C	S	T_B	T_C	T_D	F_V
				[s]	[s]	[s]	
SLO	1.50	1.63	1.50	0.14	0.43	1.82	0.81
SLD	1.50	1.61	1.50	0.15	0.44	1.86	0.89
SLV	1.48	1.55	1.48	0.16	0.47	2.21	1.26
SLC	1.43	1.54	1.43	0.16	0.48	2.36	1.41

In *figura 1* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

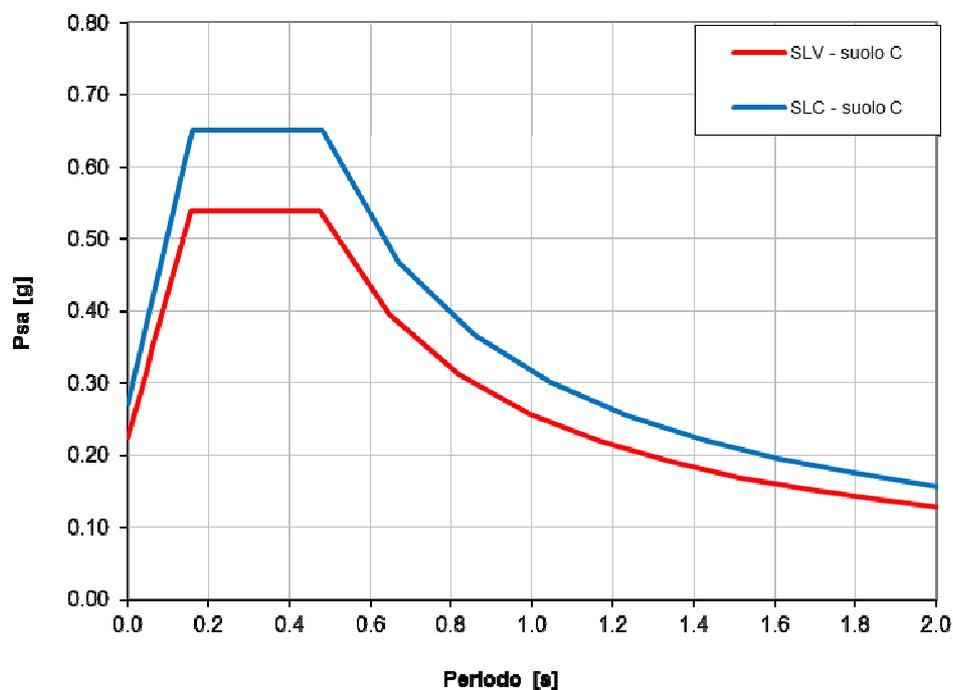


Figura 1: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC).- Categoria di sottosuolo di tipo C.

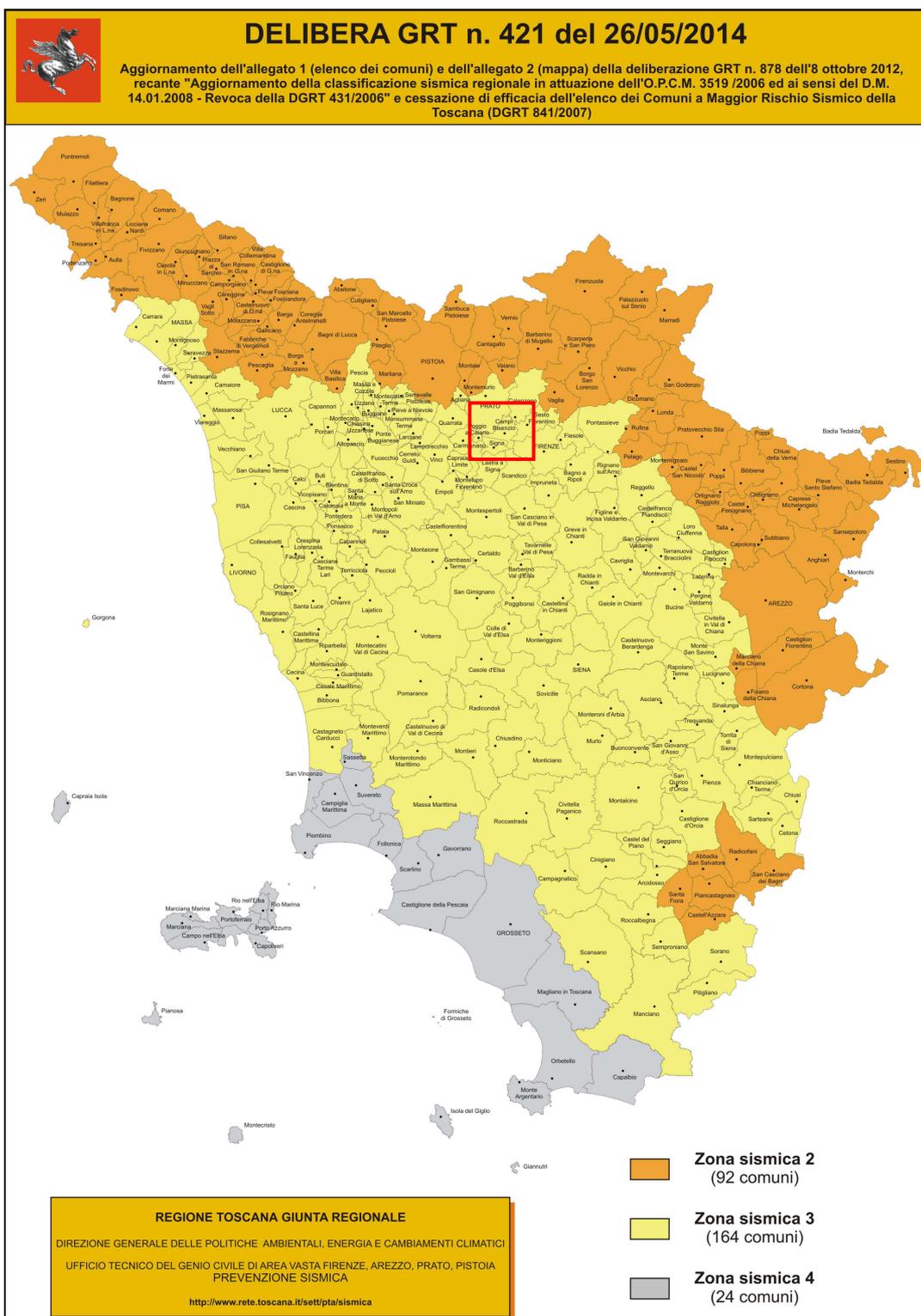


Figura 2: Classificazione sismica dei comuni della Toscana.

ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Ai sensi delle NTC08 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica delle liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo $M < 5$;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $< 0.10g$;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella *figura 3* nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

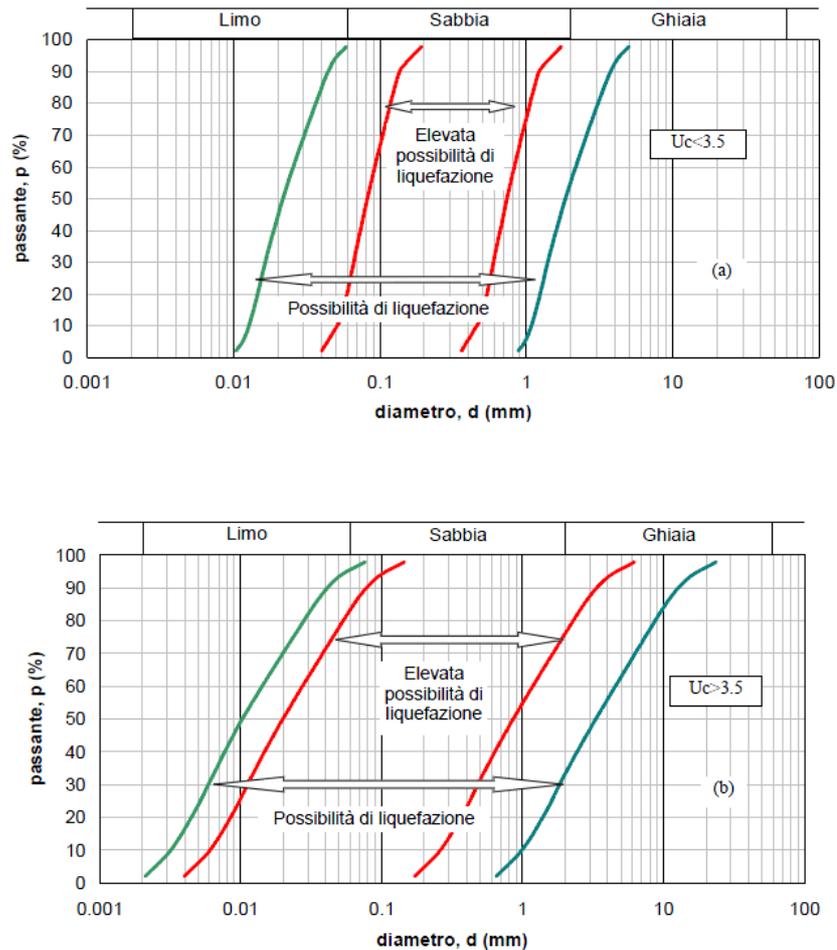


Figura 3: Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b).

In prima analisi, come evidenziato dall'interpretazione stratigrafica delle prove CPT e dal sondaggio geognostico eseguito, l'area in esame risulta costituita da terreni prevalentemente argillosi fino a circa 11 m di profondità (tipologia di terreni esterni alle fasce granulometriche indicate nella *figura 3*).

Di seguito si riassumono i parametri di input utilizzati nel calcolo del potenziale di liquefazione:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max} = 0.225g$ ($a_{max} = S_S * ag$);
- ✓ Magnitudo di riferimento $M_W = 6.14$ (zona 916 "Versilia-Chianti");
- ✓ CRR calcolato utilizzando le correlazioni proposte da *Robertson e Wride* (1998) basate sulla resistenza penetrometrica delle prove CPT;

- ✓ CSR calcolato dalla formula $CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}'} = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma_{vo}') \cdot r_d$ (NCEER 1998);
- ✓ Falda posta a circa 8.0 m di profondità.

Secondo *Robertson e Wride*, se il fattore IC risulta maggiore di 2.6 (terreni coesivi-semicoesivi) si può considerare l'orizzonte come NON a rischio di liquefazione (*La Liquefazione del terreno in condizioni sismiche* – *Crespellani, Nardi, Simoncini, 1988*).

