
Comune ALESSANDRIA

Provincia ALESSANDRIA

Committente LIDL Italia S.r.l.

Oggetto **Progetto di ampliamento della filiale “LIDL” in Comune di Alessandria, via San Giovanni Bosco: indagine di caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni di fondazione e definizione dell’azione sismica di progetto.**

Data 12 marzo 2015

GEOLAMBDA

Engineering S.r.l.

Sede operativa: via A. Diaz, 22 – 26845 Codogno (LO)
tel. e fax (+39).0377.433021

www.geolambda.eu – pec:geolambda@geolambda.viapec.it
e-mail: marco.daguati@geolambda.it

PREMESSA e INQUADRAMENTO GEOLOGICO

In seno al progetto di ampliamento del proprio punto vendita in Comune di Alessandria, "LIDL ITALIA S.r.l." ha affidato allo scrivente l'incarico di definire le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 14.01.2008 e s.m.i..

L'indagine geognostica si è avvalsa di 2 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).

Nel corso del presente studio è stata eseguita anche specifica indagine geofisica per valutare le caratteristiche dell'area in ottica sismica.

Dato lo scopo del presente studio, che prevede una ricostruzione geologico-tecnica della porzione più superficiale di sottosuolo, non sono state compiute analisi di tipo stratigrafico, le quali assumono importanza secondaria per le finalità tecnico-progettuali dell'indagine.

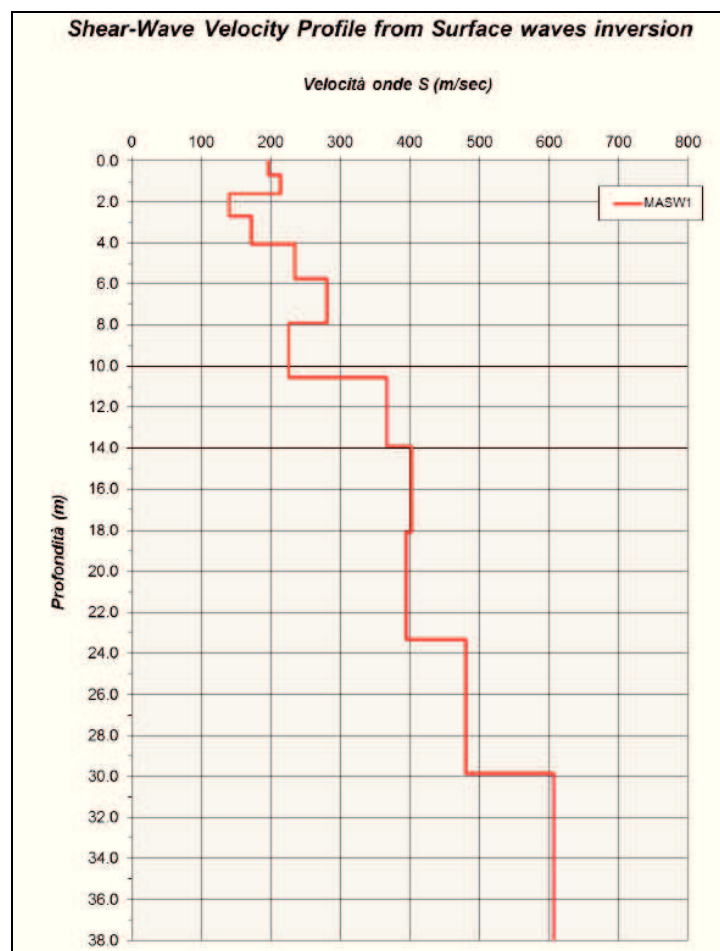
L'area presa in esame si sviluppa su depositi quaternari di origine alluvionale, come descritto nella seguente immagine estratta in stralcio dalla Carta Geologica d'Italia (Foglio 70 "Alessandria"). In tale contesto, la natura litologica e granulometrica dei terreni più superficiali è stata oggetto di osservazioni dirette, attraverso le quali è stata rilevata la presenza di riporto sino a 1-1.5 m di profondità seguito da terreni naturali prevalentemente argillosi e limosi.



VALUTAZIONE DEGLI ASPETTI SISMICI

Il presente documento illustra i risultati dello studio sugli aspetti sismici dell'area occupata dalla filiale di LIDL Italia S.r.l.; l'obiettivo è stato 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 1), attraverso il quale si è 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 effettuata (allegato), 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:

- quota = p.c. $V_{s,30} = 310.0$ m/s
- quota = -1.0 m da p.c. $V_{s,30} = 320.9$ m/s

a cui corrisponde, per entrambe le quote, la **categoria di sottosuolo di tipo C** (si veda la tabella seguente).

Categoria	Descrizione	Parametri		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT,30}$	$C_{u,30}$ (kPa)
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	> 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 $V_{s,0}$ 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 ;**
- 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 – 44.907607; 8.627799] 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	0.235	2.527	0.1888
SLD	63%	75	0.300	2.514	0.2135
SLV	10%	712	0.704	2.547	0.2816
SLC	5%	1462	0.914	2.534	0.2852

- **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	1.82	1.50	0.11	0.34	1.69	0.52
SLD	1.50	1.75	1.50	0.12	0.37	1.72	0.59
SLV	1.50	1.60	1.50	0.15	0.45	1.88	0.91
SLC	1.50	1.59	1.50	0.15	0.45	1.97	1.03

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).

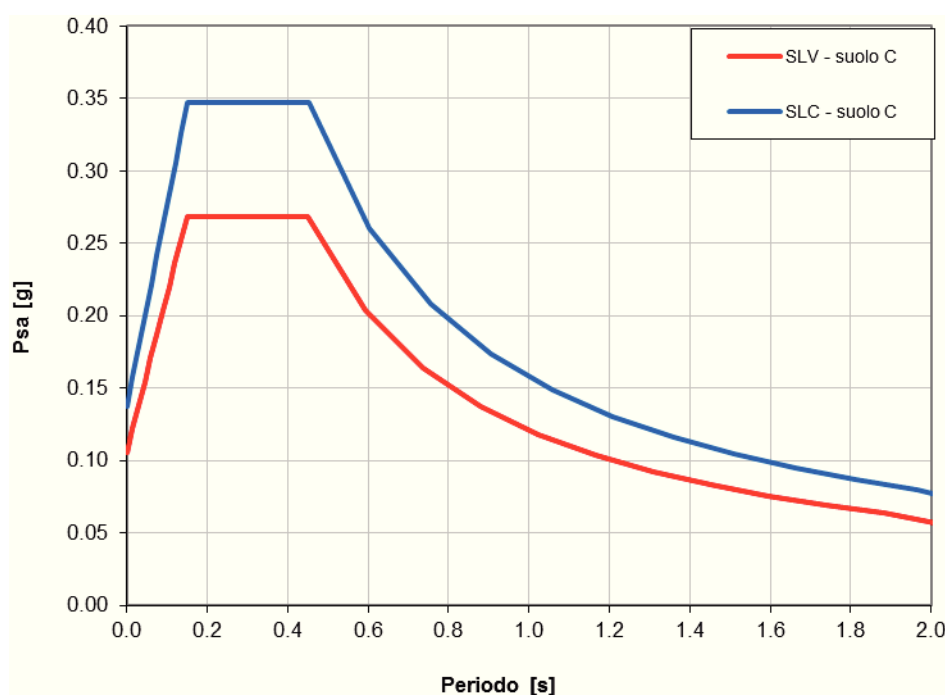


Figura 1: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC).

ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o a 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).

Sebbene un terreno sia potenzialmente liquefacibile sulla base delle sue condizioni geologiche-geotecniche, la liquefazione non avviene se l'azione sismica non raggiunge valori di accelerazione massima a_{\max} superiori a 0.10g (NTC08 – Cap. 7.11.3.4.1).

Il valore di accelerazione massima di progetto per il calcolo del potenziale di liquefazione risulta pari a $a_{\max} = 0.106g$, ($a_{\max} = a_g * S_s$ – tabelle riportate nel capitolo precedente).

Criteri di analisi

Le analisi sono state sviluppate seguendo i criteri delineati dal *National Centre of Earthquake Engineering Research (NCEER)* nel 1998.

L'analisi consiste nel confrontare il “Cyclic Stress Ratio” (CSR), cioè l'azione eccitante dovuta al sisma, con il “Cyclic Resistance Ratio” (CRR) che rappresenta la capacità di resistenza alla liquefazione del terreno. La possibilità di liquefazione sussiste quando $CSR \geq CRR$.

Valutazione del parametro CSR

Il termine CSR può essere espresso dalla seguente relazione $CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo})r_d$, in cui σ_{vo} e σ'_{vo} sono rispettivamente la pressione verticale totale ed efficace alla quota considerata e il termine r_d è funzione della profondità. In base a tale espressione si determina, ad ogni profondità, il valore di CSR da confrontare con la resistenza disponibile alla medesima quota (CRR).

Magnitudo di riferimento

Facendo riferimento alla zonazione sismogenetica ZS9 del territorio italiano, il Comune di Alessandria non rientra in nessuna zona sismogenetica: ai fini del calcolo si è assunta una magnitudo di riferimento pari a $M_w=6.14$ (che corrisponde alle zona sismogenetica più vicina all'area in esame, ovvero la 911 "Tortona-Bobbio"), da cui si ricava il parametro MSF (fattore di correzione per la magnitudo del parametro CRR).

Valutazione del parametro CRR

La valutazione di CRR è stata eseguita utilizzando l'analisi semplificata basata sui valori ottenuti dalla prova penetrometrica statica n.2. La procedura utilizza le correlazioni basate sulla resistenza penetrometrica CPT proposte da *Robertson e Wride* (1998) secondo le seguenti equazioni:

$$CRR_{7.5} = 0.833 [(q_{c1N})_{CS} / 1000] + 0.05 \quad (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 [(q_{c1N})_{CS} / 1000]^3 + 0.08 \quad 50 < (q_{c1N})_{CS} < 160$$

dove

$(q_{c1N})_{CS}$ = resistenza alla punta normalizzata a circa 100 kPa.

Il valore di $CRR_{7.5}$ viene successivamente moltiplicato per il fattore MSF.

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*).

Risultati

I risultati dell'analisi del potenziale di liquefazione sono diagrammati in **figura 2** da cui emerge l'assenza di rischio in relazione a potenziali fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione dell'area in esame ($CRR > CSR$).

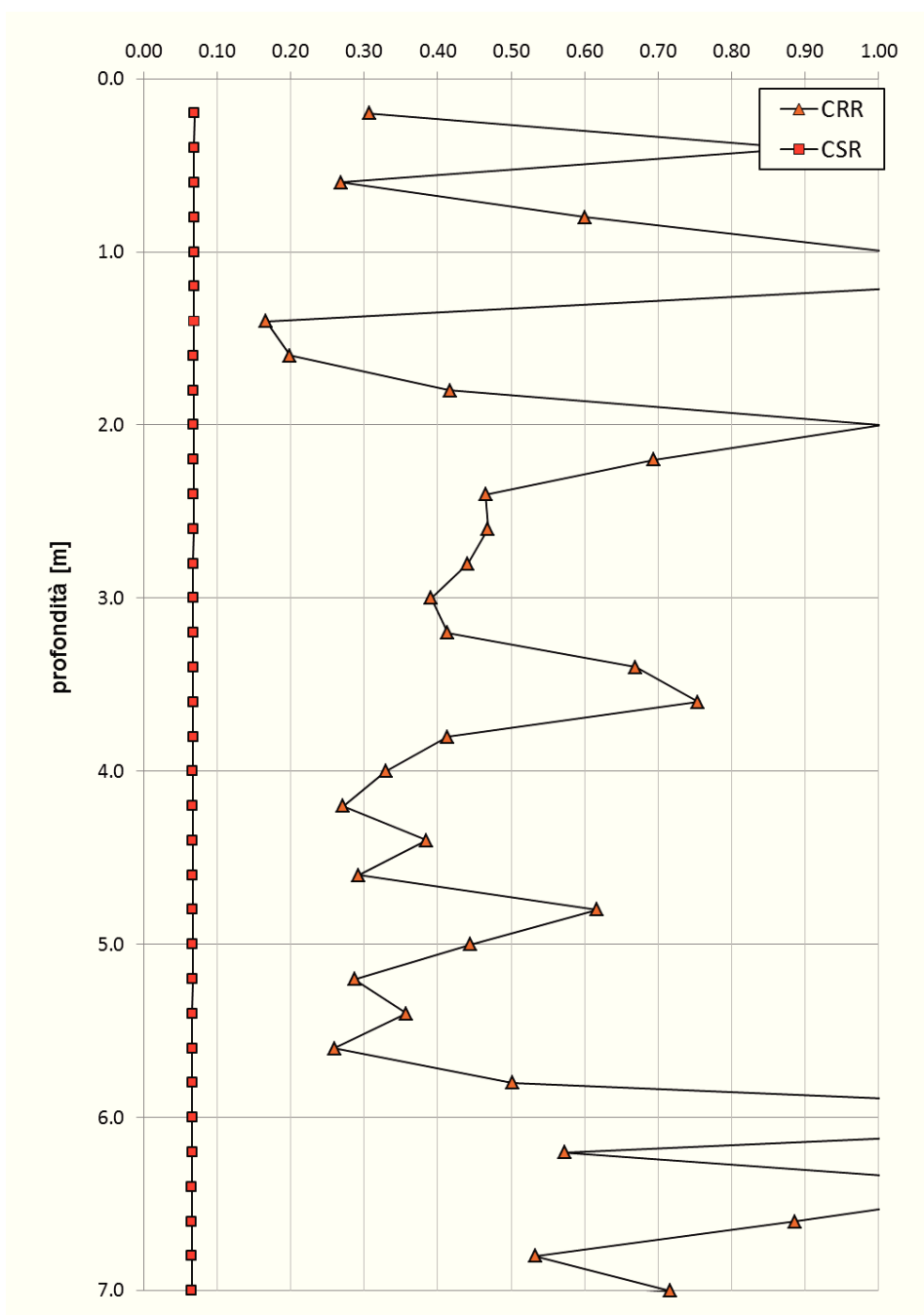


Figura 2: Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione.

