



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Comune di Lonato del Garda

FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA - NEXT GENERATION EU
vincolo PNRR - M2C4 INVESTIMENTO I2.2
Interventi per la resilienza, la valorizzazione del territorio e
l'efficienza energetica dei Comuni

LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA INFANZIA
"FRANCESCO PAPA" IN FRAZIONE CENTENARO

CUP: F89H18000090001

Ing. Pistoni Stefano

Progettista

Dott. Boglioni Davide

Responsabile unico procedimento



studio integrato di progettazione
sede operativa: **ASV** via XX Settembre 24/26 25026 Pontevico (Bs) ph. +39-0309931759
sede operativa: **Linea07** via Leonardo Da Vinci 8/a 25017 Lonato del Garda (Bs) ph. +39-0309133084
mail info@us-studio.it pec

progettazione

**Progetto esecutivo per l'adeguamento sismico
della scuola materna "Francesco Papa" in Frazione Centenaro**

progetto

09

tavola

--

scala

Relazione Geologica e Geotecnica

elaborato

SP

esecutore

12/2022

data

--

revisione

Esecutivo

fase

L0202

commessa

Lonato del Garda (Bs)

comune

Via Centenaro

indirizzo cantiere

Comune di Lonato del Garda (Bs)

committente

P.zza Martiri della Libertà n.12

indirizzo committente

A termini di legge, la proprietà di questo disegno è riservata pertanto non può essere quindi utilizzata senza l'autorizzazione del progettista

COMUNE DI LONATO DEL GARDA
PROVINCIA DI BRESCIA

INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA RELATIVA ALLA
CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA PRELIMINARE
DEI TERRENI DI FONDAZIONE DELL'INTERVENTO DI
VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA DELL'EDIFICIO
SCUOLA DELL'INFANZIA FRANCESCO PAPA
IN LOC. CENTENARO.

RELAZIONE GEOLOGICA

Ai sensi del
D.M. 14/01/2008
D.G.R. 2616/2011

RELAZIONE GEOTECNICA

Ai sensi del
D.M. 14/01/2008

RELAZIONE SISMICA

ai sensi del
D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129

COMMITTENTE: Comune di Lonato del Garda

GEOLOGO: DOTT. GUIDO TORRESANI
O.G.L. N° 1141



DATA: dicembre 2017

Studio di Geologia dott. GUIDO TORRESANI

25034 – ORZINUOVI (BS) - Via Giordano Bruno, 44

tel/fax 030 944193

GEOLOGIA AMBIENTALE, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA, GESTIONE CAVE, AUTORIZZAZIONI POZZI

SOMMARIO

- Premessa;
- Inquadramento geologico e natura litologica dei terreni di fondazione;
- Sismicità dell'area
- Definizione dell'azione sismica - Stima della pericolosità sismica
- Indagini geognostiche
- Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica
- Determinazione delle resistenze
- Calcolo dei cedimenti
- Suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione
- Verifica della fattibilità geologica dell'intervento in riferimento ai criteri indicati nella D.G.R. 2616/2011
- Conclusioni

ALLEGATI

- Inquadramento corografico (CTR scala 1:10.000);
- Planimetria dell'intervento con ubicazione delle indagini;
- Tabelle e diagrammi di interpretazione dei dati penetrometrici (prova P1);
- Risultati prova sismica masw;
- Asseverazione relazione geologica – MODULO 9;
- Asseverazione relazione geotecnica – MODULO 10.

PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica ha lo scopo di caratterizzare da un punto di vista geomeccanico, litostratigrafico, idrogeologico e sismico la porzione di area, di proprietà del Comune di Lonato del Garda, sita in Loc. Centenaro-Via Centenaro nel Comune di LONATO DEL GARDA (BS), interessata dal progetto di verifica della vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico Scuola Materna Francesco Papa. Le informazioni di seguito riportate devono essere intese con carattere preliminare e andranno approfondite con ulteriori indagini dirette durante la fase definitiva-esecutiva, al fine di verificare l'omogeneità dei dati litostratigrafici riportati e della conseguente parametrizzazione geotecnica.

L'indagine è stata programmata ed esperita sulla base della normativa ministeriale oggetto del D.M. 14.01.2008 concernente le "Norme tecniche sulle costruzioni". Tale caratterizzazione è importante non solo per una corretta scelta e dimensionamento delle strutture di fondazione, ma anche perchè a seguito di detto D.M. è necessario verificare i parametri sismici della zona.

Sulla base del **D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)"**, **il territorio comunale di Lonato Del Garda è stato classificato come ZONA 2**. In riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003, è possibile attribuire ai terreni indagati il profilo stratigrafico del suolo di fondazione di "tipo B". L'assegnazione della categoria di suolo di tipo "B" deriva dalle risultanze dell'analisi sismica masw eseguita dal sottoscritto all'interno dell'area di intervento. Nonostante da PGT comunale risulti il fattore di amplificazione sismica F_a locale $<$ del valore di F_a soglia previsto, vista la prossimità di un limite geologico e visti i bassi valori di V_s 30 ottenuti con l'indagine svolta, si utilizzerà cautelativamente nei calcoli della capacità portante dei terreni la categoria sismica di suolo di tipo "C".

E' necessario quindi prevedere in sede di indagine geologico-tecnica la verifica di alcuni elementi e fattori che influenzano il comportamento delle fondazioni; tra questi la **litologia** dei terreni di substrato, la profondità del piano di imposta, il **carico allo stato limite ultimo**, la suscettibilità alla **liquefazione** dei terreni di fondazione, i possibili **cedimenti** e il livello della **falda** acquifera.

L'indagine ha inoltre lo scopo di verificare la fattibilità geologica dell'intervento in riferimento ai criteri indicati nella **D.G.R. 2616/2011 "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT"**.

Considerate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni della zona, si è proceduto all'esecuzione di **n.1 prova penetrometrica dinamica SCPT (prova P1)** e di **n.1 prova sismica MASW**; che hanno consentito di verificare le caratteristiche litostratigrafiche, geomeccaniche e sismiche dei terreni di fondazione.

Considerata l'omogeneità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni presenti nell'ambito della zona indagata e tenuto in considerazione la limitata estensione del lotto da indagare, si ritiene che le indagini eseguite siano sufficienti per poter caratterizzare i terreni in oggetto. Tale scelta è avvalorata dalla conoscenza delle aree circostanti a quella di intervento che in un intorno significativo presentano caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche simili.

Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote riportate nella relazione è il PIANO CAMPAGNA su cui sono state eseguite le indagini.

Lo studio è stato condotto in osservanza alle seguenti normative vigenti:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
Eurocodice 8 (1998)
- Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture
Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997)
Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002)
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI
- D.G.R. n. 2616/11 "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT".
- D.G.R. n. 2129/14 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia
- LR 33/15 Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche. Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica
- D.G.R. n. 5001/16 Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E NATURA LITOLOGICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

L'area oggetto della presente indagine è ubicata in loc. Centenaro nella zona Sud-Est del Comune di Lonato del Garda (come evidenziato nell'allegato aerofotogrammetrico CTR scala 1. 10.000).

L'area indagata è ubicata sui depositi glacio-lacustri dell'Unità di Solferino al contatto con i depositi glaciali e si presenta come una superficie pianeggiante ad una quota di 106 s.l.m.

I depositi glacio-lacustri occupano le porzioni più depresse entro i settori pianeggianti, o limitate piane irregolari intercluse entro i rilievi collinari, essendo correlati ad una posizione proglaciale marginale rispetto al ghiacciaio.

Sono rappresentati da depositi a granulometria medio fine, quali limi e sabbie con scarsa presenza di ghiaia (SI, FI) in funzione di un ambiente deposizionale di bassa energia. Sono in ogni caso presenti dei livelli più francamente ghiaioso-sabbiosi, in quanto l'ambiente di deposizione risultava condizionato da brusche variazioni di energia (pulsazioni nell'arretramento del ghiacciaio), determinando nette variazioni litologiche in senso verticale.

Nel territorio di Lonato d/G questi depositi sono riconoscibili presso numerose piane intermoreniche (Località San Cipriano), interposte tra i cordoni morenici interni; nel settore sudorientale essi costituiscono le piane dei diversi rami della Fossa Redone correlabili a fasi di stazionamento del ghiacciaio, allungate per lo più secondo i rilievi collinari, frequentemente associati o interdigitati ai depositi di contatto glaciale e/o fluvioglaciali.

Si ritiene probabile che questi depositi in superficie possano essere stati rielaborati dai corsi d'acqua olocenici, in un contesto idrografico simile all'attuale, ma con maggiore disponibilità d'acqua.