In tutte e tre le prove CPT effettuate il fattore IC risulta superiore a 2.6 a partire da circa 1.6 m di profondità fino alla massima profondità investigata (terreni coesivi prev. argilloso-limosi -- retino giallo nel grafico di figura 4).

I risultati sono diagrammati in **figura 4** da cui emerge l'assenza di rischio in relazione a potenziali fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione investigati.

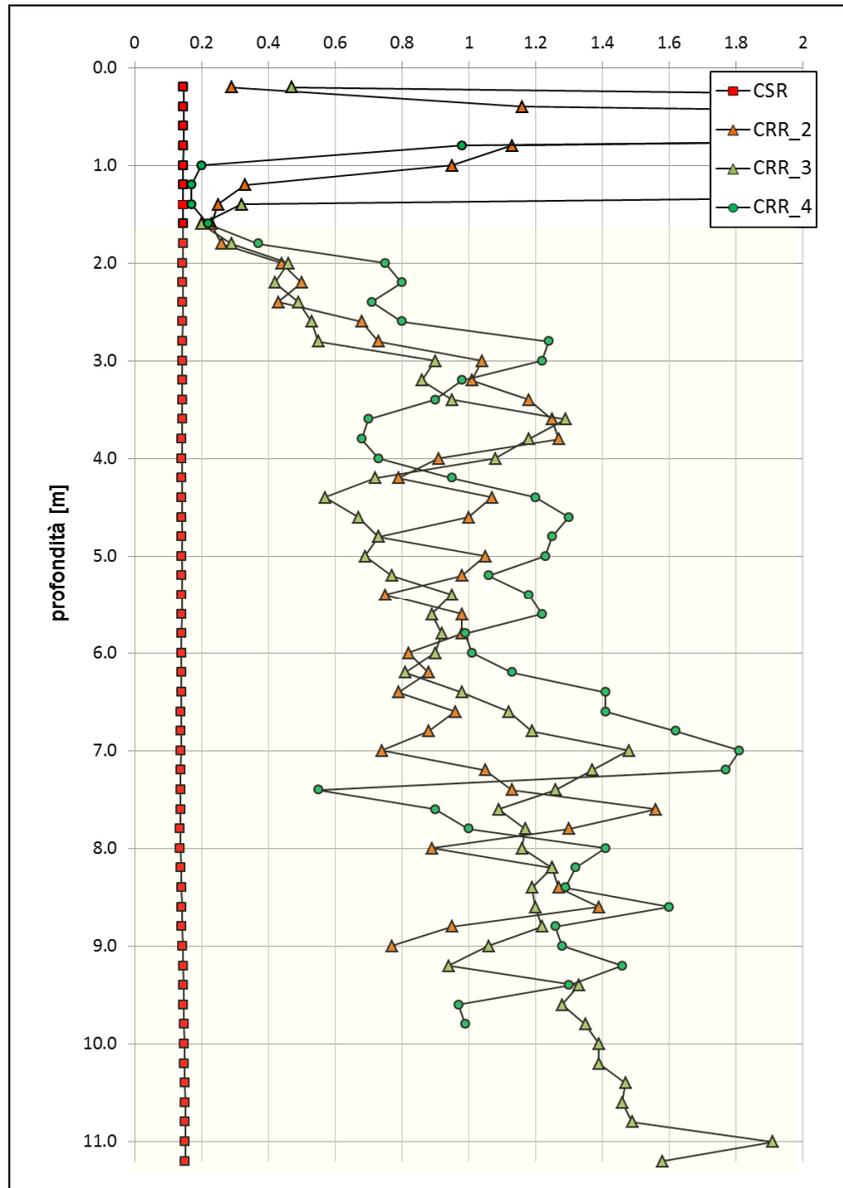


Figura 3: Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione.

STUDIO GEOTECNICO

INDAGINE GEOTECNICA: MODALITA' ESECUTIVE E CRITERI INTERPRETATIVI

Come accennato in premessa, la campagna geognostica si è avvalsa dei risultati delle indagini descritte ai seguenti paragrafi.

1 - Sondaggio a carotaggio continuo

Per ricostruire correttamente la stratigrafia sulla verticale d'intervento è stato eseguito n. 1 sondaggio a carotaggio continuo (ubicato come da planimetria in allegato) spinto a profondità di 10 m.

Il materiale carotato è stato posizionato in apposite cassette catalogatrici di 5 metri cadauna, descritto, valutato, fotografato e oggetto di prove speditive (prove di Pocket Test); tutti i risultati, unitamente al profilo stratigrafico e agli esiti delle prove in sito, sono presentati in allegato.

2 – Prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT)

Nella zona di intervento sono state eseguite 4 prove (spinte ad una profondità massima di circa 11 m dal piano del piazzale esistente), di cui 3 eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT) e 1 con penetrometro dinamico continuo di tipo superpesante (DPSH) causa l'impossibilità locale di ancoraggio dello strumento statico. I profili geotecnici sono stati ricavati dalla rielaborazione delle prove statiche, utilizzando quella dinamica solo come conferma del profilo verticale già rilevato negli altri 3 punti di indagine.



Prova penetrometrica dinamica (SCPT) n.1.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.2.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.3.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.4.

L'indagine mediante penetrometro statico consiste nel misurare la resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa a velocità costante nel terreno. L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta che agisce in modo alternato sulla punta e su un manicotto collegato: la prova è quindi discontinua e le misure di resistenza sono eseguite ed annotate ogni 20 cm di penetrazione.

Sulle aste è stato installato un dispositivo (anello allargatore) per ridurre l'effetto dell'attrito del terreno e facilitare l'approfondimento a parità di spinta disponibile.

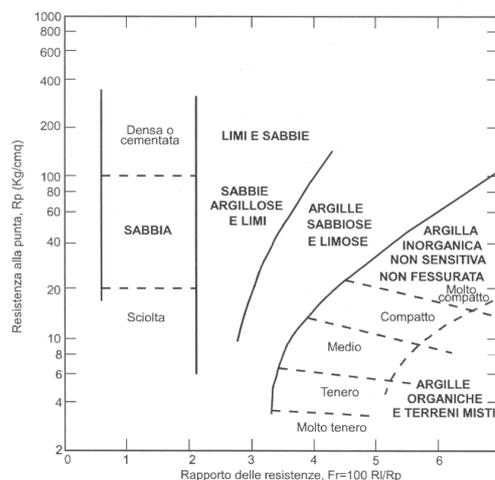
Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la R_p o resistenza all'avanzamento della sola punta;
- la $R_{I\ tot}$, ovvero la resistenza complessiva all'avanzamento della punta e del manicotto di dimensioni note.

La documentazione in allegato comprende sia copia delle letture eseguite direttamente dallo strumento penetrometrico, sia i grafici secondo le seguenti coppie di valori:

- R_p (o q_c) / profondità;
- R_I / profondità.

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto R_p/R_I è stato possibile risalire con una certa approssimazione alla natura litologica dei terreni attraversati, utilizzando come discriminante il metodo suggerito da Schmertmann (1978); quest'ultimo considera come indicativo della litologia il rapporto fra la resistenza alla punta ed il rapporto F_r (figura seguente).



Tuttavia si rammenta che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni del tipo empirico.

Nell'interpretazione dei risultati, le prove penetrometriche sono state assimilate a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito e, nella definizione del comportamento geotecnico, è stata adottata una distinzione fondamentale fra terreni incoerenti (resistenza al taglio caratterizzata dal solo angolo di attrito) e terreni fini (resistenza al taglio caratterizzata soprattutto dall'esistenza di legami coesivi).

Per quanto concerne la definizione dei parametri geotecnici, utilizzando le più note e diffuse correlazioni basate sui dati CPT, si è proceduto al calcolo di:

- coesione non drenata (C_u) e modulo edometrico (E_d) per i terreni coesivi;
- angolo di attrito interno (ϕ), densità relativa (D_r) e modulo di deformazione (E) per i terreni incoerenti.

Avendo individuato una successione di depositi coesivi, i metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici, i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico, sono di seguito illustrati.

COESIONE NON DRENATA C_u .

E' stato utilizzato il metodo empirico proposto da Lunne e Eide (valido, ovviamente solo per i terreni coesivi) :

$$C_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = (R_p - \sigma_v) / K$$

con K = costante compresa fra 12 e 19 (in funzione della plasticità)

MODULO EDOMETRICO E_d .

E' stato calcolato attraverso la correlazione empirica R_p - C_u definita dalla seguente relazione, valida come stima di primo riferimento per i terreni coesivi in genere (dai limi plastici alle argille):

$$E_d \text{ (kg * cm}^{-2}\text{)} = e^{3.12+1.08C_u}$$

PESO DI VOLUME NATURALE γ_n .

Per i terreni coesivi, è stata utilizzata la seguente formula di confronto :

$$\gamma_n \text{ (t/m}^3\text{)} = 2 + 0,515 * \text{Log} (C_u)$$

MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico dell'area sono emersi i seguenti aspetti, da tenere in considerazione durante la progettazione delle strutture di fondazione:

- 1) il substrato dell'area è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
- 2) la quota zero delle prove n. 1 e 3 è riferita al piano della piazzale della filiale (rilevato rispetto alla vicina strada), mentre le prove n. 2 e 4 sono state eseguite a quota più bassa (ca. 0.7 - 1.0 m) rispetto alla quota della filiale;
- 3) all'interno del foro penetrometrico n. 2 è stata rilevata la presenza di acqua sotterranea alla profondità di 8.60 m rispetto alla quota zero di esecuzione della prova; data la natura argilloso-limosa dei depositi di substrato, si tratta probabilmente di un orizzonte lenticolare saturo a maggior granulometrica (sabbioso-limosa);
- 4) facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 ed alla Circolare Esplicativa del C.S.L.P., per ciascuno strato che compone il modello geotecnico sono stati calcolati i parametri caratteristici come media probabilistica della distribuzione dei risultati ottenuti (valore al di sotto del quale si colloca il 50% dei risultati).
- 5) Sulla base delle prove eseguite, quindi, è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame e punto di partenza per le elaborazioni successive. Le profondità si riferiscono alla quota dell'edificio commerciale LIDL esistente.

Sulla base delle prove eseguite, quindi, è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, punto di partenza per le elaborazioni successive.