INDAGINE GEOTECNICA: MODALITA' ESECUTIVE E CRITERI INTERPRETATIVI

Come accennato in premessa, la campagna geognostica si è avvalsa dei risultati di 2 prove eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT), spinte a profondità massima di 7 m.



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.

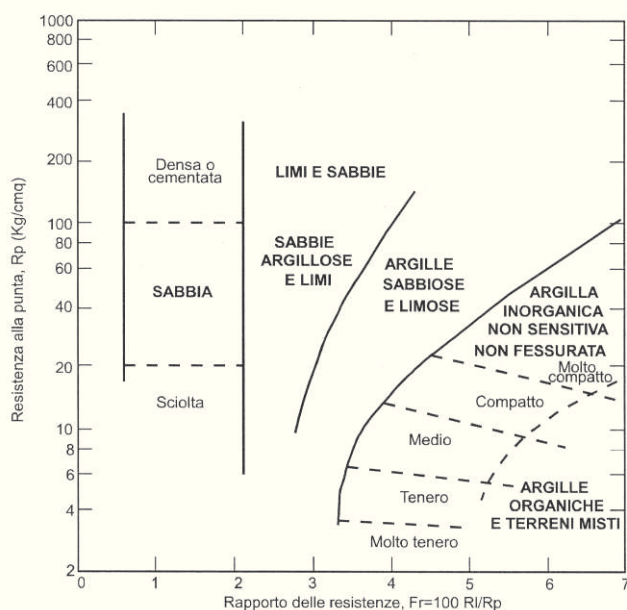
Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la R_p o resistenza all'avanzamento della sola punta;
- la Rl_{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;
- Rl / profondità.

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto R_p/Rl 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 Fr (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.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico) sono di seguito illustrati.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo parametro sono stati utilizzati differenti metodi in cui l'angolo di attrito è calcolato in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace, successivamente confrontati fra loro; in particolare:

Metodo di CAQUOT:
$$\phi = 9,8 + 4,96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

Metodo di KOPPEJAN:
$$\phi = 5,8 + 5,21 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v_0}}\right)$$

Metodo di DE BEER:
$$\phi = 5,9 + 4,76 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

DENSITÀ RELATIVA D_r

Definisce il grado di addensamento dei terreni attraversati; sono stati utilizzati i seguenti metodi:

HARMAN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di sabbia e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = 34,36 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{12,3 \cdot \sigma'_v{}^{0,7}} \right)$$

In cui:

σ'_v : tensione verticale efficace

q_c : resistenza alla punta

SCHMERTMANN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = -97,8 + 36,6 \cdot \ln q_c - 26,9 \cdot \ln \sigma'_v$$

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica (Schmertmann)

$$E \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 2,5 * R_p$$

COESIONE NON DRENATA CU.

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 ED.

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 :

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

Per i terreni incoerenti, invece, è stato assunto un valore medio di γ_n variabile tra 1,8 e 1,9 t/m³.

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) l'articolazione stratigrafica e geotecnica si manifesta con modeste variazioni alla scala dell'intervento, sia in senso verticale che orizzontale, tipiche dell'ambiente deposizionale che ha dato origine ai depositi di substrato;
- 3) all'interno dei fori penetrometrici non è stata rilevata la presenza di acqua sotterranea;
- 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).

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

Unità A	Sotto un orizzonte di riporto di spessore variabile tra 1 e 1.5 m (rimosso puntualmente per l'esecuzione delle indagini penetrometriche), si sviluppa un deposito coesivo (argilla limosa/limo argilloso), per il quale sono stati calcolati una coesione non drenata $C_u=0,8 \text{ kg/cm}^2$ e un modulo edometrico $E_d=50 \text{ kg/cm}^2$.
Unità B	Si tratta di un deposito incoerente (limo sabbioso) poco addensato che si sviluppa da 3,6-3,8 m fino a 6,0 m di profondità con angolo di attrito medio $\Phi=25^\circ-26^\circ$ e modulo di deformazione $E=100 \text{ kg/cm}^2$.
Unità C	Alla base dell'Unità B si registra un ulteriore incremento dei valori di resistenza alla punta che indica il passaggio ad un deposito sabbioso mediamente addensato per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi=29^\circ$ e un modulo di deformazione $E=200-250 \text{ kg/cm}^2$.

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



LIDL Italia S.r.l.

Località: Alessandria (AL)

Scala 1:40

Attrezzatura: Penetrometro Statico a Punta meccanica

Quota della falda dal p.c.(m): non rilevata

Data:

Sigla: /Prova n. 02

Quota dal p.c.(m):

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Modulo edometrico coesivo(kg/cmq)	Modulo di Young(kg/cmq)	Coesione non drenata(kg/cmq)	Angolo d'attrito(°)
1.00		Riporto	nc	nc	nc	nc
1.00						
2.60		Argilla limosa/limo argilloso	50	nc	0.8	nc
3.60						
2.40		Limo/limo sabbioso	nc	100	nc	25
6.00						
1.00		Sabbia mediamente addensata	nc	250	nc	29
7.00						

VALUTAZIONE DEGLI STATI LIMITI 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 quindi l'azzonamento sismico del Comune di Alessandria (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 portanza del terreno di fondazione. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi 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 nastriforme, approfondita entro l'unità A e un incastro (D) pari ad 1.0 m.