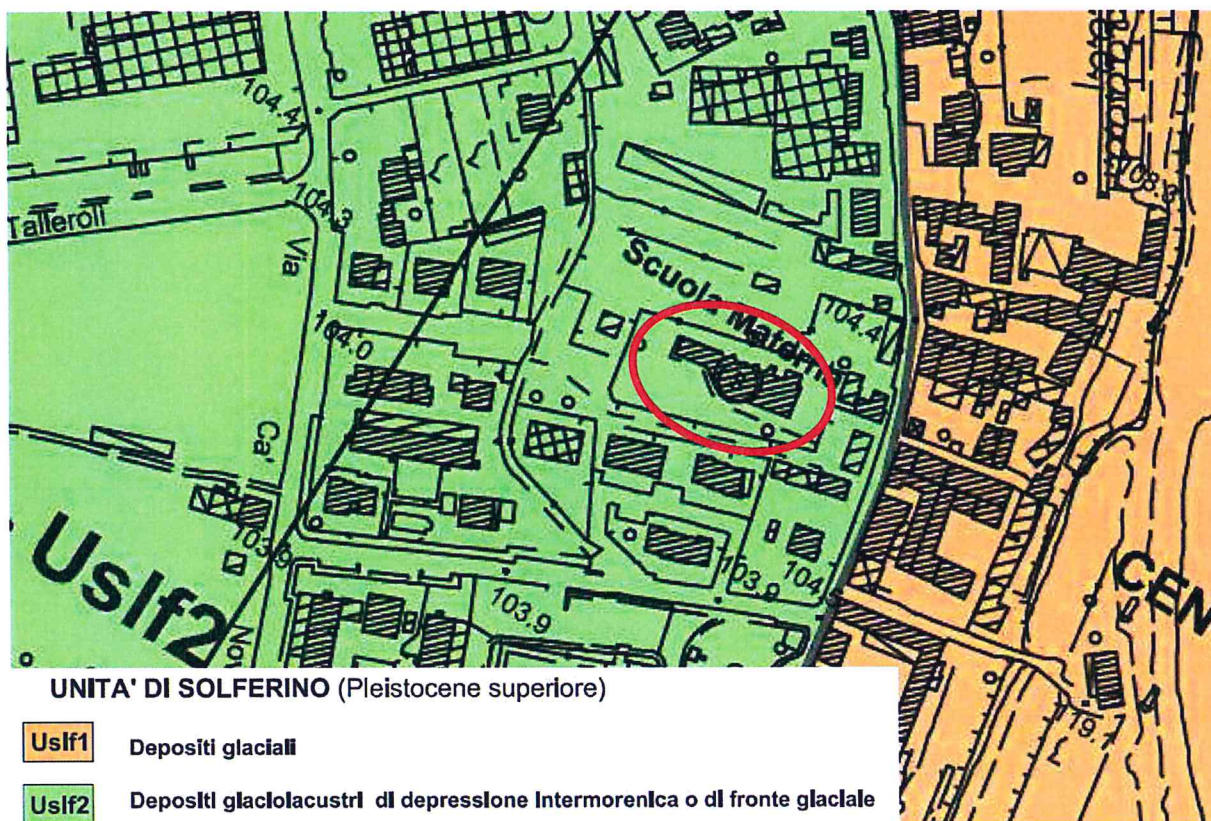


Fig. 1 estratto della carta geologica allegata al PGT

Sulla base delle conoscenze dei terreni della zona e delle indagini eseguite, è stata osservata una buona uniformità litostratigrafica e geomeccanica dei terreni di fondazione.

La natura del terreno, dedotta dalle indagini eseguite all'interno dell'area di intervento raffrontata con le indagini e le informazioni a disposizione recuperate da altri cantieri posti nelle vicinanze, presenta una successione litostratigrafica uniforme che può essere schematizzata come di seguito riportato (le quote si riferiscono al p.c. = 0 RIF).

- 0,0 - 0,60 Terreno vegetale
- 0,60 - 2,10 sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti (orizzonte A): MORENICO COMPATTO
- Oltre 2,10 sabbie limose molto compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti (orizzonte B): MORENICO MOLTO COMPATTO

Non è stata rilevata la falda acquifera entro le profondità indagate. Dalle conoscenze locali la falda superficiale presenta un livello statico ad una profondità di circa 3 m dal p.c.

PIANO DI IMPOSTA E TIPO DI FONDAZIONE

Le risultanze dell'indagine supportate dalle conoscenze litostratigrafiche locali, portano a ritenere l'intera **area indagata OMOGENEA da un punto di vista litostratigrafico e geomeccanico** e costituita da depositi morenici aventi litologia sabbioso-limosa con ghiaie, ciottoli e trovanti (**orizzonti A e B**), presenti fino alle massime profondità investigate. Tali orizzonti si presentano allo stato addensato (orizzonte A: da p.c. a -2,1 m dal p.c.) e molto addensato (orizzonte B: oltre -2,1 m dal p.c.), come testimoniano i valori di resistenza alla penetrazione registrati con le prove (orizzonte A: NSCPT medio = 12 colpi piede; orizzonte B: NSCPT medio > 20 colpi piede).

L'omogeneità litostratigrafica offerta dai terreni della zona, consente di ritenere geomeccanicamente uniforme l'intera superficie indagata, permettendo quindi di ipotizzare una uniforme distribuzione dei carichi strutturali e di progetto, limitando il pericolo di cedimenti differenziali.

Valutate pertanto le caratteristiche geomeccaniche e litologiche dei terreni indagati, in relazione alle tipologie strutturali esistenti, saranno verificate FONDAZIONI SUPERFICIALI tipo FONDAZIONI CONTINUE e tipo PLINTI.

Nel caso specifico saranno verificate la seguenti ipotesi fondazionali:

- **FONDAZIONI CONTINUE con larghezza $L = 0,8$ m con piano di imposta = $0,6$ m da 0 RIF., sull'orizzonte "A" (sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti).**
- **PLINTI aventi dimensioni di $1,5$ m x $1,5$ m con piano di imposta = $1,0$ m da 0 RIF., nell'orizzonte "A" (sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti).**

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Allo scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche geologiche dei terreni di fondazione dell'opera in progetto sono state eseguite le seguenti indagini:

- n.1 prova penetrometrica dinamica SCPT (prova P1)
- n.1 prova sismica masw.

Si tenga presente che la superficie scelta come quota 0 di RIFERIMENTO per tutte le quote indicate nella relazione è il PIANO CAMPAGNA su cui sono state eseguite le indagini.

L'ubicazione delle indagini effettuate viene riportata nella planimetria allegata.

Le tabelle e i diagrammi di interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche vengono riportati in allegato.

Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT (prova P1)

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico PAGANI tipo TG 63/100 KN che, secondo la normativa europea I.S.S.M.F.E. '88, è paragonabile ad un DPSH (Dynamic Probing Super Heavy). Le caratteristiche dello strumento utilizzato corrispondono alla nuova categoria di standard internazionale.

La prova consiste nell'infissione lungo la direzione del filo a piombo di una punta conica metallica, posta all'estremità di un'asta d'acciaio, in seguito alla discesa di un maglio di peso pari a 73 Kg direttamente sulla testa di battuta da un'altezza di caduta di 75cm.

Viene registrato il numero di colpi necessari per l'infissione di 30 cm delle aste nel terreno (NSCPT) in modo continuo, fornendo delle indicazioni sui parametri geotecnici in funzione della resistenza che il terreno stesso offre alla penetrazione.

Per quanto riguarda la conversione dei valori di resistenza alla penetrazione dinamica nei corrispondenti valori di Standard Penetration Test (SPT) la relazione tra i due valori è generalmente regolata da rapporti empirici basati sullo studio di esperienze pratiche (funzione della litologia e del rendimento dello strumento).

Le caratteristiche tecniche principali vengono riassunte di seguito:

peso massa battente	73 Kg
altezza di caduta	0.75 m
lunghezza aste	1,0 m
diametro aste	34 mm
diametro punta conica	51 mm
angolo del cono	60°

Indagine sismica: prova MASW

La prova MASW in sito è stata eseguita utilizzando un sismografo multicanale ad incrementi di segnale, della P.A.S.I. mod. 16SG24 a 24 canali; per la descrizione della procedura operativa e della metodologia di calcolo si veda in allegato.