Unità R	Si tratta di terreno di riporto utilizzato per la formazione del piazzale (spessore massimo di circa 1.5 m); non caratterizzato dal punto di vista geotecnico in quanto disomogeneo e in parte rimosso per l'esecuzione delle prove, esso non è adatto come terreno di fondazione.
----------------	--

Unità A	A partire dalla base dell'Unità R si sviluppa un deposito coesivo mediamente consistente (limo argilloso e/o argilla limosa) per il quale sono stati calcolati una coesione non drenata $C_u=0,5-0,6 \text{ kg/cm}^2$ e un modulo edometrico $E_d=40-45 \text{ kg/cm}^2$.
Unità B	A partire da circa 3-3,5 m di profondità si sviluppa un deposito argilloso/limoso consistente per il quale sono stati calcolati una coesione non drenata $C_u=1,5-1,7 \text{ kg/cm}^2$ e un modulo edometrico $E_d=100-120 \text{ kg/cm}^2$.
Unità C	Si tratta di un deposito argilloso/limoso molto consistente rilevato oltre 7.4 m di profondità, per il quale sono stati calcolati una coesione non drenata $C_u=1,7-1,9 \text{ kg/cm}^2$ e un modulo edometrico $E_d=150-180 \text{ kg/cm}^2$.

Il profilo geotecnico rappresentativo del modello geotecnico, utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione, è rappresentato nella seguente figura.

VALUTAZIONE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) E DI ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICO: STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Le recenti disposizioni in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni rendono obbligatorio il metodo di calcolo agli stati limite (D.M. 14.01.2008), fatta eccezione per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4 (cap. 2.7 del D.M. citato). Considerato l'azzonamento sismico del Comune di Campi Bisenzio (zona sismica 3), nel corso della verifica di cui al presente studio si è proceduto a calcolare la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 14.01.2008 (capitolo 6).

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si parla di **stato limite ultimo** (SLU) nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la capacità portante del terreno di fondazione. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non verificandosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da risultare inutilizzabile.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, si è proceduto ad una verifica della risposta dei terreni ipotizzando una struttura di fondazione a plinto con eccentricità nulla, posato entro l'unità A alla profondità minima di 1.5 m (evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte di alterazione/riporto superficiale) e un incastro nei terreni "D" pari a 0.5 m.

A tale proposito si precisa la differenza tra profondità di posa (rispetto al piano campagna) e "incastro nei terreni (D)", da cui deriva il fattore " γ_D " nell'espressione polinomiale dei calcoli di capacità portante (che esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni che si sviluppano sopra il piano di posa della struttura): poiché eventuali massetti, pavimentazioni, vespai, riporti ecc. a lato della fondazione concorrono in modo incerto o insignificante, in via cautelativa (soprattutto in considerazione dello spessore di riporto presente sull'area d'intervento), per il calcolo della capacità portante è stato adottato un valore di incastro della fondazione nei terreni "D" pari a 0.5 m che NON dovrà essere confuso con la profondità di posa minima della fondazione rispetto al piano zero di riferimento.

IPOTESI FONDAZIONALE

Tipologia di fondazione = PLINTO

Terreno di fondazione = Unità A

Profondità di posa della fondazione (*) = 1.5 m

Incastro minimo (D) nei terreni = 0.5 m

Le quote sono riferite al piano del piazzale esistente.

() Sarà compito del D.L. verificare che le fondazioni superino in profondità eventuali strati di alterazione/riporto superficiale indipendentemente dallo spessore rilevato.*

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo QSB2), successivamente controllata con altri metodi (Meyerhof, Brinch-Hansen):

$$q_d = cN_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma$$

dove

$\gamma_{1,2}$ = peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

N_c , N_q , N_γ = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

s_c , s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

STATI LIMITI ULTIMI (SLU) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA'

PORTANTE

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. del citato D.M. 14.01.2008.

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 1**, costituito da due combinazioni così articolate:

Combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui sono invariati i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R);

Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui sono ridotti i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R).

Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ (Tabella 6.4.1 colonna R1) è:

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	3,80	372,65	1	152,00	1490,61
250	250	3,80	372,65	1	237,50	2329,08
300	300	3,80	372,65	1	342,00	3353,87
350	350	4,05	397,17	1	496,13	4865,32

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1.25$; $\gamma_\phi = 1.25$; $\gamma_{cu} = 1.4$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ diviene:

PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	2,74	268,70	1,8	1,52	149,28	60,89	597,12
250	250	2,74	268,70	1,8	1,52	149,28	95,14	932,99
300	300	2,74	268,70	1,8	1,52	149,28	137,00	1343,51
350	350	2,92	286,35	1,8	1,62	159,09	198,72	1948,80

Secondo normativa si raggiunge un adeguato grado di sicurezza quando risulta verificata la relazione:

$$\mathbf{R_d/E_d \geq 1}$$

I valori di progetto delle azioni (E_d) andranno calcolati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

STATI LIMITI D'ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni (Metodo di Newmark) prodotte da un'azione (Ed) pari alla resistenza del terreno (Rd) calcolata con l'approccio 1-combinazione 2 sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo alla "Teoria dell'elasticità" (o Metodo semplificato di Terzaghi, 1943) (programma di calcolo QSB2), la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

PLINTO DI FONDAZIONE				
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
200	200	60,89	597,12	50-52
250	250	95,14	932,99	60-62
300	300	137,00	1343,51	68-70
350	350	198,72	1948,80	80-82

Dai risultati si evince come l'azione calcolata con l'approccio 1, combinazione 2 risulti chiaramente pericolosa secondo i criteri più classici della geotecnica tradizionale, la quale stabilisce in 2.5-3.0 cm la soglia di criticità per i cedimenti. Si suggerisce quindi di ridurre le azioni sui terreni di fondazione al fine di contenere i carichi entro valori più accettabili.

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche della geometria della fondazione, mantenendo invariata l'impronta della fondazione, la seguente tabella illustra i cedimenti diminuendo l'azione (Ed) al piede della fondazione.

PLINTO DI FONDAZIONE					
B [cm]	L [cm]	q _{lim} [kg*cm ²]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
350	350	1,40	171,50	1681,84	70-72
350	350	1,20	147,00	1441,58	60-62
350	350	1,00	122,50	1201,31	50-52
350	350	0,80	98,00	961,05	40-42
350	350	0,60	73,50	720,79	30-32

Qualora le deformazioni derivanti dai cedimenti risultassero eccessive, in alternativa ai plinti di fondazione si consiglia di valutare una soluzione in grado di ripartire i carichi su superfici più ampie, quale un reticolo di travi di fondazione, una struttura a platea o il ricorso a pali di fondazione adeguatamente dimensionati.

Va ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.

Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E SUGGERIMENTI PROGETTUALI

Per quanto concerne le valutazioni di compatibilità dell'intervento urbanistico, il piano di recupero proposto da LIDL è compatibile con i locali strumenti di pianificazione e con l'assetto geologico dell'area.

In relazione agli aspetti geotecnici, sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva si dovrà rammentare quanto segue:

1. Sulla scorta dello studio geotecnico e sismico è stato elaborato un modello di sottosuolo caratterizzato da modeste proprietà geotecniche dei terreni di fondazione, per i quali si dovrà porre particolare attenzione soprattutto in termini di cedimenti e conseguenti deformazioni delle sovrastrutture.
2. La capacità portante di un terreno e conseguentemente la sua resistenza è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate, pertanto, sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
3. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi del vigente D.M. 14.01.2008), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Codogno, 10.06.2016

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

dott. geologo Marco Daguati



COROGRAFIA

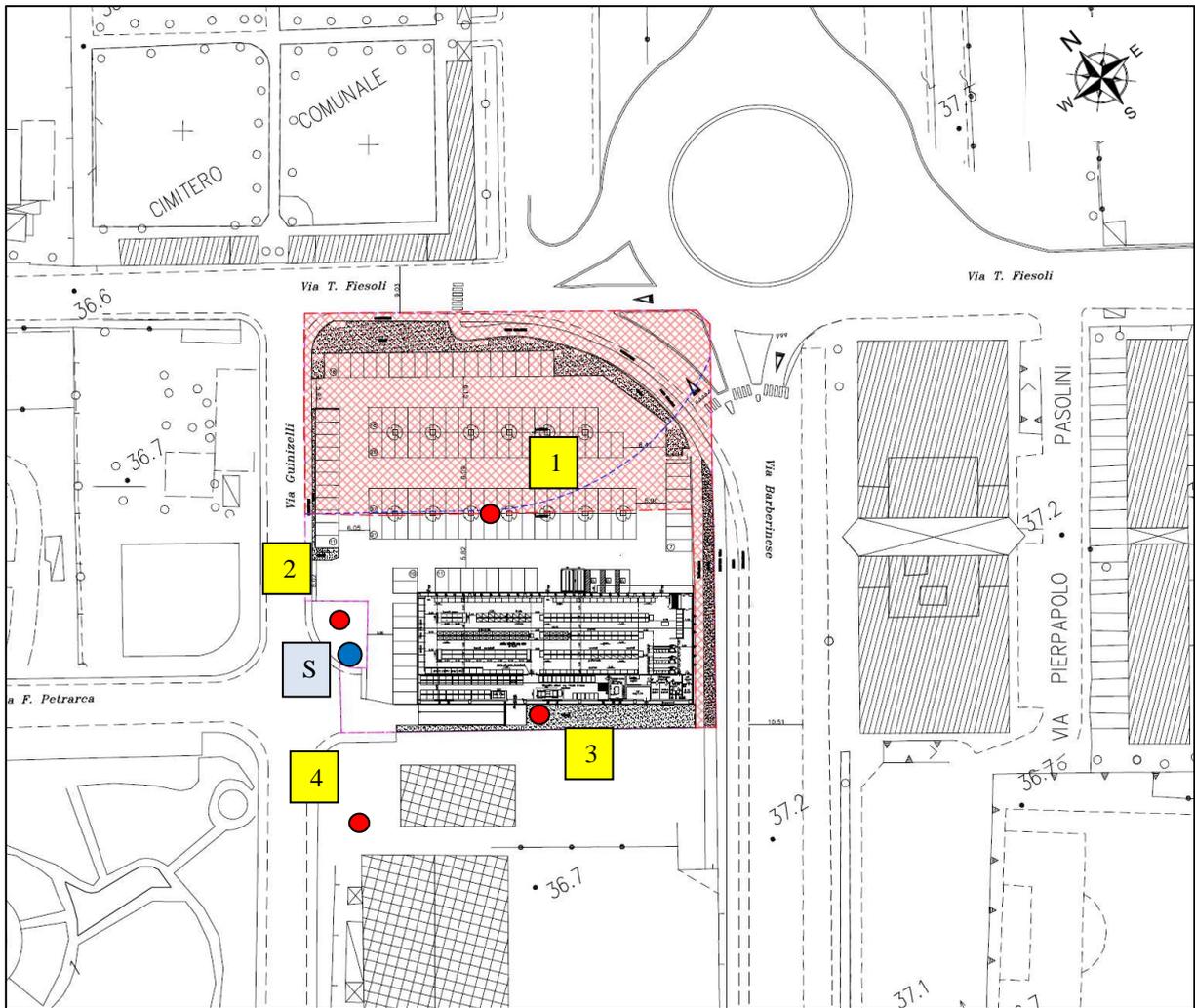
Ubicazione dell'area



Tratta da: Google Earth

PLANIMETRIA DELL'AREA

-   Ubicazione delle prove penetrometriche e relativa numerazione
-   Ubicazione del sondaggio geognostico