IPOTESI FONDAZIONALE

Tipologia di fondazione = FONDAZIONE NASTRIFORME

Larghezza della fondazione (B) = 1.0 m

Terreno di fondazione = Unità A

Incastro minimo (D) nei terreni = 1.0 m (evitando comunque interazioni con i riporti più superficiali)*

**Sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni superino in profondità qualsiasi orizzonte di alterazione/riporto superficiale indipendentemente dal suo spessore. Qualora la profondità risultasse eccessiva, potrà essere eseguita specifica azione di bonifica geotecnica, volta a rimuovere gli orizzonti indesiderati e a riportare materiali di adeguate caratteristiche fino alla quota di posa delle fondazioni.*

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo QSBWin), 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:

FONDAZIONE NASTRIFORME						
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	Rd [kg*10 ³]/ml	Rd [kN]/ml
100	100	5,05	495,24	1	50,50	495,24

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:

FONDAZIONE NASTRIFORME								
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]/ml	Rd [kN]/ml
100	100	3,65	357,94	1,8	2,03	198,86	20,28	198,86

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

$$R_d / E_d \geq 1$$

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 (E_d) pari alla resistenza del terreno (R_d) 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 QSBWin), la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

FONDAZIONE NASTRIFORME				
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*10³]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimento S (mm)
100	100	20,39	199,95	65-70

Dai risultati si evince come l'azione calcolata con l'approccio 1, combinazione 2 risulti chiaramente insidiosa secondo i criteri più classici della geotecnica tradizionale, la quale stabilisce in 2.5-3.0 cm la soglia di criticità. 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.

FONDAZIONE NASTRIFORME					
B [cm]	L [cm]	q_{es}[kg*cm⁻²]	Ed [kg*10³]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimento S (mm)
100	100	1,50	15,00	147,10	48-50
100	100	1,00	10,00	98,07	32-34
100	100	0,80	8,00	78,45	25-27
100	100	0,60	6,00	58,84	18-20

Dai risultati si evince come per contenere i cedimenti entro una soglia ragionevole (25-30 mm), sia indispensabile mantenere le azioni strutturali entro valori di 0.6-0.8 kg/cm² (generalmente compatibili con la tipologia standard della struttura in progetto).

Va tuttavia ricordato che per la determinazione degli SLE geotecnici è 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.



SUGGERIMENTI PROGETTUALI

Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. 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, sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica. Va inoltre rammentato che, a parità di pressione esercitata sui terreni, l'incremento del lato della fondazione produrrà un proporzionale aumento dei cedimenti assoluti.
2. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidezza 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.
3. Poichè l'intervento prevede la realizzazione di un nuovo corpo di fabbrica in adiacenza a quello esistente, si suggerisce di non collegare rigidamente le due strutture al fine evitare l'insorgere di lesioni imputabili a comportamenti differenziali dipendenti sia dalle deformazioni del terreno (cedimenti) che dalla diversa risposta alle sollecitazioni sismiche.

Codogno, 12.03.2015

dott. geologo Marco Daguati



COROGRAFIA

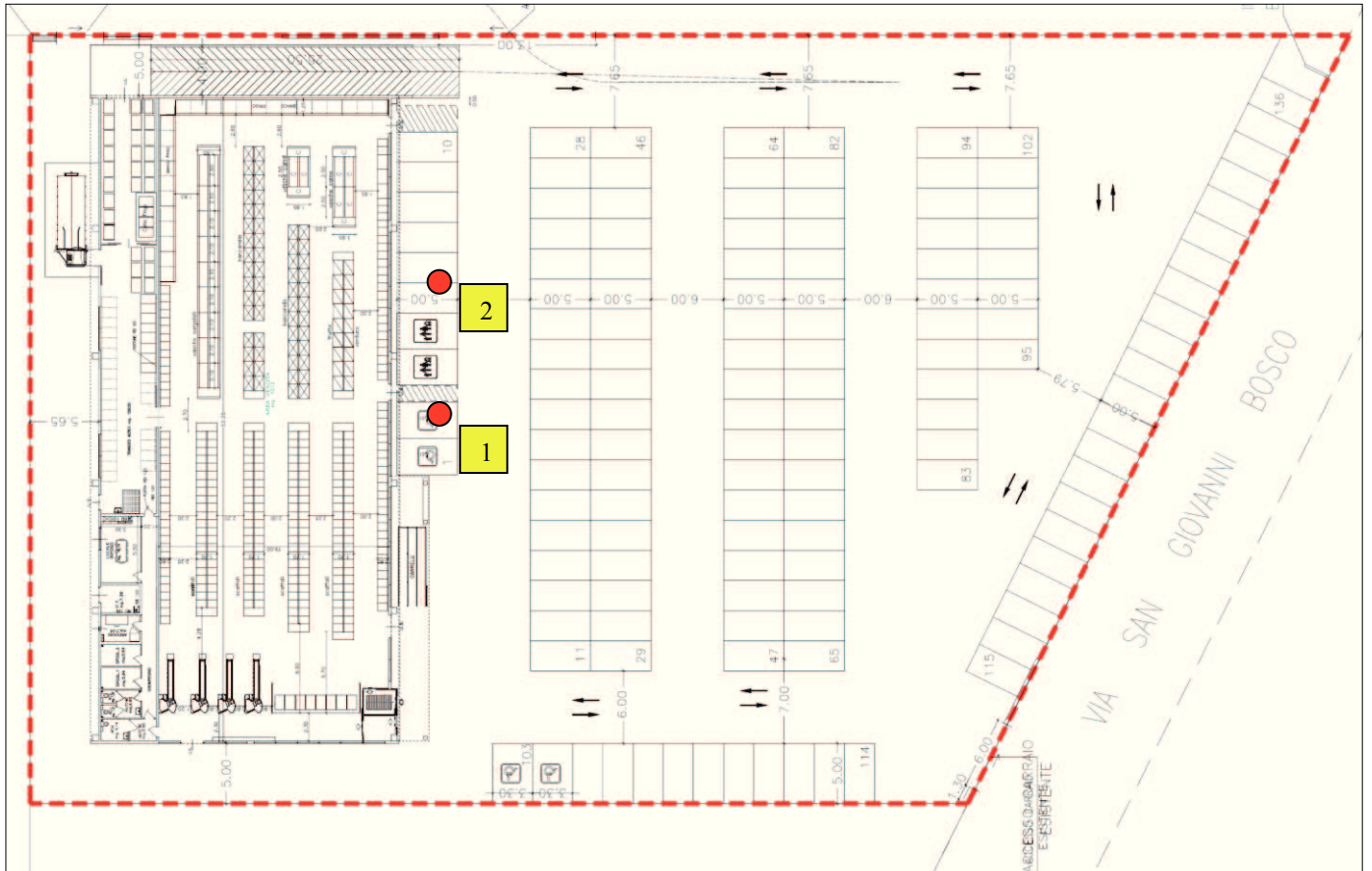
(base: Google Earth)