Valutazione del suolo di fondazione (Azione sismica di progetto Vs30)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sono stati esaminati i dati ottenuti dalla prospezione MASW, che permette di caratterizzare il sottosuolo basandosi sulla misura diretta dei valori della velocità media delle onde di taglio Vs. Da tale analisi (vedi scheda Metodo Masw) si sono ottenuti i relativi valori di velocità delle onde Vs, per i vari strati individuati, di seguito riassunti:

Prospezione MASW onde di Rayleigh

1° strato:	velocità media onde Vs 179,7 m/sec	spessore medio 3,0 m
2° strato:	velocità media onde Vs 377,5 m/sec	spessore medio 6,0 m
3° strato:	velocità media onde Vs 452,4 m/sec	spessore medio 7,0 m
4° strato:	velocità media onde Vs 452,4 m/sec	spessore medio 8,0 m
5° strato:	velocità media onde Vs 522,1 m/sec	spessore medio 8,37 m

In base a quanto sopra la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 14-01-08), ai vari strati sismostratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità Vs direttamente misurate, consentendo di ottenere la Vs30, cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, dall'espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

dove

hi = spessore dello strato i-esimo

VS_i = velocità onde S nello strato i-esimo

N = numero strati considerati

ottenendo in base ai dati sopra esposti, un valore di Vs30 rispetto al piano di esecuzione dell'indagine, di:

Prospezione MASW

Vs₃₀ = 388,40 m/sec (da p.c. a -30 m)

Da qui si evince che il valore ottenuto di Vs classifica pienamente il terreno nella categoria del suolo di fondazione di tipo B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s*). **Nonostante da PGT comunale risulti il fattore di amplificazione sismica Fa locale < del valore di Fa soglia previsto, vista la prossimità di un limite**

geologico e visti i bassi valori di Vs 30 ottenuti con l'indagine svolta, si utilizzerà cautelativamente nei calcoli della capacità portante dei terreni la categoria sismica di suolo di tipo "C". (Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, caratterizzati da valori di Vs30 compresi fra 180 e 360 m/s e $15 < \text{NSPT} < 50$)

SISMICITA' DELL'AREA

Con l'introduzione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e succ. modif. sono stati rivisti i criteri per l'individuazione delle zone sismiche. Inoltre sono state definite le norme tecniche per la progettazione di nuovi edifici, di nuovi ponti, per le opere di fondazione, per le strutture di sostegno. La suddetta ordinanza riporta, sino alla deliberazione delle regioni (cosa che in Lombardia è avvenuto con la D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129), le nuove classificazioni sismiche individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale". In particolare, l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone.

Nello specifico il territorio comunale di **LONATO DEL GARDA** ricade, per quanto indicato in Allegato A della D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129 "elenco dei Comuni con indicazione delle relative zone sismiche e dell'accelerazione massima (a_{gmax}) presente all'interno del territorio comunale" in **ZONA 2**.

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica Ag_{Max}	Ag_{max}
03017092	BS	LONATO DEL GARDA	2	0,15926

Il terreno indagato secondo lo schema presente nell'Ordinanza risulta appartenente alla categoria di **suolo di fondazione tipo "B"**, *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).* **Nonostante da PGT comunale risulti il fattore di amplificazione sismica F_a locale < del valore di F_a soglia previsto, vista la prossimità di un limite geologico e visti i bassi valori di V_s 30 ottenuti con l'indagine svolta, si utilizzerà cautelativamente nei calcoli della capacità portante dei terreni la categoria sismica di suolo di tipo "C".** *(Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s e $15 < NSPT < 50$)*

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il calcolo dei valori sopra citati sono stati considerati i seguenti parametri in base al tipo di opera in progetto:

- **Vita nominale dell'opera V_N :** intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata

Tabella 1 – Vita nominale v_n per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali -Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- **Classe d'uso:** classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso

L'opera in progetto appartiene alla Classe d'uso III: Costruzioni il cui uso preveda **"affollamenti significativi"**.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la **vita nominale N_V** per il **coefficiente d'uso C_U** :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente Tabella:

Tabella n. 2 -Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni

Dopo aver definito la Vita Nominale e la Classe d'uso è possibile, quindi, calcolare il **Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R** come:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Tabella 3 -riassuntiva

tipo di costruzione	2
vita nominale	≥ 50
classe d'uso	III
coefficiente C_U	1.5
vita di riferimento $V_r = V_n \times C_U$	75

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA -STIMA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA

Le *azioni sismiche di progetto* si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento” V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento**” (P_{VR}).

La pericolosità sismica è definita in termini di :

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A, ecc.), con superficie topografica orizzontale (categoria T1; ecc.);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **a_g** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F_o** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- **T^*C** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Tabella n.4 -Categorie topografiche

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i \leq 15^\circ \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E il *coefficiente di Amplificazione stratigrafica* (S_s) e il *coefficiente funzione della categoria di sottosuolo* (C_c) possono essere calcolati in funzione dei valori di F_o (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente Tabella, nella quale g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi:

Tabella n. 5 -Espressioni di SS e di CC

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S _s	C _c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.20$	$1.10 * (T_c) - 0.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.50$	$1.05 * (T_c) - 0.33$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.80$	$1.25 * (T_c) - 0.50$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 * F_0 \text{ ag/g} \leq 1.60$	$1.15 * (T_c) - 0.40$

AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella seguente Tabella, in funzione delle categorie topografiche definite in Tabella n.1 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella n. 6 -Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
T1		1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.

L'elaborazione dei dati è stata effettuata mediante l'utilizzo del programma **GEOSTRU**, da cui sono stati ottenuti i seguenti **parametri sito-specifici**:

Determinazione dei parametri sismici

Coordinate WGS84

Lat. Long.

CLASSE DELL'EDIFICIO

Cu = 1.5

Vita nominale 50

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75 anni

Coefficiente cu: 1,5

In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} vengono calcolati i valori ag, F₀, T*C e del periodo di ritorno:

Tabella 7 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		PVR	Periodo di ritorno (anni)	ag (g) valori nominali	F_0	T^*C (sec)
SLE esercizio	Operatività SLO	81%	45	0.051	2.506	0.244
	Danno SLD	63%	75	0.067	2.501	0.252
SLU ultimo	Vita SLV	10%	712	0.180	2.466	0.277
	Collasso SLC	5%	1462	0.234	2.450	0.283

Dove:

SLE = stati limite di esercizio

SLO = stato limite di operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

SLD = stato limite di danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLU = stati limite ultimi

SLV = stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

SLC = stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli nei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Tabella n. 8 - Coefficienti sismici stati limite

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI☐ Muri di sostegno☐ Paratie☒ Stabilità dei pendii e fondazioni☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

Categoria sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

SLO SLD SLV SLC**Ss ***

Amplificazione stratigrafica

1,50

1,50

1,43

1,36

Cc *

Coeff. funz categoria

1,67

1,65

1,60

1,59

St *

Amplificazione topografica

1,00

1,00

1,00

1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,015	0,020	0,062	0,089
kv	0,008	0,010	0,031	0,044
Amax [m/s ²]	0,752	0,989	2,527	3,116
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

L'elaborazione dei dati desunti dalle indagini eseguite ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico del sottosuolo e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dalle fondazioni delle opere in progetto.

Modello litostratigrafico del sottosuolo

Le risultanze dell'indagine supportate dalle conoscenze litostratigrafiche locali, portano a ritenere l'intera **area indagata OMOGENEA da un punto di vista litostratigrafico e geomeccanico** e costituita da depositi morenici aventi litologia sabbioso-limosa con ghiaie, ciottoli e trovanti (**orizzonti A e B**), presenti fino alle massime profondità investigate. Tali orizzonti si presentano allo stato addensato (orizzonte A: da p.c. a -2,1 m dal p.c.) e molto addensato (orizzonte B: oltre -2,1 m dal p.c.), come testimoniano i valori di resistenza alla penetrazione registrati con le prove (orizzonte A: NSCPT medio = 12 colpi piede; orizzonte B: NSCPT medio > 20 colpi piede).

Quote riferite allo 0 RIF. =p.c.

A	(da 0,0 a 2,1m) sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti (MORENICO ADDENSATO)
B	(oltre 2,1 m) sabbie limose molto compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti (MORENICO MOLTO ADDENSATO)

Modello geomeccanico

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei livelli riconosciuti, suddivisi in base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento e proprietà fisico-meccaniche; per ciascuna grandezza fisica considerata, è stato riportato un range di valori di riferimento.

Orizzonte A – SABBIE LIMOSE COMPATTE CON GHIAIE, CIOTTOLI E TROVANTI (MORENICO ADDENSATO) (da 0,0 m a 2,1 m da 0 RIF)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			costipata
Peso di volume	γ	t/m ³	1,85
Angolo di attrito	ϕ	°	32
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	-
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	200
Densità relativa	Dr	%	60

**Orizzonte B – SABBIE LIMOSE MOLTO COMPATTE CON GHIAIE, CIOTTOLI E TROVANTI (MORENICO MOLTO ADDENSATO)
(oltre 2,1 m da 0 RIF)**

Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			Ben costipata
Peso di volume	g	t/m ³	1,90
Angolo di attrito	Ø	°	34
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	/
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	300
Densità relativa	Dr	%	70

Nella seguente tabella, viene riportato per ogni orizzonte individuato il valore caratteristico * di resistenza al taglio ottenuto analiticamente partendo dai valori medi sopra riportati:

Orizzonte A

Ø'm	32° valore medio
Ø'k	32° valore caratteristico
Ø'd	26° valore di progetto

Orizzonte B

Ø'm	34° valore medio
Ø'k	34° valore caratteristico
Ø'd	28° valore di progetto

*il valore caratteristico k rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove. Nel caso specifico è stato determinato il valore caratteristico dell'angolo di attrito

I valori caratteristici di Ø' sono determinabili con la seguente relazione:

$$\text{Ø}'k = \text{Ø}'m (1 + C \times V\text{Ø})$$

dove:

Ø'k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

Ø'm = valore medio dell'angolo di attrito;

VØ = coefficiente di variazione (COV) di Ø', definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio (deviazione standard) e la media dei valori di Ø;

C = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L' Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di C = - 1,645.