LIDL ITALIA S.r.l.
Via Guinizelli – Campi Bisenzio (FI)

RISULTATI SONDAGGIO GEOGNOSTICO

GEOLAMBDA Engineering S.r.l. Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO) Tel.: 0377.433021 Fax: 0377.402035	Committente: LIDL Italia S.r.l. Località: Campi Bisenzio (FI) Scala: <input type="text" value="100"/>	Data: <input type="text" value="08/06/2016"/> Sondaggio n. <input type="text" value="S1"/>
---	---	--

Attrezzatura e metodo di perforazione: a carotaggio continuo

<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	prova di permeabilità
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	% Carotaggio 30% 40% 50% 60% 70% 80% 100% litoso.	Pocket Test	Max	Vane test	Residuo
0.80	1.10	riporto (limo sabbioso con ghiaia e frammenti di laterizio)								2			
		soletta in calcestruzzo								2.25			
										2.00			
										2.75			
										2.25			
										2.50			
		argilla limosa consistente plastica di colore nocciola								2.25			
										2.50-3.00			
										2.25			
	10.00									2			



Foto 1: ubicazione sondaggio S1



Foto 2: sondaggio S1 da 0 a 5 m



Foto 3: sondaggio S1 da 5 a 10 m

RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE

REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENTEROMETRICI E CORRELAZIONE TRA LE UNITÀ GEOTECNICHE

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE TIPO CPT

			CPT n. 3					
			Prof.	Rp	Rl tot			
			m	Kg/cm ²	Kg/cm ²			
CPT n. 2			0,2	1	2			
Prof.	Rp	Rl tot	0,4	35	58			
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	0,6	63	96	CPT n. 4		
0,2	1	2	0,8	128	184	Prof.	Rp	Rl tot
0,4	44	56	1,0	99	124	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²
0,6	79	88	1,2	152	168	0,2	-	-
0,8	29	68	1,4	33	56	0,4	52	76
1,0	24	42	1,6	12	20	0,6	114	128
1,2	14	38	1,8	8	15	0,8	52	69
1,4	12	26	2,0	12	23	1,0	12	26
1,6	6	16	2,2	20	38	1,2	10	15
1,8	11	19	2,4	18	36	1,4	9	12
2,0	16	26	2,6	18	38	1,6	11	16
2,2	17	35	2,8	20	41	1,8	17	25
2,4	19	39	3,0	23	45	2,0	25	41
2,6	25	43	3,2	27	59	2,2	29	58
2,8	28	55	3,4	36	68	2,4	30	61
3,0	31	60	3,6	34	70	2,6	33	62
3,2	34	71	3,8	35	78	2,8	38	70
3,4	35	72	4,0	42	83	3,0	35	78
3,6	33	74	4,2	38	78	3,2	40	82
3,8	32	74	4,4	32	62	3,4	33	67
4,0	33	75	4,6	33	57	3,6	30	64
4,2	29	63	4,8	34	61	3,8	28	56
4,4	30	60	5,0	36	65	4,0	32	59
4,6	34	71	5,2	35	63	4,2	33	62
4,8	39	75	5,4	37	67	4,4	35	70
5,0	38	68	5,6	35	70	4,6	35	76
5,2	32	70	5,8	32	65	4,8	35	78
5,4	39	74	6,0	30	63	5,0	38	80
5,6	34	64	6,2	33	65	5,2	42	84
5,8	30	65	6,4	32	62	5,4	39	78
6,0	31	65	6,6	34	68	5,6	40	81
6,2	33	63	6,8	38	76	5,8	43	85

LIDL ITALIA S.r.l.
Via Guinizelli – Campi Bisenzio (FI)

6,4	31	63	7,0	35	75	6,0	42	79
6,6	35	64	7,2	38	84	6,2	43	80
6,8	36	70	7,4	36	80	6,4	42	82
7,0	36	68	7,6	42	83	6,6	47	93
7,2	45	73	7,8	44	82	6,8	51	98
7,4	42	80	8,0	40	80	7,0	48	100
7,6	44	83	8,2	42	81	7,2	47	102
7,8	38	87	8,4	37	79	7,4	42	96
8,0	39	81	8,6	38	78	7,6	35	58
8,2	42	74	8,8	39	80	7,8	38	70
8,4	48	90	9,0	43	85	8,0	41	76
8,6	35	79	9,2	44	83	8,2	39	84
8,8	34	79	9,4	46	82	8,4	45	88
9,0	39	73	9,6	50	97	8,6	53	97
9,2	-	-	9,8	55	102	8,8	55	108
9,4	-	-	10,0	48	98	9,0	46	92
9,6	-	-	10,2	52	102	9,2	42	87
9,8	-	-	10,4	50	101	9,4	45	94
10,0	-	-	10,6	55	108	9,6	57	103
10,2	-	-	10,8	49	103	9,8	55	95
10,4	-	-	11,0	53	107	10,0	-	-
10,6	-	-	11,2	64	129	10,2	-	-
10,8	-	-	11,4	-	-	10,4	-	-
11,0	-	-	11,6	-	-	10,6	-	-
11,2	-	-	11,8	-	-	10,8	-	-
11,4	-	-	12,0	-	-	11,0	-	-
11,6	-	-				11,2	-	-
11,8	-	-				11,4	-	-
12,0	-	-				11,6	-	-
						11,8	-	-
						12,0	-	-

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICA CONTINUA (SCPT)

SCPT n. 1	
Prof. (m)	n. colpi
0,3	-
0,6	-
0,9	9
1,2	2
1,5	3
1,8	4
2,1	4
2,4	2
2,7	3
3	5
3,3	4
3,6	5
3,9	5
4,2	4
4,5	4
4,8	5
5,1	4
5,4	4
5,7	5
6	6
6,3	5
6,6	5
6,9	6
7,2	6
7,5	7
7,8	6
8,1	7
8,4	7
8,7	8
9	9
9,3	8
9,6	9
9,9	10
10,2	9
10,5	9
10,8	10
11,1	10
11,4	10
11,7	11
12	12
12,3	13
12,6	16

LIDL ITALIA S.r.l.
Via Guinizelli – Campi Bisenzio (FI)

12,9	14
13,2	15
13,5	16
13,8	23
14,1	-
14,4	-
14,7	-
15	-

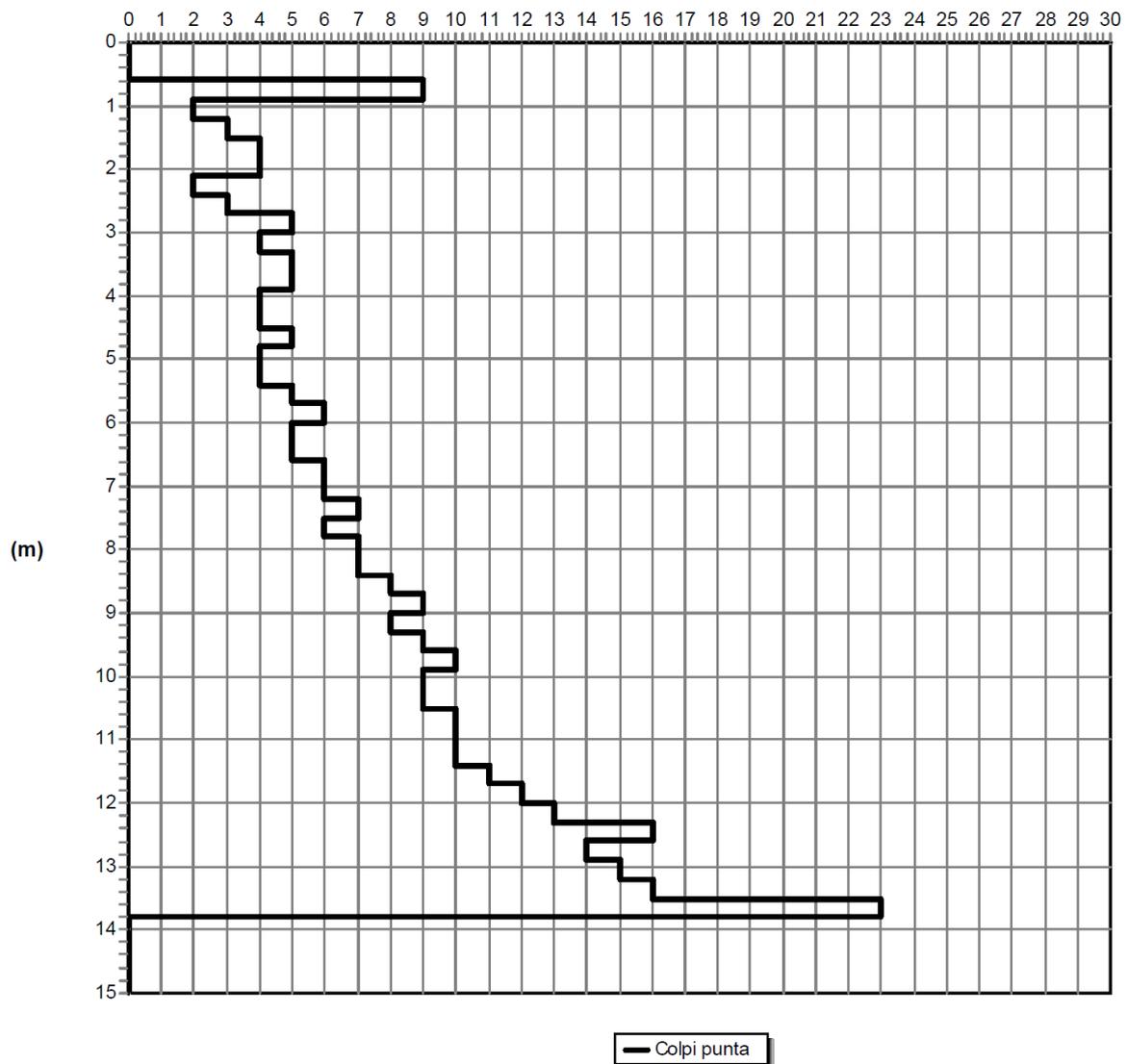
LIDL ITALIA S.r.l.
Via Guinizelli – Campi Bisenzio (FI)