Ubicazione dell'area



PLANIMETRIA DELL'AREA

- Ubicazione delle postazioni penetrometriche e relativa numerazione



REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI DI Rp e RI

CPT n. 1			CPT n. 2			
Prof.	Rp	RI tot	Prof.	Rp	RI tot	
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
0,2	1	2	0,2	1	2	
0,4	23	38	0,4	22	35	Unità A
0,6	13	25	0,6	19	30	
0,8	20	29	0,8	11	15	
1,0	18	30	1,0	40	61	
1,2	42	53	1,2	63	82	
1,4	23	39	1,4	12	31	
1,6	12	24	1,6	6	8	
1,8	21	38	1,8	8	14	
2,0	25	40	2,0	17	33	
2,2	27	48	2,2	56	89	
2,4	33	51	2,4	22	43	
2,6	20	38	2,6	18	38	
2,8	22	40	2,8	18	37	
3,0	19	39	3,0	18	36	
3,2	20	37	3,2	19	35	
3,4	20	40	3,4	19	36	
3,6	24	37	3,6	23	48	Unità B
3,8	34	52	3,8	42	70	
4,0	48	76	4,0	62	79	
4,2	55	84	4,2	40	53	
4,4	43	65	4,4	30	41	
4,6	40	61	4,6	33	50	
4,8	38	58	4,8	36	48	
5,0	40	62	5,0	41	67	
5,2	46	67	5,2	44	64	
5,4	43	63	5,4	35	48	
5,6	40	52	5,6	32	48	Unità C
5,8	35	50	5,8	34	45	
6,0	68	86	6,0	78	99	
6,2	105	162	6,2	123	184	
6,4	95	129	6,4	167	190	
6,6	138	171	6,6	95	138	
6,8	137	165	6,8	102	146	
7,0	-	-	7,0	150	178	

PROFILI INTERPRETATIVI DELLE PROVE PENETROMETRICHE

Committente: LIDL Italia S.r.l.

Località: Alessandria (AL)

Data:

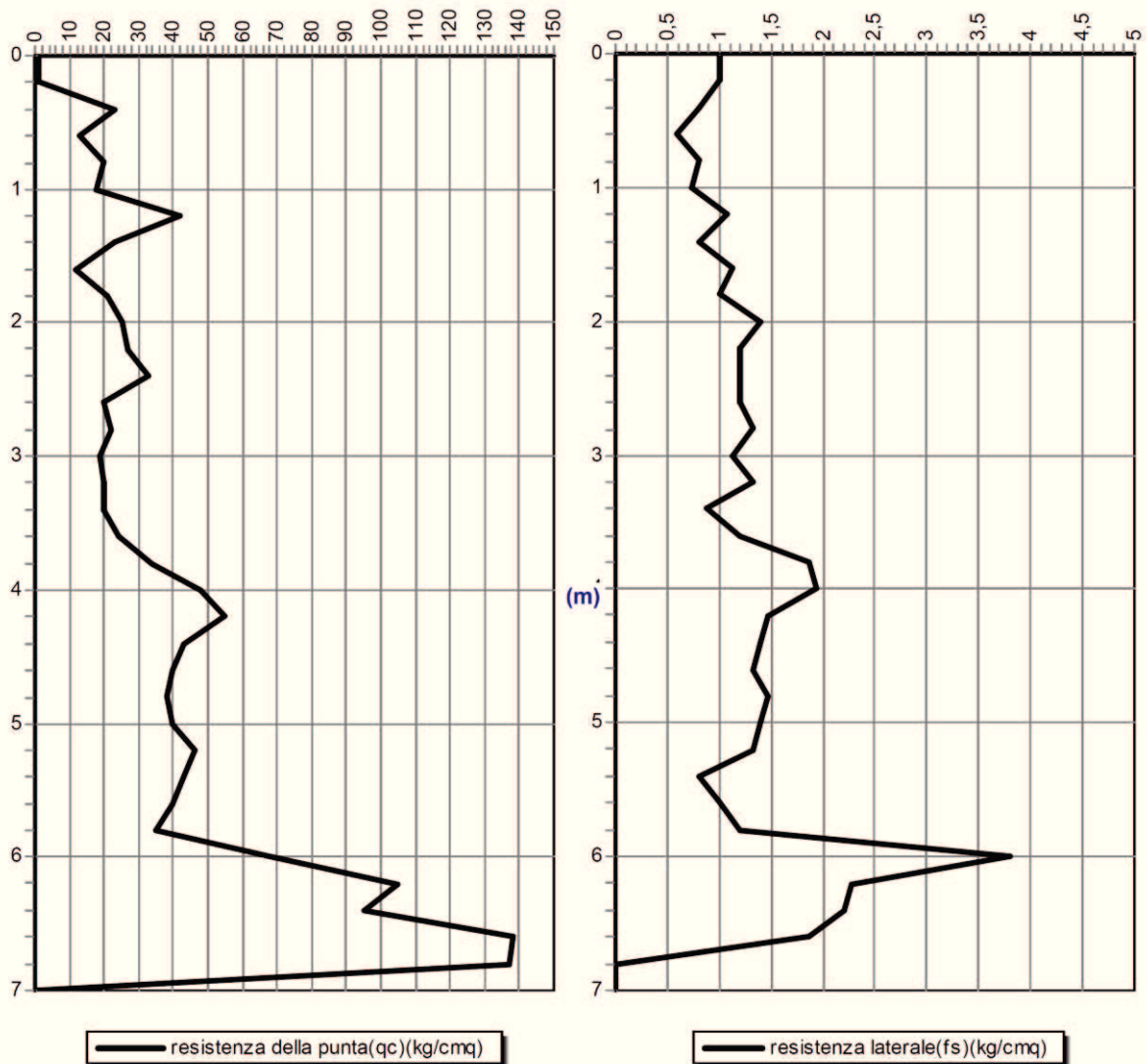
Attrezzatura: Penetrometro Statico a Punta meccanica

Note:

Quota(m):

Sigla: \Prova n. 01

Grafico della prova



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

Committente: LIDL Italia S.r.l.