Di conseguenza la precedente relazione diventa:

$$\text{Ø}'k = \text{Ø}'m (1 - 1,645 V\text{Ø})$$

° coefficiente di variazione =VØ°= rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

Si riportano per completezza alcune importanti precisazioni riportate nelle Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) sulle NTC 2008

A) Valori caratteristici circa uguali ai valori medi

Nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato, secondo il CSLP, il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno (in fondazioni superficiali o in una frana il volume interessato dalla superficie di rottura è grande), con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

B) Valori caratteristici circa uguali ai valori minimi

Valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno (ad es. terreno di base di un palo, verifica a scorrimento di un muro), con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; (ad esempio, effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata).

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.

I valori di progetto (ϕ_d) di ϕ sono determinabili invece con la seguente relazione:

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi_k}{1,25} \right)$$

dove:

ϕ_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno

DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE (Rd)

Affinché una fondazione possa sorreggere con sicurezza il carico di progetto nei riguardi della rottura in generale, in tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La veridicità della suddetta condizione deve essere verificata applicando tre diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni (A1 e A2)**, per i **parametri geotecnici (M1 e M2)** e per le **resistenze (R1, R2 e R3)**.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più cautelativa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più cautelativa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

- Combinazione 1: (A1+M1+R3)

In particolare, relativamente alle caratteristiche di portanza dei terreni, è stata svolta la procedura che prevede la **verifica allo stato limite ultimo di tipo geotecnico** (per fondazioni superficiali) seguendo **l'approccio progettuale 1-combinazione 2 - GEO (A2+M2+R2)** del suddetto D.M. 14.01.08.

Le verifiche sono state effettuate tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle; (i parametri di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti del gruppo R2); per confronto si è poi proceduto alla **verifica dello stato limite applicando l'approccio 2 - combinazione 1**

La capacità portante alla base delle fondazioni è stata calcolata applicando la seguente relazioni di Brinch – Hansen nell'ipotesi di FONDAZIONI CONTINUE E DI PLINTI.

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

dove :

$N_c \ N_q \ N_{\gamma}$ = Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

<i>sc sq sy</i>	=	Fattori di forma della fondazione;
<i>ic iq iy</i>	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
<i>bc bq by</i>	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
<i>gc gq gy</i>	=	Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;
<i>zc zq zy</i>	=	Fattori correttivi che tengono dell'inerzia dovuta al sisma (solo per condizioni dinamiche)
<i>Dc dq</i>	=	Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
γ	=	Peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;
q	=	Carico litostatico presente sopra il piano di fondazione (proporzionale all'altezza del confinamento laterale);

Si è proceduto quindi a verificare la capacità portante del terreno nel caso delle fondazioni esistenti:

- **FONDAZIONI CONTINUE con larghezza L = 0,8 m con piano di imposta = 0,6 m da 0 RIF., sull'orizzonte "A"** (sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti).
- **PLINTI aventi dimensioni di 1,5 m x 1,5 m con piano di imposta = 1,0 m da 0 RIF., nell'orizzonte "A"** (sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti).

Sulla base delle dimensioni di fondazione indicate e delle caratteristiche geotecniche del terreno (ridotte secondo gli opportuni coefficienti sulla base della normativa sismica) è opportuno rispettare i valori di R_d indicati nella tabella seguente, calcolate applicando due diverse combinazioni; per entrambe è stata verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq (Q_{lim}/\gamma_R)$$

FONDAZIONI CONTINUE

CONDIZIONI STATICHE

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 profondità di imposta = 0,6 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **L = 0,8 m**

APPROCCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	R_d Kg/cm ²)	Cedimento(cm) $Q_{SLE} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
1	2 - GEO (A2+M2+R2)	3,60	1,8	2,0	1,4
2	1 (A1+M1+R3)	5,06	2,3	2,2	1,4

CONDIZIONI SISMICHE*

Tipologia di fondazione ipotizzata: **FONDAZIONI CONTINUE**
 profondità di imposta = 0,6 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **L = 0,8 m**

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²
1	2 - GEO (A2+M2+R2)	2,88	1,8	1,6
2	1 (A1+M1+R3)	4,14	2,3	1,8

***i parametri di resistenza sono stati calcolati applicando i fattori correttivi previsti dal metodo Paolucci & Pecker (1997)**

PLINTI**CONDIZIONI STATICHE**

Tipologia di fondazione ipotizzata: **PLINTI**
 profondità di imposta = 1,0 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **1,5 m x 1,5 m**

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²	Cedimento(cm) $Q_{SLE} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
1	2 - GEO (A2+M2+R2)	3,96	1,8	2,2	1,6
2	1 (A1+M1+R3)	5,52	2,3	2,4	1,6

CONDIZIONI SISMICHE

Tipologia di fondazione ipotizzata: **PLINTI**
 profondità di imposta = 1,0 m da 0 RIF nell'orizzonte A
 Dimensioni FONDAZIONE: **1,5 m x 1,5 m**

APPROCIO	Combinazione	Q_{lim} (Kg/cm ²)	γ_R	Rd Kg/cm ²
1	2 - GEO (A2+M2+R2)	3,24	1,8	1,8
2	1 (A1+M1+R3)	4,6	2,3	2,0

***i parametri di resistenza sono stati calcolati applicando i fattori correttivi previsti dal metodo Paolucci & Pecker (1997)**

Dalle verifiche eseguite è emerso che **la combinazione 2 (GEO) è risultata la più cautelativa in termini di calcolo della capacità portante SLU, rispetto all'APPROCIO 2 combinazione 1**

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Nel calcolo dei cedimenti è stato ipotizzato un carico di esercizio di $1,5 \text{ kg/cm}^2$. Per il calcolo dei cedimenti è stato fatto riferimento alla teoria dell'elasticità adottando il metodo di Schmertmann.

Nel dimensionamento delle fondazioni è necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato.

Tali cedimenti dovranno essere ovviamente inferiori ad un valore critico che, se superato, potrebbe generare inconvenienti nella struttura.

E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione dal carico di esercizio determinato nelle ipotesi di fondazione indicate.

Nel calcolo dei cedimenti è stato ipotizzato un carico strutturale di esercizio Q_{SLE} inferiore rispetto al Q_{SLU} .

Con tale valore di carico di esercizio i cedimenti assumono valori accettabili per la struttura.

SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Ai sensi della Legge 64/74, del D.M. 19/6/1984 e dell'attuale D.M. 14/01/2008, in aree classificate sismiche deve essere valutata la possibilità che insorgano fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione in seguito alle vibrazioni prodotte dalle scosse telluriche.

I fenomeni di liquefazione possono verificarsi in particolari condizioni, come quelle indotte da un sisma di Magnitudo superiore a 6, in terreni a granulometria fine (sabbioso-limosi), allo stato sciolto o poco addensato, in falda oppure interessati dalla oscillazione della falda stessa.

Al paragrafo 7.11.3.4.2 del DM 14.01.2008 è ribadito che tali analisi possono essere omesse quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici di magnitudo inferiore a 5 ($M < 5$);
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a $0.1g$ ($a < 1 \text{ m/sec}^2$);
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, quest'ultimo inteso ad andamento sub-orizzontale e con strutture a fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $N_{160} > 30$;
5. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Nel nostro caso è verificata la n.5, quindi l'analisi della liquefazione può essere omessa.

Il terreno di fondazione dell'area in oggetto, si presenta infatti, come dimostrano le risultanze dell'indagine eseguita, costituito da litologie prevalentemente ghiaioso-sabbiose-ciottolose grossolane, costipate e sature a partire da oltre i 3 m dal p.c. La presenza della componente ghiaiosa e ciottolosa grossolana costipata, esclude quindi l'ipotesi che si possano verificare incipienti fenomeni di liquefazione dei terreni oggetto di indagine.

VERIFICA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA AI SENSI DELLA D.G.R. 2616/2011

LA CARTA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA allegata al PGT, redatta dal sottoscritto professionista ai sensi della L.R. 12/05 (vedi stralcio allegato), attribuisce all'area in esame una CLASSE 2a2d – “fattibilità con modeste limitazioni”: aree ad alta vulnerabilità delle acque sotterranee, aree con versante da debolmente a mediamente acclivi.