INDAGINE PENETROMETRICA: PROFILI VERTICALI

Committente: LIDL Italia S.r.l.
Località: Via Guinizelli - Campi Bisenzio (FI)
Data: 09/05/2016 Attrezzatura: Penetrometro dinamico continuo (SCPT) tipo superpesante
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \Prova n.1

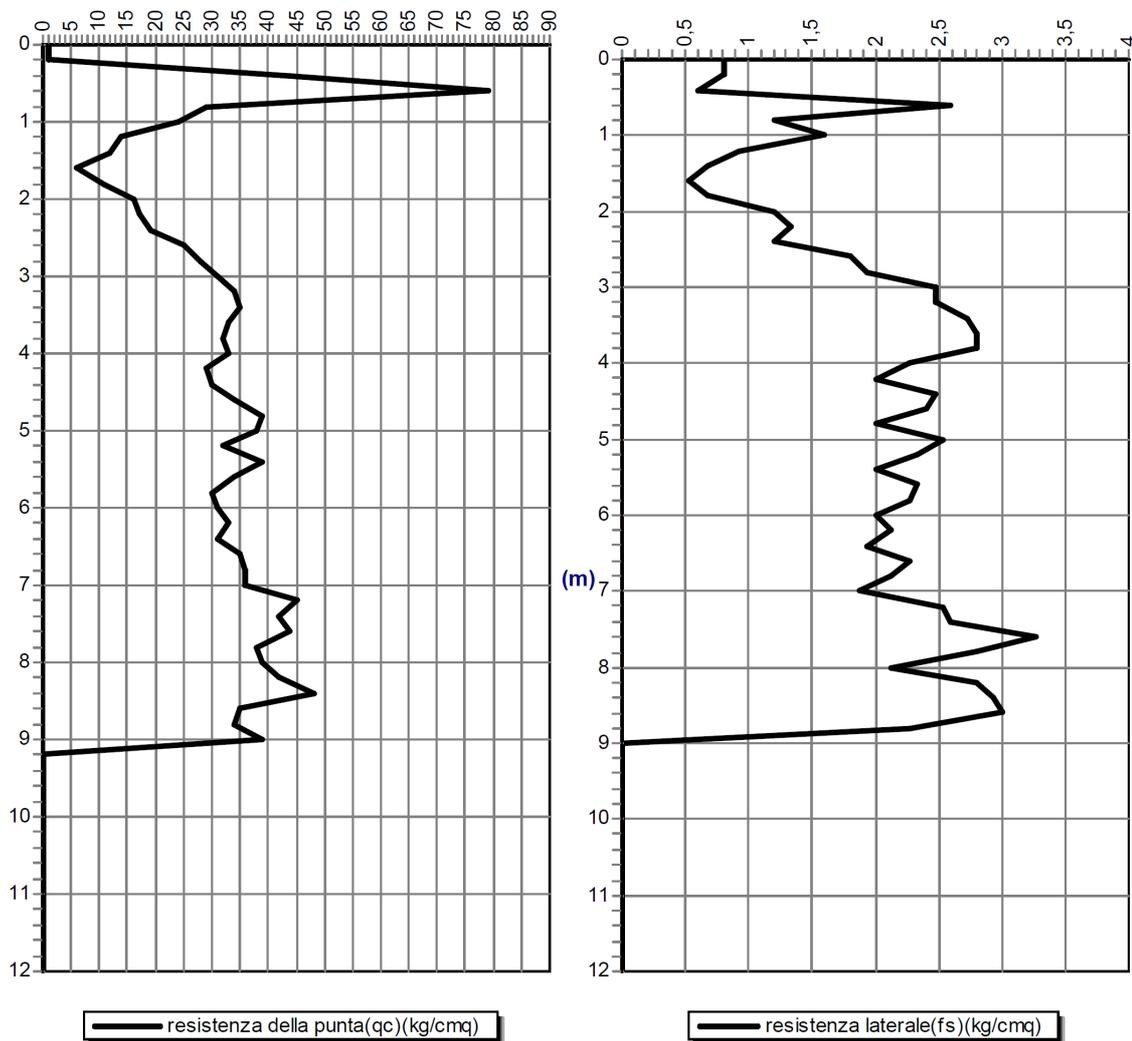
Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata



Committente: LIDL Italia S.r.l.
Località: Via Guinizelli - Campi Bisenzio (FI)
Data: 09/05/2016 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \Prova n.2

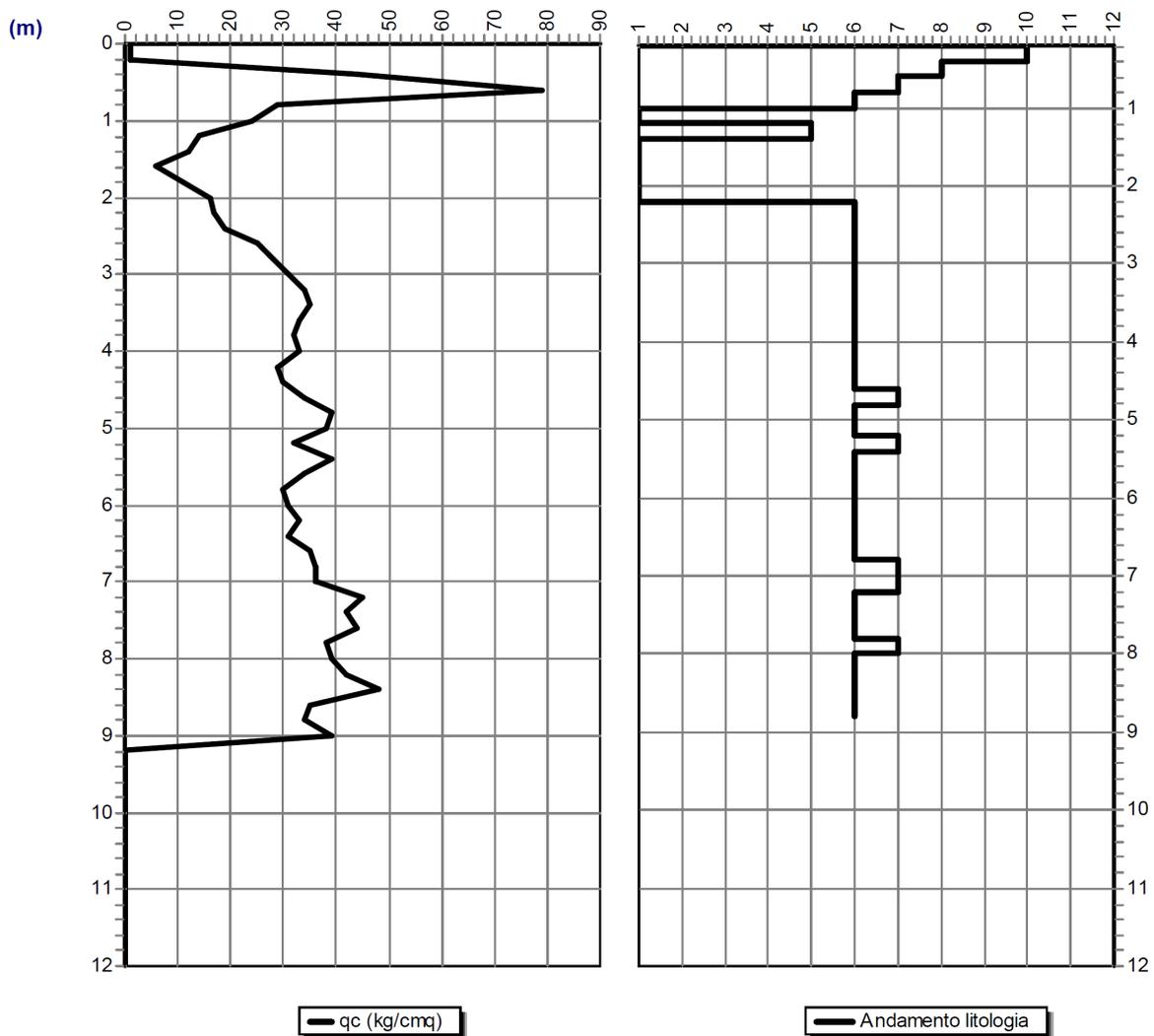
Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 8,6

Committente: LIDL Italia S.r.l.
Località: Via Guinizelli - Campi Bisenzio (FI)
Data: 09/05/2016 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \Prova n.2