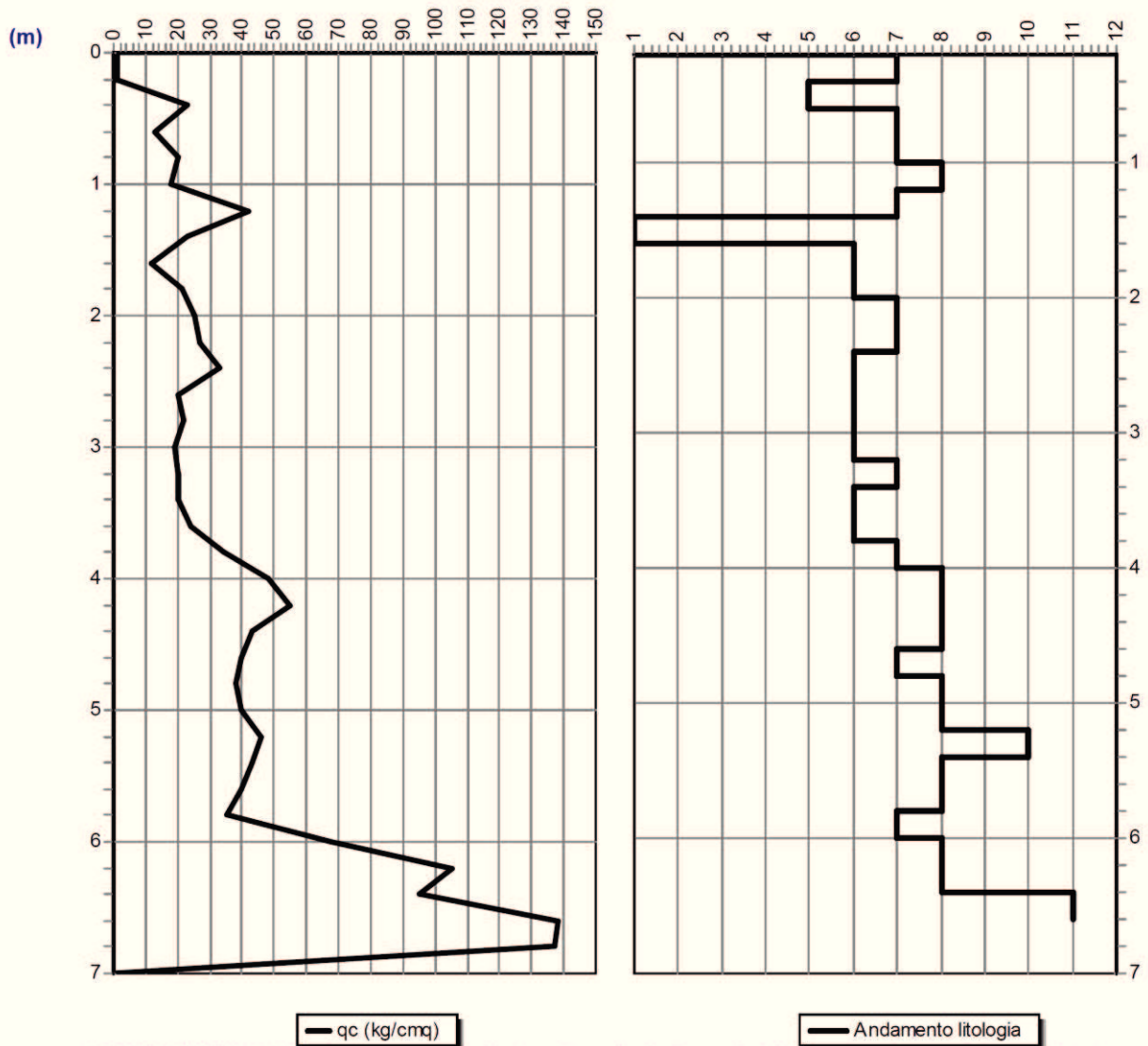
Località: Alessandria (AL)

Data: Attrezzatura: Penetrometro Statico a Punta meccanica

Note:

Quota(m): Sigla: \Prova n. 01

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/liamosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: LIDL Italia S.r.l.

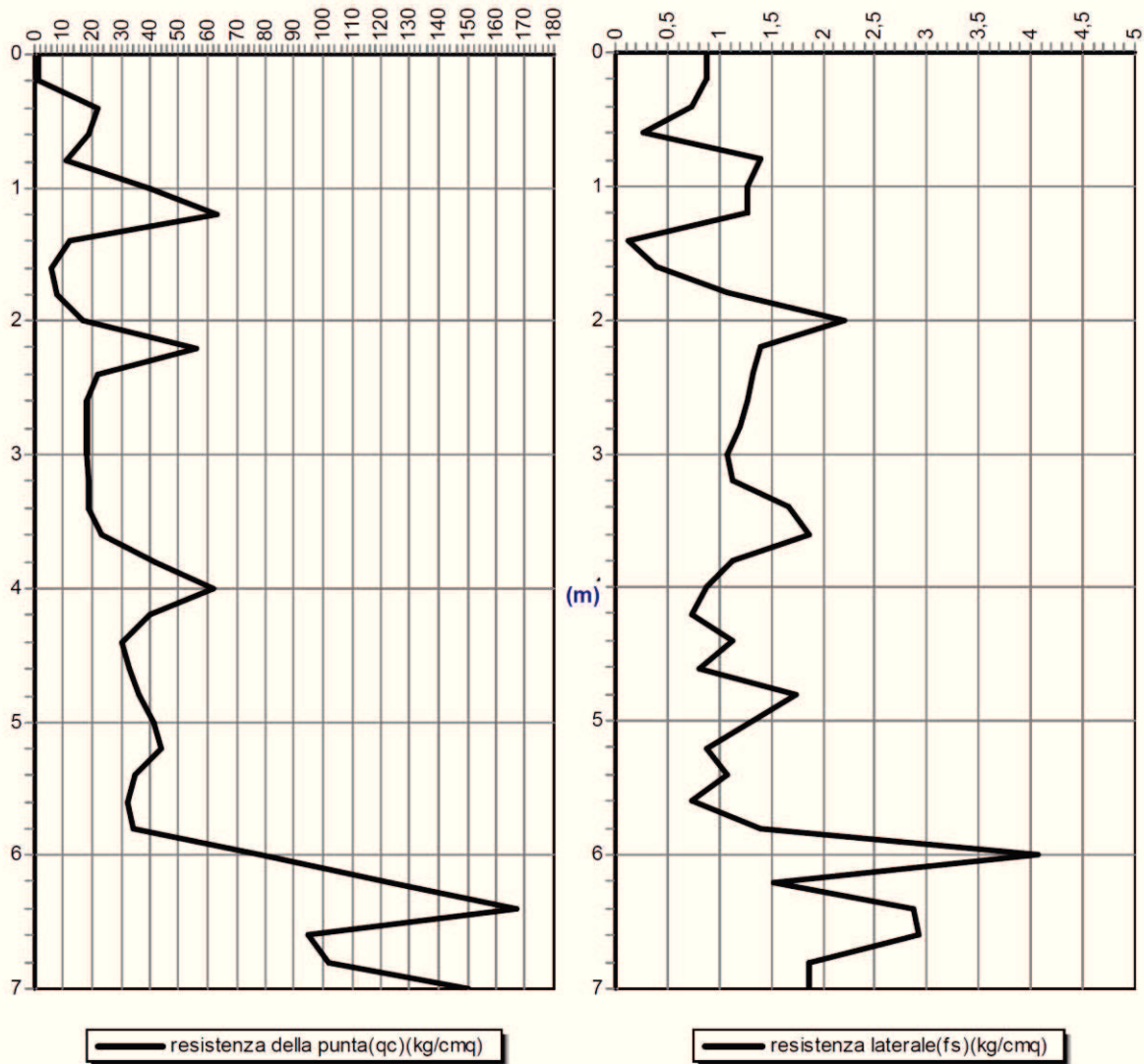
Località: Alessandria (AL)

Data: Attrezzatura: Penetrometro Statico a Punta meccanica

Note:

Quota(m): Sigla: \Prova n. 02

Grafico della prova



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

Committente: LIDL Italia S.r.l.