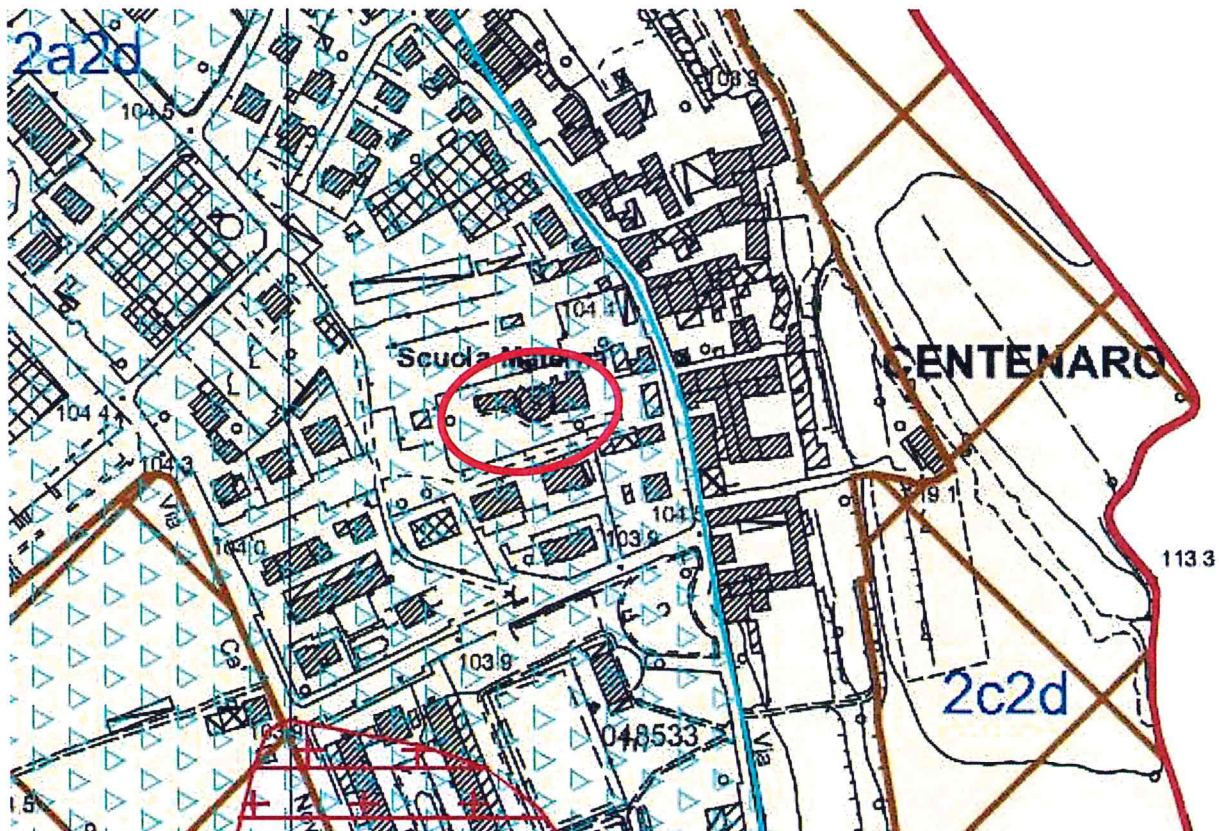


Fig. 2 estratto della carta di fattibilità geologica allegata al PGT

Considerati i risultati ottenuti nel corso della presente indagine redatti in prospettiva sismica, non vi sono particolari prescrizioni nell'attuazione delle future strutture di progetto.

Da un punto di vista del rischio idraulico ed idrogeologico locale non si rilevano particolari fattori limitativi o di rischio.

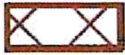
Ai sensi della D.G.R. 2616/2011, si ritiene pertanto fattibile da un punto di vista geologico, idrogeologico e sismico l'intervento prospettato.

CLASSE 2 - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI

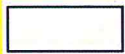
2a - Area ad alta vulnerabilità delle acque sotterranee (prima falda non sfruttata ad uso idropotabile)



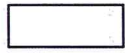
2b - Area allagata per difficoltà di smaltimento delle acque di pioggia



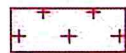
2c - Aree di elevato Interesse morfologico paesaggistico (peraltro in parte già rientranti in zone di vincolo ambientale ed idrogeologico);
- Ambito delle colline moreniche maggiormente articolate, a morfologia ondulata con rilievi subplaneggianti; alternanza di zone boscate, oliveti, vigneti e prati permanenti.
- Fascia perlacustre.



2d - Area con versanti da debolmente a mediamente inclinati (inclinazione compresa tra 5° e 20°).

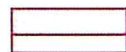
CLASSE 1 - FATTIBILITA' SENZA PARTICOLARI LIMITAZIONI

1 - Area prevalentemente planeggianti o a debole pendenza con caratteristiche geotecniche dei terreni da buone a mediori

**NORME GEOLOGICHE DI PIANO CORRELATE AL RISCHIO SISMICO
PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL)**

Scenari PSL Z1c e Z2: Aree con obbligo di approfondimento di 3° livello

Le aree cui corrispondono scenari PSL Z1c e Z2 richiedono in fase progettuale un approfondimento di 3° livello. In fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da eliminare eventuali terreni di fondazione non idonei o disomogenei o si prevedano interventi di stabilizzazione dei versanti. L'eventuale utilizzo di fondazioni profonde, intestate in corrispondenza delle unità litografiche a buone caratteristiche geotecniche, comporta l'annullamento dei potenziali fenomeni di amplificazione sismica dovuti sia ai cedimenti che alla potenziale liquefaccibilità dei terreni.



Scenari PSL Z4a: Aree a potenziale amplificazione morfologica e/o litologica con valori di F_a di sito $>$ di F_a di soglia: obbligo di approfondimento di 3° livello o di utilizzo dello spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore.

Per alcune delle aree che ricadono in scenari di PSL Z4a, per lo più laddove associati a scenari di PSL Z2, le analisi di 2° livello eseguite hanno permesso di verificare che i parametri sismici della normativa più recente (D.M. 14/01/08 e O.P.C.M. 3519 del 27/04/2006), relativi alla categoria di sottosuolo definita in base alle indagini sismiche in situ, risultano sufficientemente cautelativi rispetto ai fenomeni di amplificazione sismica litologica per edifici con periodo compreso tra 0,5 s e 1,5 s.

Al contrario per edifici con periodo compreso tra 0,1 s e 0,5 s risulta necessaria l'applicazione di una procedura di 3° livello o l'utilizzo dei parametri sismici previsti per la categoria di sottosuolo superiore.

NOTA: Il restante territorio comunale ricade in scenari PSL Z3a, Z3b, Z4a, Z4b, Z4c:

Aree a potenziale amplificazione morfologica e/o litologica con valori di F_a di sito $<$ di F_a di soglia. Per la maggior parte del territorio le analisi di 2° livello eseguite hanno permesso di verificare che l'utilizzo delle normative vigenti (D.M. 14/01/08 - OPCM 3519 del 27/04/2006) e dei relativi parametri sismici risultano sufficientemente cautelativi rispetto ai fenomeni di amplificazione sismica per edifici con periodo compreso tra 0,5 s e 1,5 sec e con periodo compreso tra 0,1 s e 0,5 s.



Ambito oggetto di attività di cava

Entro tale perimetro si rende necessario approfondire nel dettaglio il riconoscimento di eventuali scenari di pericolosità sismica, con applicazione di analisi di 2° livello ai sensi dell'Art. 5 della D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008.

Confine Comunale



Lago

Fig. 3 Legenda riferita all'estratto della carta di fattibilità geologica della pagina precedente.

CONCLUSIONI

L'indagine eseguita ha permesso di giungere ad una caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni di fondazione i cui risultati sono favorevoli ai fini della verifica di vulnerabilità sismica.

Dal punto di vista geologico risulta soddisfatta la verifica della vulnerabilità sismica, purché siano rispettate le prescrizioni riportate:

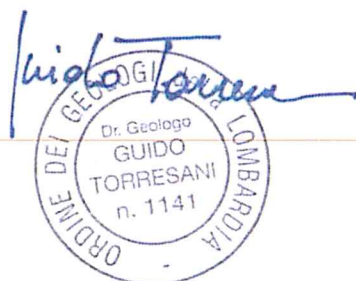
- superficie di riferimento (0 RIF.): **PIANO CAMPAGNA su cui sono state eseguite le indagini.**
- **Falda: Non è stata rilevata la falda acquifera entro le profondità indagate. Dalle conoscenze locali la falda superficiale presenta un livello statico ad una profondità di circa 3 m dal p.c.**
- Categoria sismica di suolo: **tipo "C"**
- Tipologie di fondazione esistenti verificate:
 - **FONDAZIONI CONTINUE con larghezza $L = 0,8$ m con piano di imposta $=0,6$ m da 0 RIF., sull'orizzonte "A" (sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti).**
 - **PLINTI aventi dimensioni di $1,5$ m x $1,5$ m con piano di imposta $=1,0$ m da 0 RIF., nell'orizzonte "A" (sabbie limose compatte con ghiaie, ciottoli e trovanti).**
- I valori di resistenza del terreno calcolati nei due diversi approcci sono indicati alle pag.22-23
- cedimenti: **accettabili i secondari**
- coefficiente di sottofondazione K Winkler: **$3,5 \text{ Kg/cm}^3$**

Spetta alla Direzione Lavori verificare che il piano di posa delle fondazioni sia solido e non costituito da materiale alterato.