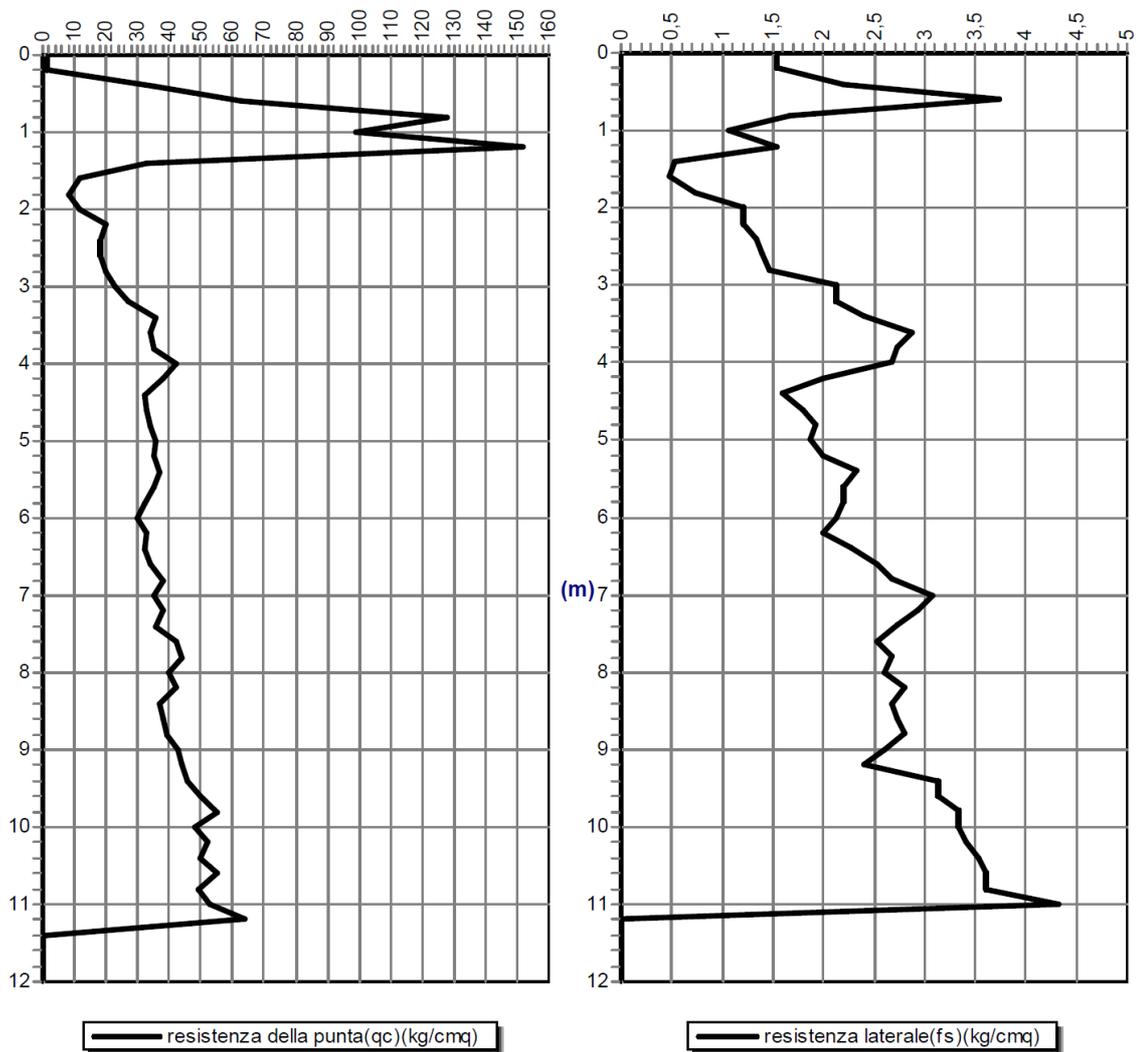
Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: LIDL Italia S.r.l.
Località: Via Guinizelli - Campi Bisenzio (FI)
Data: 09/05/2016 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \Prova n.3

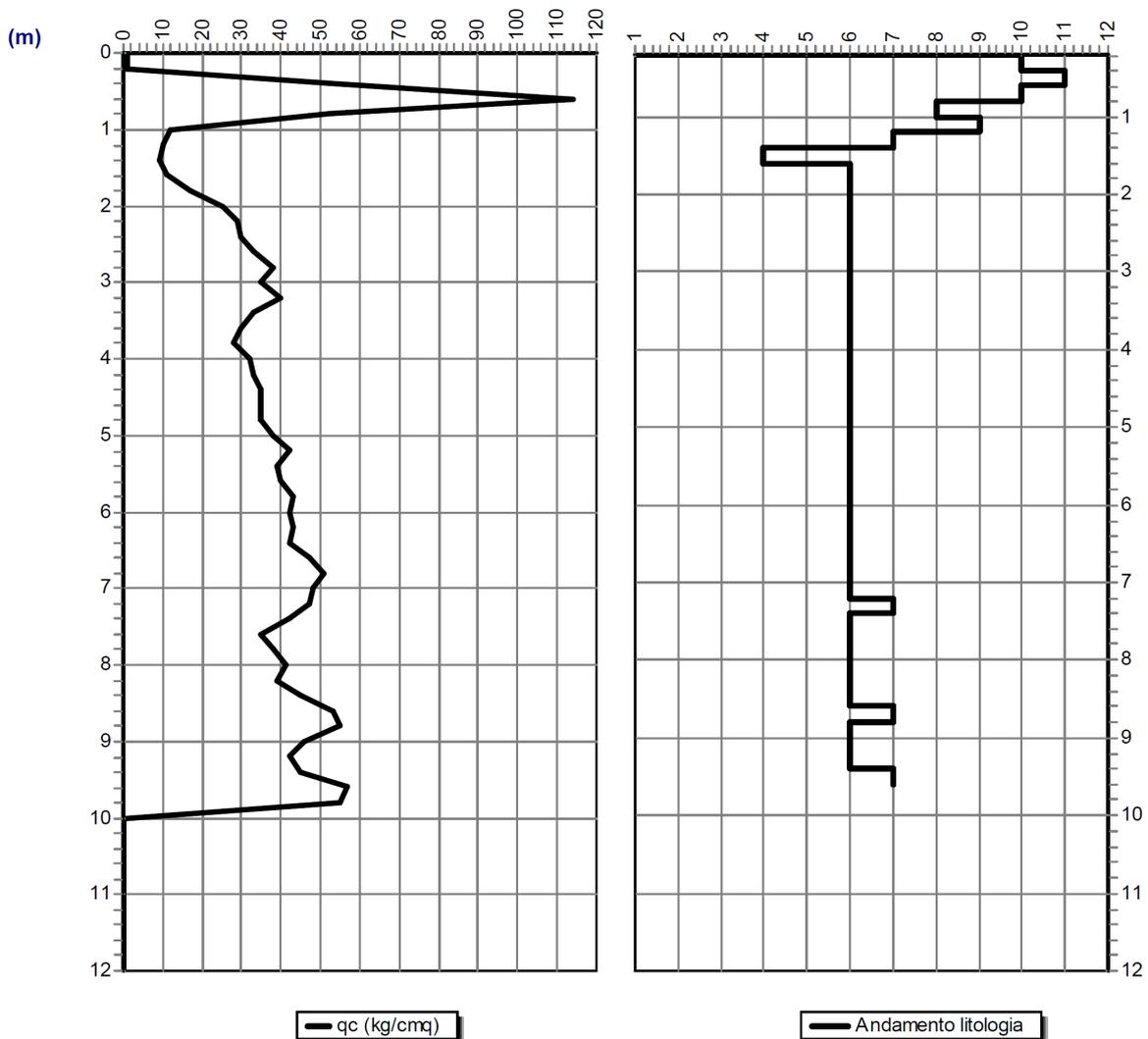
Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

Committente: LIDL Italia S.r.l.
Località: Via Guinizelli - Campi Bisenzio (FI)
Data: 09/05/2016 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \Prova n.4

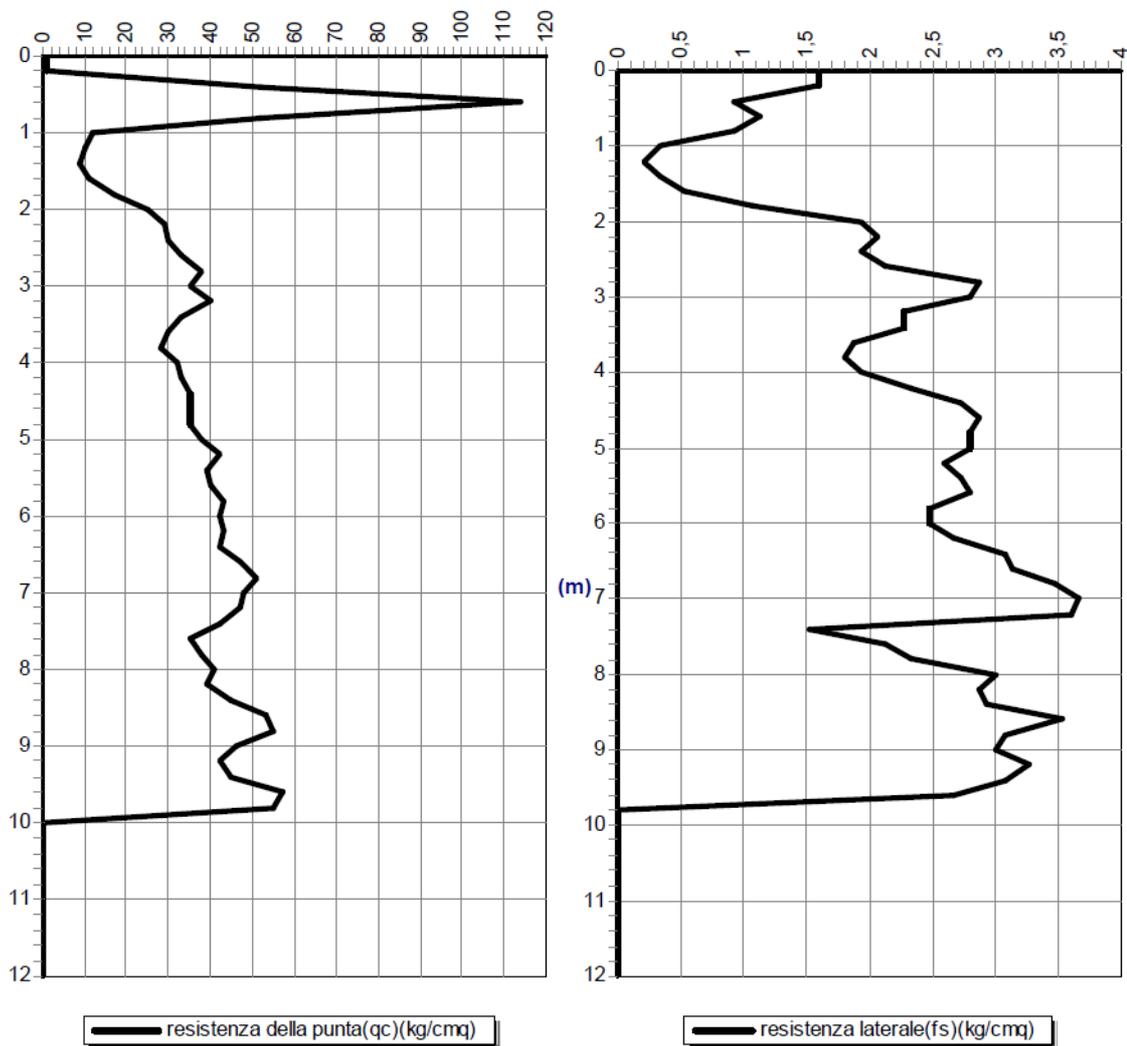
Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: LIDL Italia S.r.l.
Località: Via Guinizelli - Campi Bisenzio (FI)
Data: 09/05/2016 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \Prova n.4