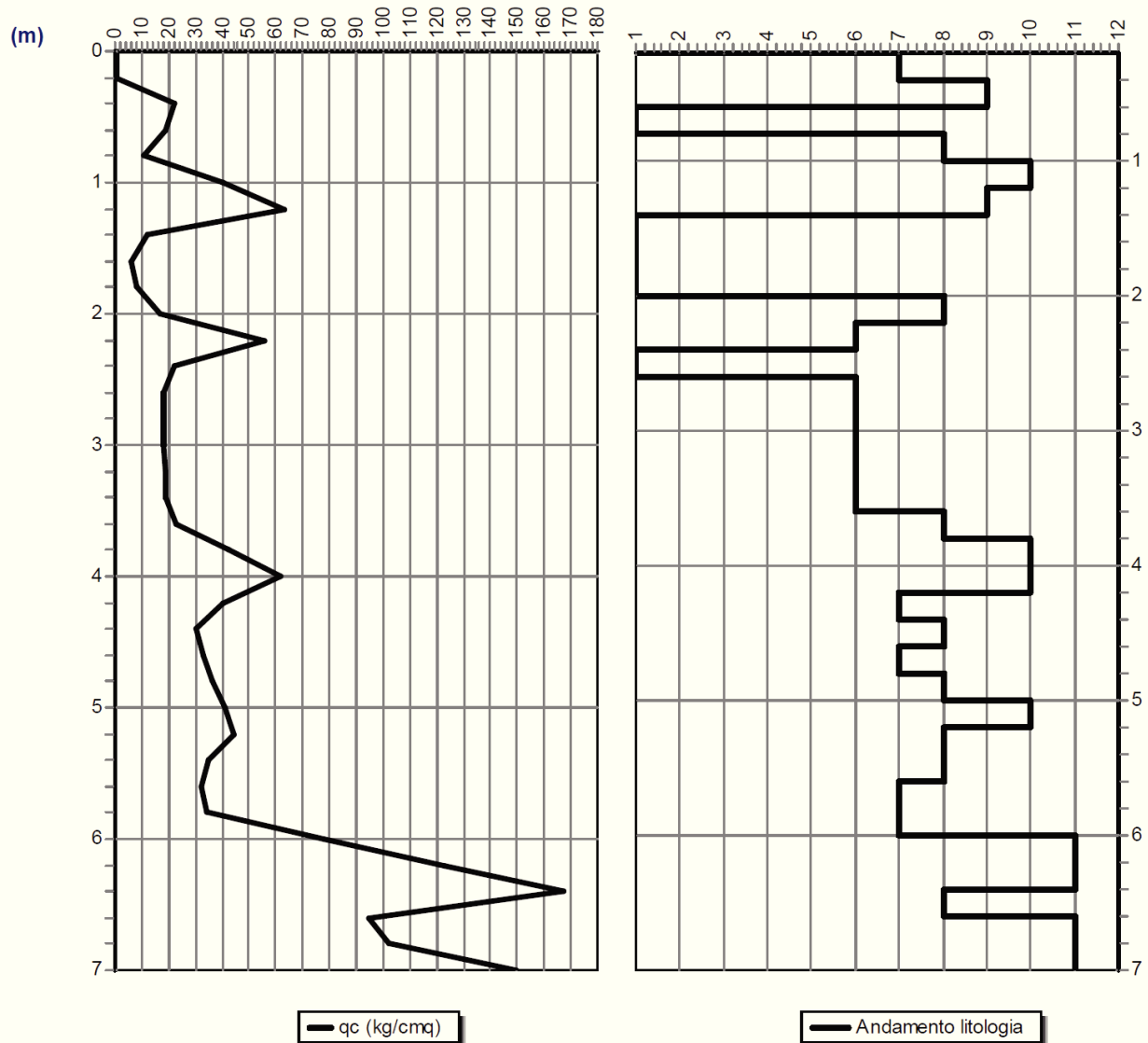
Località: Alessandria (AL)

Data: Attrezzatura: Penetrometro Statico a Punta meccanica

Note:

Quota(m): Sigla: \Prova n. 02

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

ALLEGATO:

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

Signa srl

INDAGINI GEOFISICHE

Committente: Geolambda Engineering Srl.

Località: Via S.G. Bosco – LIDL Italia S.r.l.

Comune: Alessandria (AL).

Indagine: Indagine geofisica con la metodologia MASW.

RAPPORTO TECNICO

Codice documento: 10-15			Numero pagine: 11		
A	13/03/15	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	13/03/2015
	N. Commessa	10-15
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

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 LIDL Italia S.r.l. di via S. G. Bosco nel comune di Alessandria (AL).

La campagna di indagine è stata eseguita nella giornata del 10 marzo 2015 su incarico della società *Geolambda Engineering Srl* di Codogno (LO).

Scopo dell'indagine è quello di ricostruire, per l'area in oggetto, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (V_s -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	13/03/2015
N. Commessa	10-15
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco



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

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	13/03/2015
	N. Commessa	10-15
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

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 4 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 4 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

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	13/03/2015
	N. Commessa	10-15
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

sia 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 15 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 10-12 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	13/03/2015
N. Commessa	10-15
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco



Figura 2: Strumentazione utilizzata per la prova MASW.



Figura 3: Vista dello stendimento MASW effettuato.