Si rimane infine a disposizione per ulteriori ed eventuali chiarimenti, qualora in fase di esecuzione dei lavori si presentasse una situazione diversa da quella prospettata

Orzinuovi, 13/12/2017

Geol. Guido Torresani



INQUADRAMENTO COROGRAFICO SU BASE CTR



PLANIMETRIA DELL'AREA DI INTERVENTO CON UBICAZIONE DELLE TRINCEE ESPLORATIVE

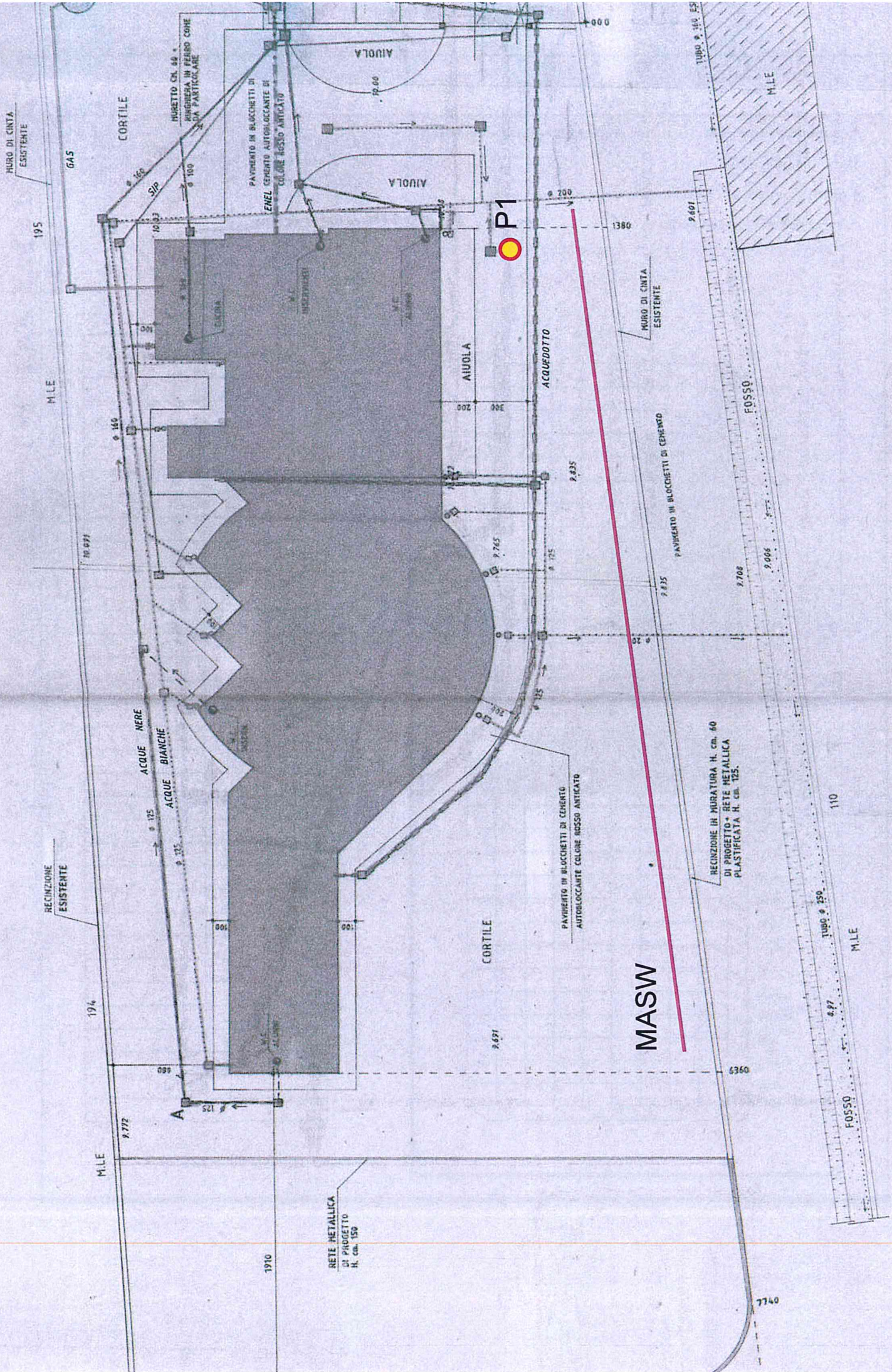


TABELLE E DIAGRAMMI DI INTERPRETAZIONE DEI DATI PENETROMETRICI (PROVA P1);

RISULTATI PROVA SISMICA MASW ;

MODULO 9

MODULO 10



Prova penetrometrica dinamica P1

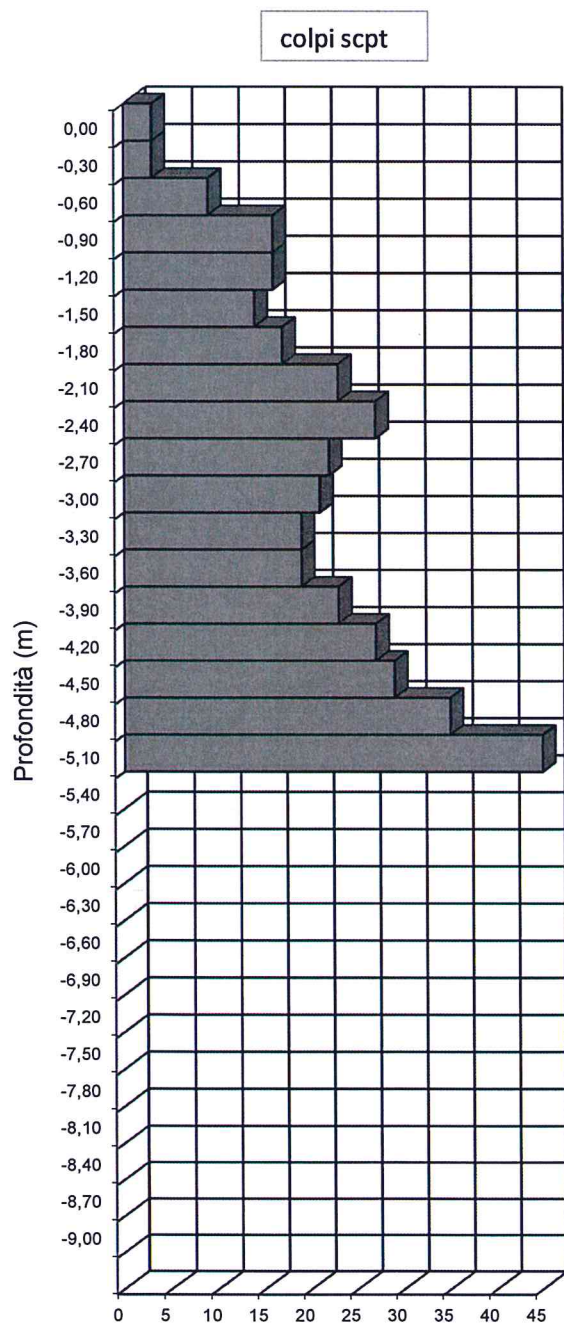
Lonato del Garda, Loc. Centenaro-Via centenaro-Scuola materna

Data: dicembre 2017

Comm: Comune di Lonato del Garda

Attrezzatura: Pagani 63/100

Studio di Geologia
Dott. Geol. Guido Torresani
Via G. Bruno, 44
25034 Orzinuovi
Tel/Fax: 030944193



Profondità (m)		Colpi Punta (Nscpt)
0,00	-0,30	3
-0,30	-0,60	3
-0,60	-0,90	9
-0,90	-1,20	16
-1,20	-1,50	16
-1,50	-1,80	14
-1,80	-2,10	17
-2,10	-2,40	23
-2,40	-2,70	27
-2,70	-3,00	22
-3,00	-3,30	21
-3,30	-3,60	19
-3,60	-3,90	19
-3,90	-4,20	23
-4,20	-4,50	27
-4,50	-4,80	29
-4,80	-5,10	35
-5,10	-5,40	50
-5,40	-5,70	
-5,70	-6,00	
-6,00	-6,30	
-6,30	-6,60	
-6,60	-6,90	
-6,90	-7,20	
-7,20	-7,50	
-7,50	-7,80	
-7,80	-8,10	
-8,10	-8,40	
-8,40	-8,70	
-8,70	-9,00	
-9,00	-9,30	



UBICAZIONE PROVA P1

Indagine geofisica tramite tecnica MASW

Easy MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P-Longitudinale:** onda profonda di compressione;
- **S-Trasversale:** onda profonda di taglio;
- **L-Love:** onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R-Rayleigh:** onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