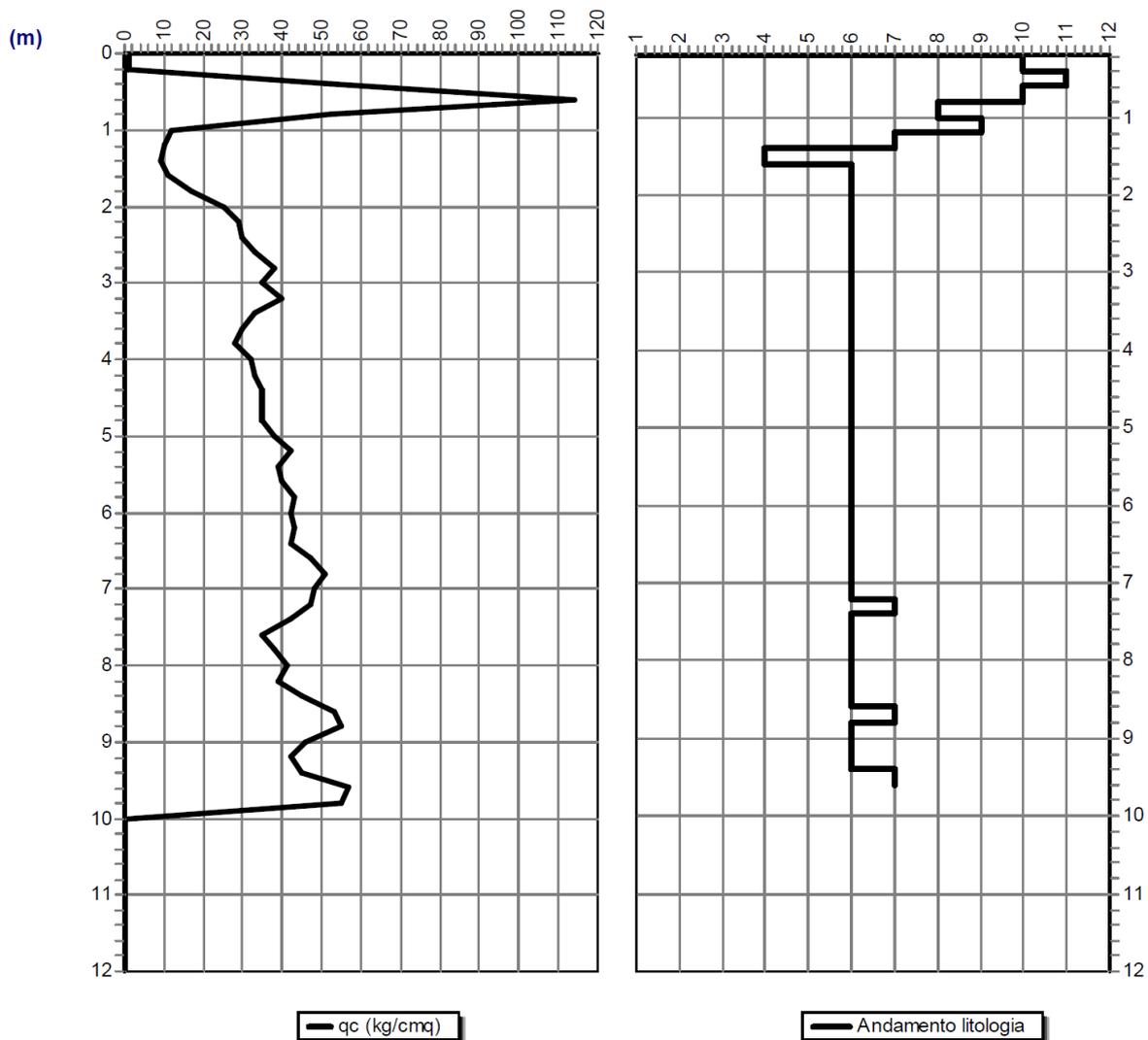
Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

Committente: LIDL Italia S.r.l.
Località: Via Guinizelli - Campi Bisenzio (FI)
Data: 09/05/2016 Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)
Note:
Quota(m): p.c. Sigla: \Prova n.4

Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

LIDL ITALIA S.r.l.
Via Guinizelli – Campi Bisenzio (FI)

ALLEGATO:

**INDAGINE GEOFISICA CON METODOLOGIA MASW
(rapporto tecnico)**

Signa srl

INDAGINI GEOFISICHE

Committente: Geolambda Engineering S.r.l.

Località: Via Guinizzelli – LIDL Italia S.r.l.

Comune: Campi Bisenzio (FI).

Indagine: Indagine geofisica con la metodologia MASW.

RAPPORTO TECNICO

Codice documento: 50-16			Numero pagine: 11		
A	11/05/16	EMMISSIONE	DG	DG	DG
<i>Rev.</i>	<i>Data</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Redatto</i>	<i>Controllato</i>	<i>Approvato</i>



SIGNA srl
Via G. Donizetti, 7 – 24040 Boltiere (BG)
Tel/Fax 035-806318 – Cell. 331-8218021
Cod.Fisc. e P.IVA 05388280967
www.signasrl.it; e-mail: info@signasrl.it



SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	11/05/2016
	N. Commessa	50-16
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

1. INTRODUZIONE ED INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La presente relazione riporta le elaborazioni ed i risultati ottenuti dall'esecuzione di un profilo sismico con la metodologia MASW presso l'area della filiale della LIDL Italia S.r.l. situata in via Guinizzelli nel comune di Campi Bisenzio (FI).

La campagna di indagine è stata eseguita nella giornata del 09 Maggio 2016 su incarico della società *Geolambda Engineering S.r.l.*

Scopo dell'indagine è quello di ricostruire, per l'area in oggetto, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (Vs-z).

Il modello sismico monodimensionale costituisce infatti l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito (o risposta sismica locale - RSL) che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (definizione della categoria di sottosuolo).

Ciò permette una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 14.01.2008).

Nei capitoli successivi verranno descritte le modalità d'esecuzione delle misure sperimentali e l'interpretazione geofisica delle stesse.

In figura 1 si riporta l'ubicazione della prospezione MASW effettuata.

Data	11/05/2016
N. Commessa	50-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

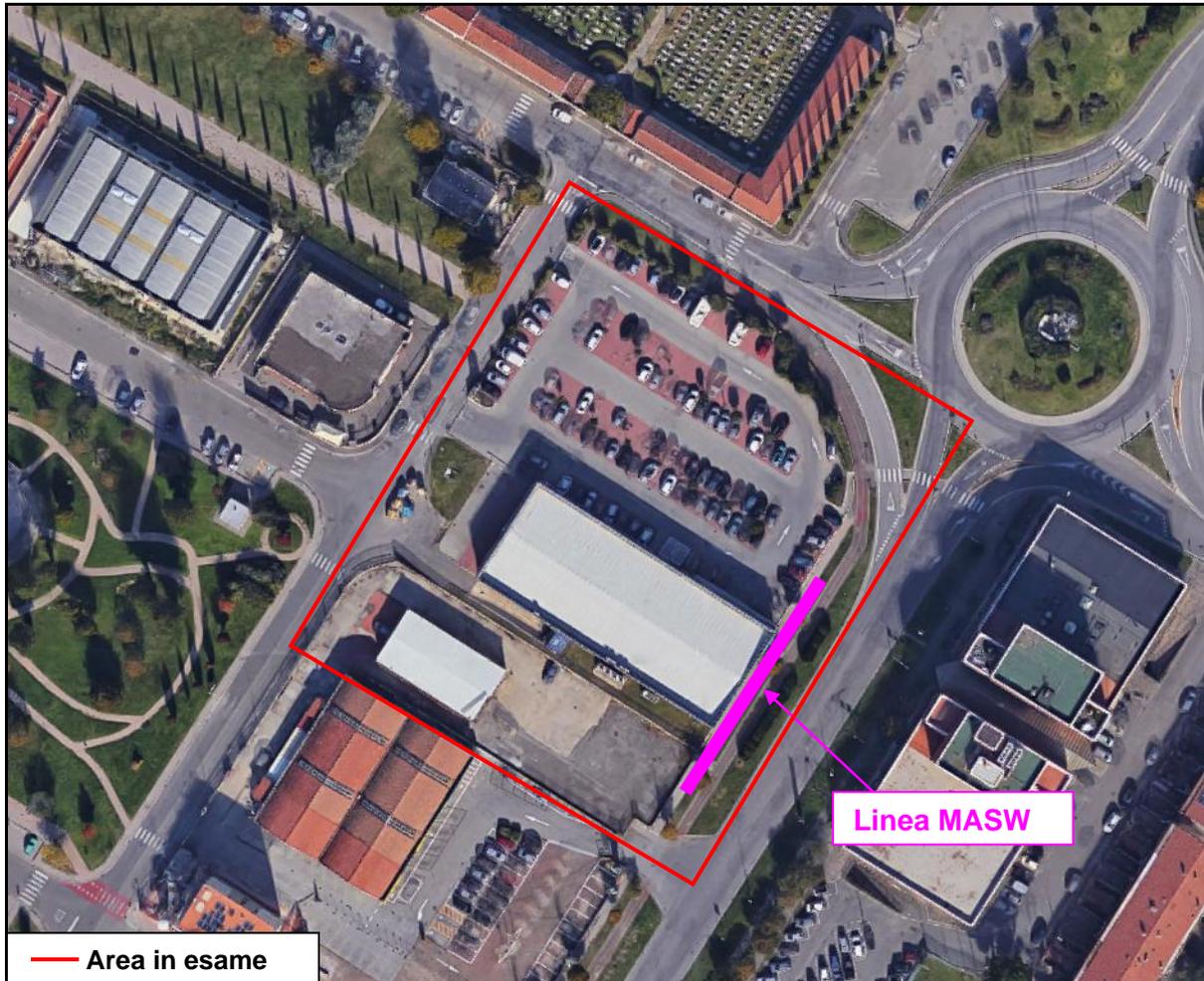


Figura 1: Ubicazione della prova MASW effettuata (immagine tratta da Google Map).

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	11/05/2016
	N. Commessa	50-16
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

2. INDAGINE GEOFISICA MASW: DESCRIZIONE DEL METODO E DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del *Kansas Geological Survey* (Park C.B. et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki D.J., 1999; Park C.B., Miller R.D., 2006; Roma V., 2006):

1) Nel "**metodo attivo**" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).

2) Nel "**metodo passivo**" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidità del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 2 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 2 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-40 m di profondità (sempre in funzione della rigidità degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.5 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	11/05/2016
	N. Commessa	50-16
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

dalle condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

Nell'esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*).