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	13/03/2015
	N. Commessa	10-15
	C. Documento	01
Indagine geofisica con la metodologia MASW	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

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 4 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	13/03/2015
N. Commessa	10-15
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

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:

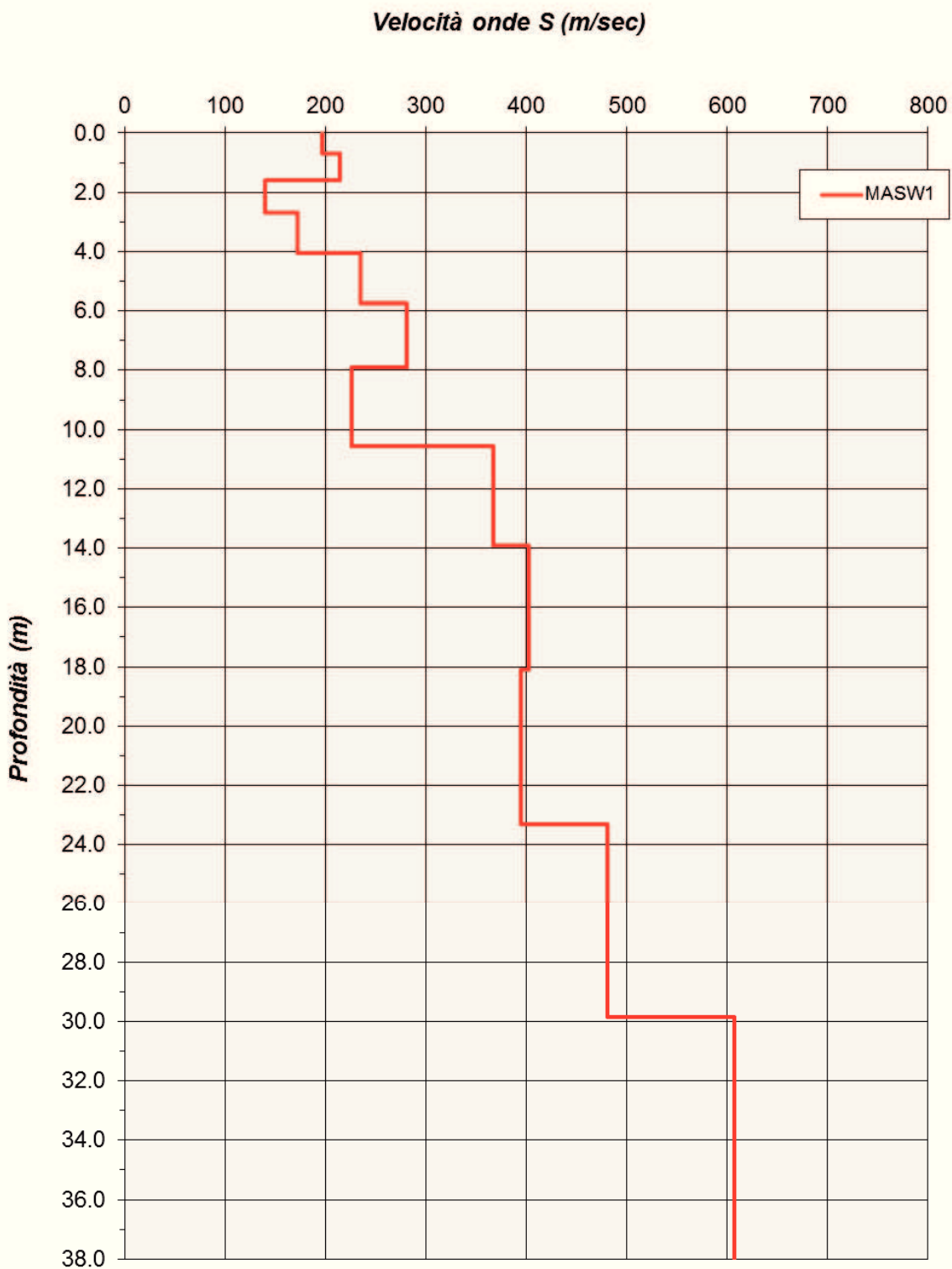
MASW 1			
Strato	Spessore [m]	Vs [m/s]	Profondità
1	0.7	197	0.7
2	0.9	214	1.6
3	1.1	140	2.7
4	1.4	172	4.0
5	1.7	235	5.8
6	2.1	281	7.9
7	2.7	226	10.6
8	3.3	368	13.9
9	4.2	402	18.1
10	5.2	395	23.3
11	6.5	481	29.9
12	8.3	607	38.1

Tabella 1: Modello sismico monodimensionale.

Data	13/03/2015
N. Commessa	10-15
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

Indagine geofisica con la metodologia MASW

Shear-Wave Velocity Profile from Surface waves inversion



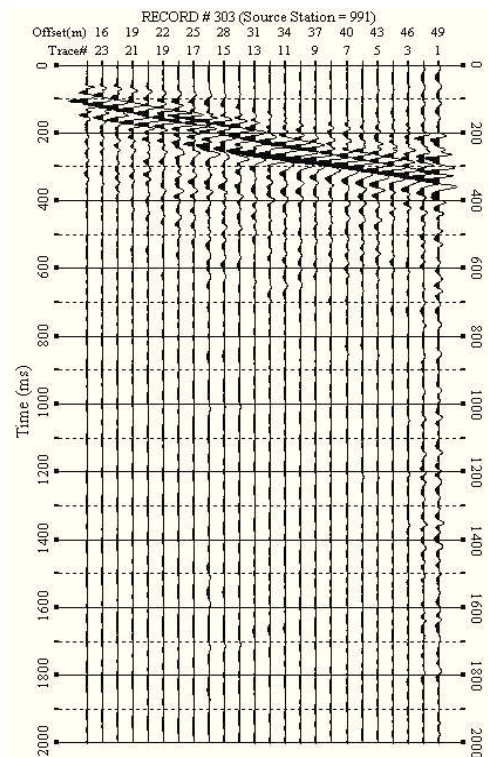
SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	13/03/2015
	N. Commessa	10-15
	C. Documento	01
<i>Indagine geofisica con la metodologia MASW</i>	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

ALLEGATO

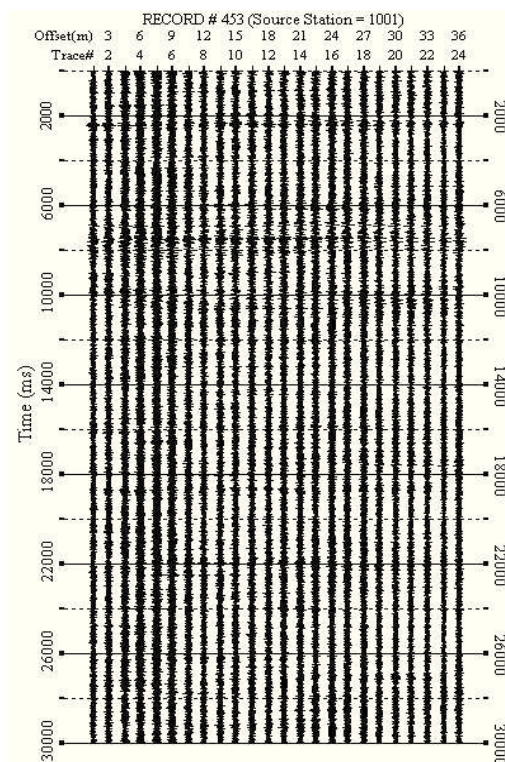
Data	13/03/2015
N. Commessa	10-15
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_LIDL_Aless_Bosco

MASW1

registrazione attiva



registrazione passiva



CURVA DI DISPERSIONE