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

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a

contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

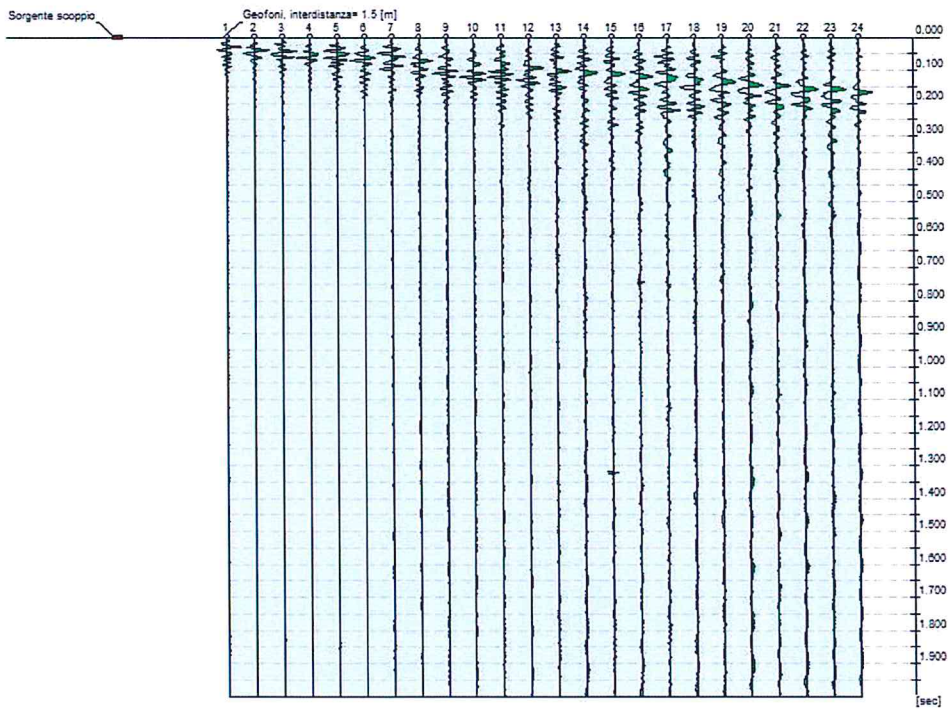
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Dati generali

Operatore	ECOSOIL s.r.l.
Data	07/12/2017 11:21

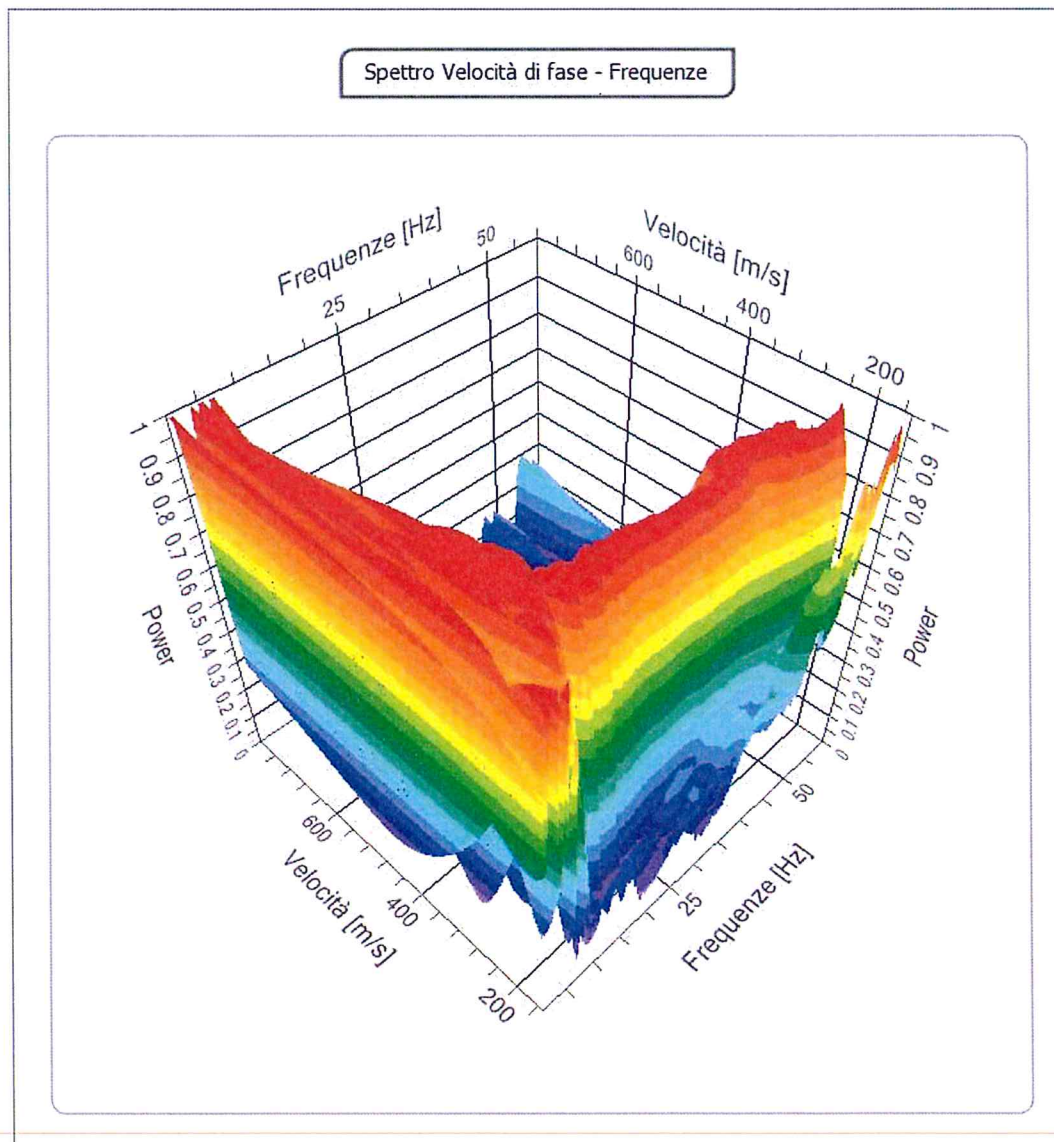
Tracce

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2000.0
Interdistanza geofoni [m]	1.5
Periodo di campionamento [msec]	2.00



Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	150
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1



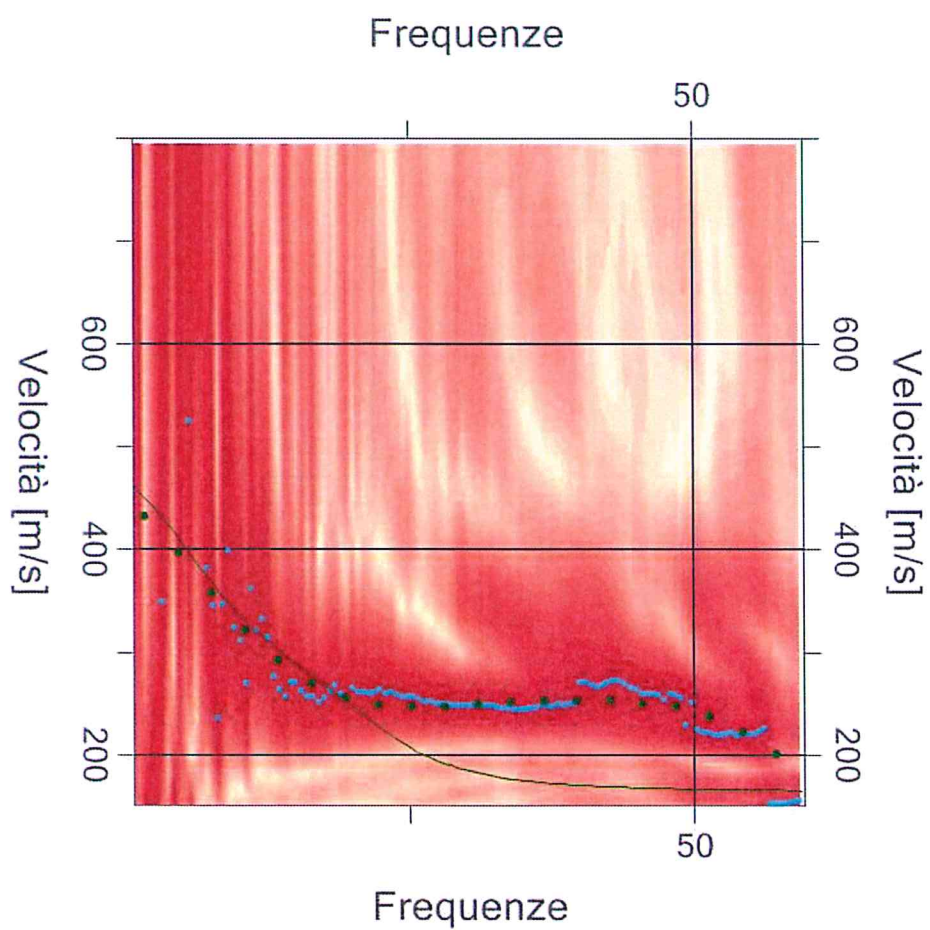
Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	3.00	3.00	1800.0	0.2	293.4	179.7
2	9.00	6.00	1800.0	0.2	616.5	377.5
3	16.00	7.00	1800.0	0.2	738.7	452.4
4	24.00	8.00	1800.0	0.2	738.7	452.4
5	32.37	8.37	1800.0	0.2	852.6	522.1
6	∞	∞	1800.0	0.2	852.6	522.1