La sorgente è stata posta ad una distanza compresa tra 6 e 12 m dal primo geofono effettuando più energizzazioni in punti differenti (*“Optimum Field Parameters of an MASW Survey”*, Park C.B. et al., 2005; Dal Moro G., 2008; Dal Moro G., 2012).

Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtremori (MASW passiva) acquisendo in totale 10 registrazioni di rumore, ciascuna della lunghezza di 30 s.

Di seguito si riassumono le principali caratteristiche della strumentazione utilizzata per l'esecuzione della prova MASW attiva e passiva:

n°	Strumentazione	Caratteristiche
1	Unità di acquisizione	sismografo GEOMETRICS “GEODE” a 24 bit
24	Geofoni verticali	“Geospace” con $f_0 = 4.5$ Hz
1	Cavo sismico	L = 60 m
1	Sorgente	Mazza battente su piattello metallico

Data	11/05/2016
N. Commessa	50-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL



Figura 2: Strumentazione utilizzata per la prova MASW.



Figura 3: Vista dello stendimento MASW effettuato.

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	11/05/2016
	N. Commessa	50-16
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

3. ELABORAZIONE DATI

I dati sperimentali, acquisiti in formato SEG-2, sono stati trasferiti su PC e convertiti in un formato compatibile (KGS format file) per l'interpretazione attraverso l'utilizzo di uno specifico programma di elaborazione (*SurfSeis 4.0* della Kansas University, Park C. B., 2006-2013).

Tale programma permette di elaborare i dati acquisiti sia con il metodo attivo che con quello passivo.

L'analisi consiste nella trasformazione dei segnali registrati in uno spettro bidimensionale "*phase velocity-frequency (c-f)*" che analizza l'energia di propagazione delle onde superficiali lungo la linea sismica.

Gli spettri bidimensionali ottenuti dalle registrazioni con il metodo attivo e con quello passivo, elaborati in fasi separate, vengono successivamente combinati in modo da ottenere uno spettro unico.

In questo grafico è possibile distinguere il "modo fondamentale" delle onde di superficie, in quanto le onde di Rayleigh presentano un carattere marcatamente dispersivo che le differenzia da altri tipi di onde (onde riflesse, onde rifratte, onde multiple).

Inoltre, la combinazione dei due metodi MASW consente di individuare il "modo fondamentale" delle onde di superficie nel campo di frequenze compreso tra i 2 e i 40 Hz e di ottenere informazioni sia "superficiali" che "profonde".

Sullo spettro di frequenza viene eseguito un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze (si veda la curva di dispersione riportata in allegato).

Tali valori vengono successivamente riportati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello interpretativo.

Variando la geometria del modello di partenza ed i valori di velocità delle onde S si modifica automaticamente la curva calcolata di dispersione fino a conseguire un buon "fitting" con i valori sperimentali.

Data	11/05/2016
N. Commessa	50-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

Indagine geofisica con la metodologia MASW

L'analisi dello spettro bidimensionale c-f consente in questo modo di ricostruire un modello sismico monodimensionale del sottosuolo, il quale risulta costituito dall'andamento della velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità.

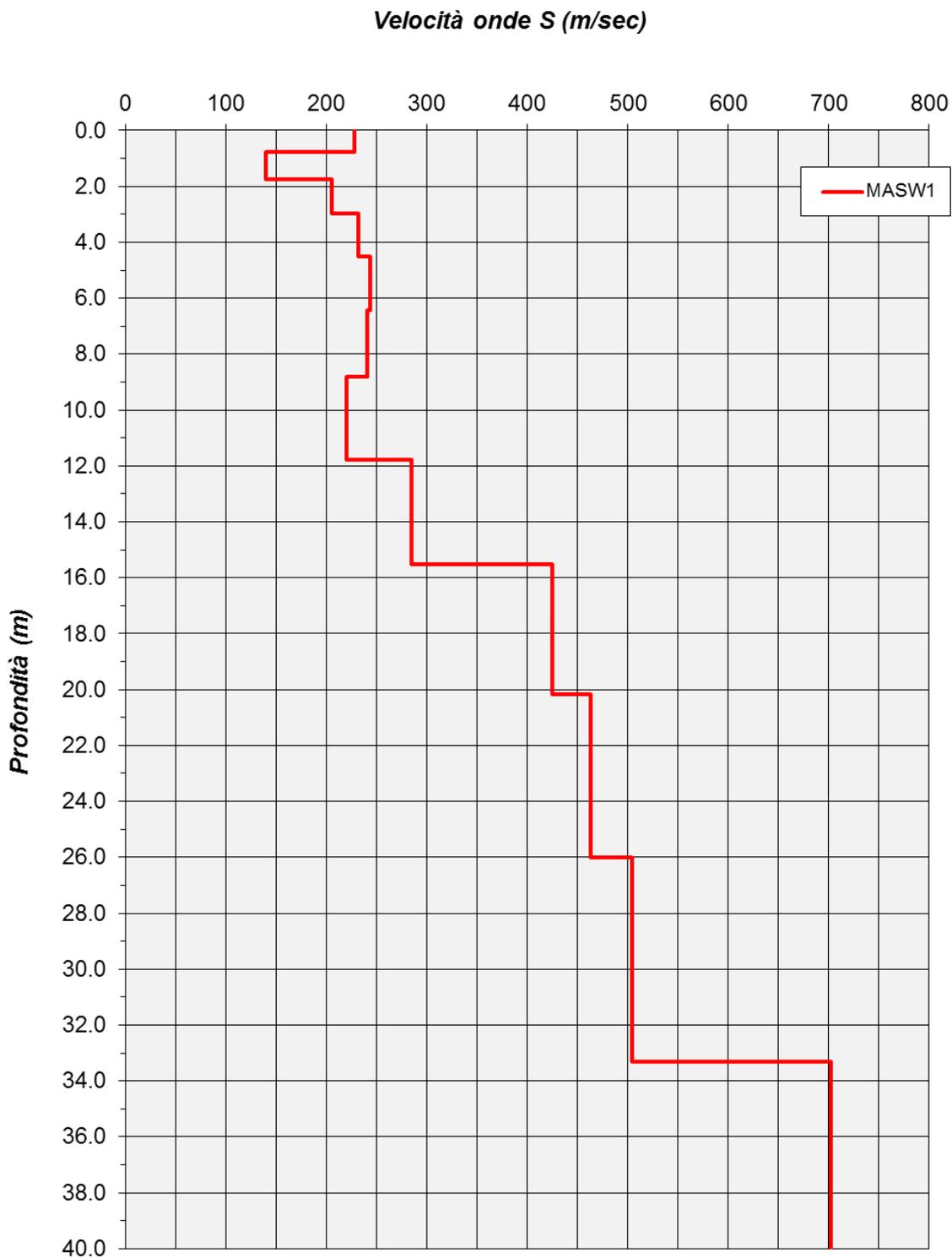
Dall'inversione della curva di dispersione (relativa al "modo fondamentale" delle onde superficiali di Rayleigh) si ottiene il seguente modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità, rappresentativo dell'area investigata:

MASW 1			
Strato	Spessore [m]	Vs [m/s]	Profondità
1	0.8	228	0.8
2	1.0	140	1.8
3	1.2	205	3.0
4	1.5	232	4.5
5	1.9	244	6.4
6	2.4	240	8.8
7	3.0	220	11.8
8	3.7	285	15.5
9	4.7	425	20.2
10	5.8	463	26.0
11	7.3	504	33.3
12	8.3	702	41.6

Tabella 1: Modello sismico monodimensionale.

Data	11/05/2016
N. Commessa	50-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

Shear-Wave Velocity Profile from Surface waves inversion



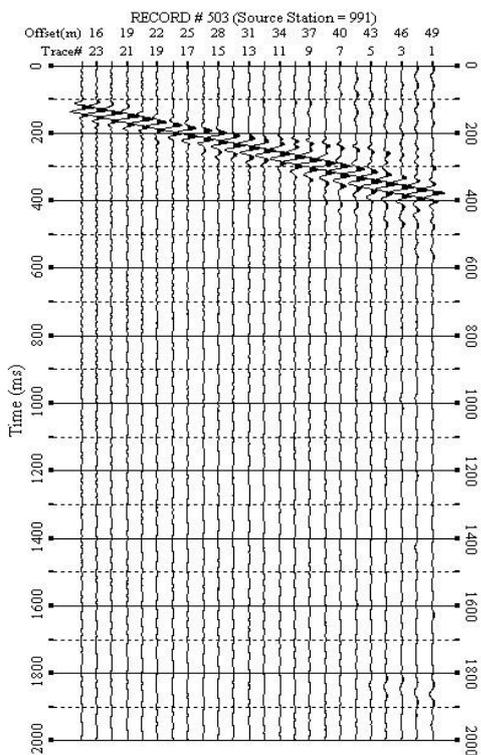
SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	11/05/2016
	N. Commessa	50-16
	C. Documento	01
<i>Indagine geofisica con la metodologia MASW</i>	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

ALLEGATO

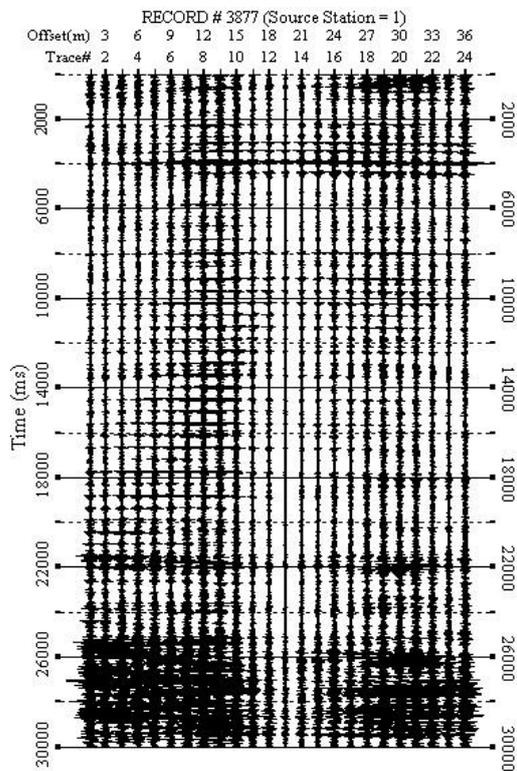
Data	11/05/2016
N. Commessa	50-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_CampiBisenzio_LIDL

MASW

registrazione attiva



registrazione passiva



CURVA DI DISPERSIONE