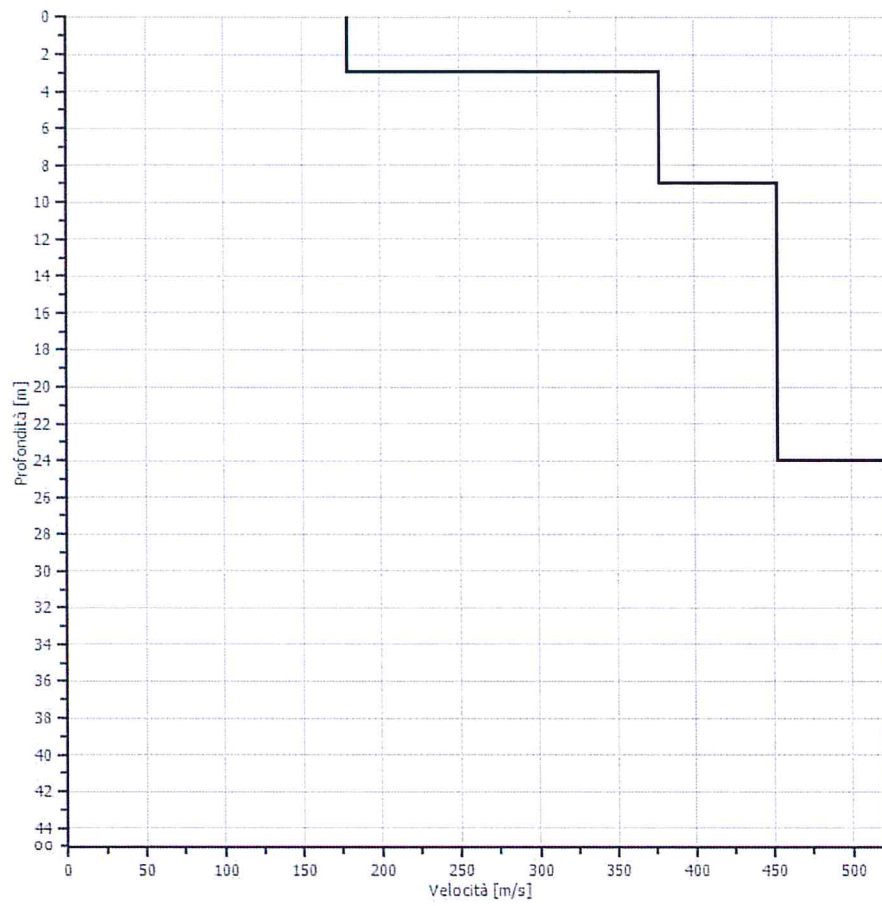
Percentuale di errore 3.795 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.221

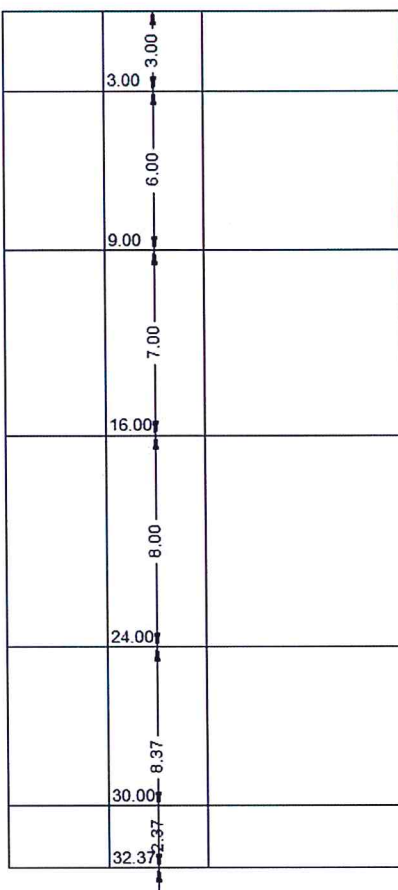
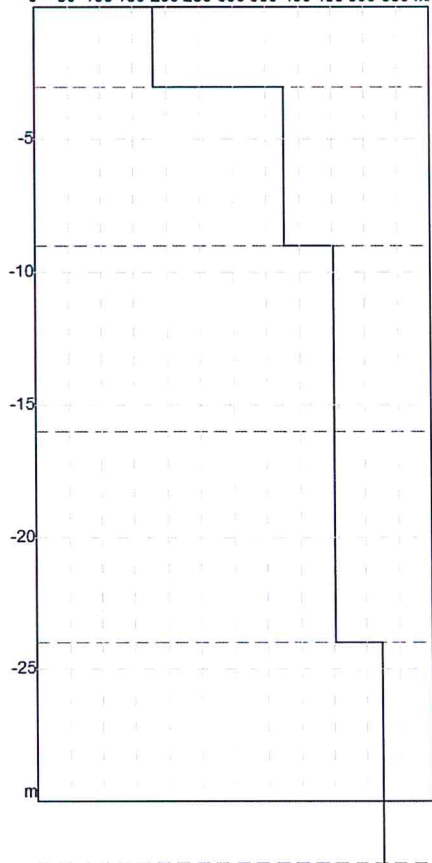
Inversione



Profilo di velocità



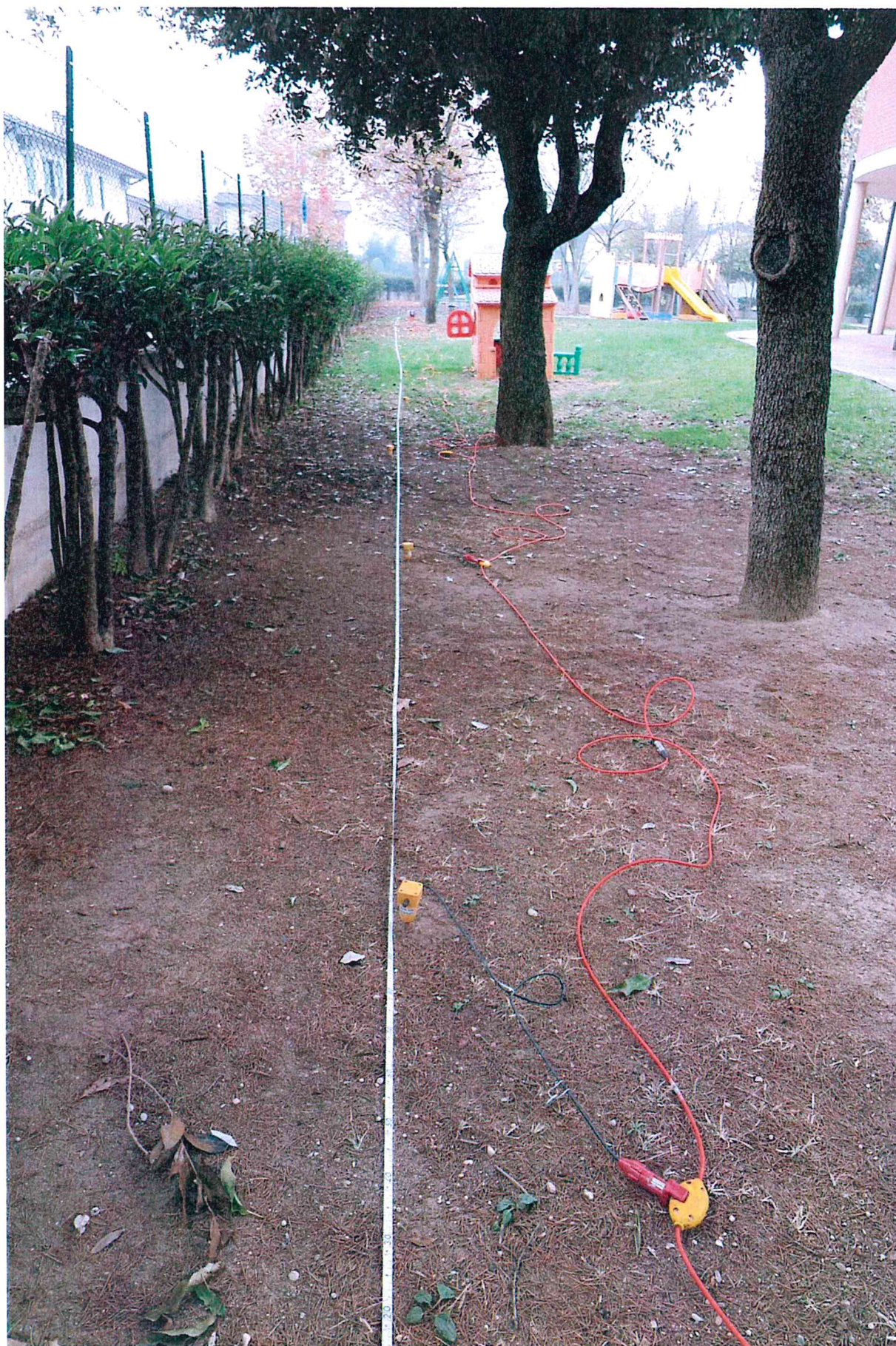
0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 m/s



Risultati

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	388.40
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).



INDAGINE SISMICA TECNICA MASW