

**GEOSTUDIO Geologi Associati**  
**di Merlini - Monelli - Mattioli**

42035 CASTELNOVO NE' MONTI (RE) Via Franceschini n.26

Tel. / Fax **0522 - 81 19 48**

E-mail: [gstdmmm@libero.it](mailto:gstdmmm@libero.it)

## **RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA**

Comune di Casina (RE)

Località : Palestra Comunale (Scuola Secondaria di Primo Grado)

**OGGETTO :** Qualificazione e miglioramento dell'impianto sportivo palestra comunale di Casina con inserimento nuova palestrina e nuovi spogliatoi da realizzarsi attraverso tecniche di sostenibilità ambientale ed energetico con principi di sicurezza e accessibilità ai diversamente abili

Committente : Amministrazione Comunale di Casina

novembre 2018

Comune di Casina (RE)

Località : Palestra Comunale (Scuola Secondaria di Primo Grado)

Committente : Amministrazione Comunale di Casina

Oggetto : Qualificazione e miglioramento dell'impianto sportivo palestra comunale di Casina con inserimento nuova palestrina e nuovi spogliatoi da realizzarsi attraverso tecniche di sostenibilità ambientale ed energetico con principi di sicurezza e accessibilità ai diversamente abili

## **STUDIO GEOLOGICO E SISMICO**

novembre 2018

Per la GEOSTUDIO  
Mattioli dr. Federico

-----

## **INDICE**

1. Riferimenti cartografici e bibliografici .....	pag. 1
2. Premessa .....	pag. 1
3. Geologia, geomorfologia ed idrogeologia dell'area .....	pag. 2
4. Indagine geognostica .....	pag. 4
4.1 Saggio esplorativo e prove penetrometriche .....	pag. 4
4.2 Prospezione sismica (MASW) .....	pag. 6
5. Elaborazione dei dati .....	pag. 6
5.1 Sismicità dell'area e risposta sismica locale .....	pag. 7
5.2 Parametri dei terreni e considerazioni sulla sicurezza del complesso fondazioni-terreno .....	pag. 9
5.3 Costante di Winkler .....	pag. 11
6. Note conclusive .....	pag. 12

## **TAVOLE**

Tavola 1a	Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) e Piano Territoriale di Coordinamento (P.T.C.P.)
Tavola 1b	Carta geologica e geomorfologica
Tavola 2	Estratto planimetria catastale ed ubicazione prove geognostiche
Tavola 3	Saggio esplorativo
Tavole 4 e 5	Grafici penetrometrici, stratigrafie presunte e relativo allegato

## **ALLEGATI**

- Indagine geofisica tramite tecnica MASW

## **1. RIFERIMENTI CARTOGRAFICI**

- Planimetria Catastale - scala 1:1.000  
Comune di Casina (RE)  
Foglio n. 39 Mappale n. 758
- Carta Tecnica Regionale C.T.R. - scala 1:5.000  
Elementi n. 218 062 - 218 073 Busanella - Casina
- Carta geologica d'Italia - scala 1:100.000  
Foglio n. 86 Modena
- Carta geologica della Regione Emilia-Romagna - Servizio geologico, sismico e dei suoli - cartografia interattiva - scala 1:10.000 – Sezioni n. 218 060 - 218 070 Leguigno - Casina
- Carta del dissesto del P.T.C.P. 2010 della Provincia di Reggio Emilia - parte integrante del Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) dell'Autorità di Bacino del Fiume Po - scala 1:10.000 – Sezioni n. 218 060 - 218 070 Leguigno - Casina
- Banca dati della Regione Emilia-Romagna – Servizio geologico, sismico e dei suoli
- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.) di Reggio Emilia, approvato con Delibera n.124 del 17 giugno 2010
- Piano Strutturale Comunale (P.S.C.) e Regolamento Urbanistico Edilizio (R.U.E.) del Comune di Casina (RE), approvati rispettivamente con Deliberazione del Consiglio Comunale n.33 del 28 marzo 2011 e n.36 del 28 agosto 2013

## **2. PREMESSA**

Su incarico del Tecnico Progettista Arch. Stefano Teneggi, è stata eseguita un'indagine geologica e sismica nell'area della Scuola Secondaria di Primo Grado di Casina (RE) – zona palestra – la cui precisa ubicazione è visibile nelle Tavole in allegato. Nell'area si prevede la qualificazione e miglioramento della palestra comunale di Casina con l'inserimento di una nuova palestrina e nuovi spogliatoi da realizzarsi attraverso tecniche di sostenibilità ambientale ed energetico (con principi di sicurezza e accessibilità ai diversamente abili). In particolare, il presente studio è volto alla realizzazione del nuovo corpo edilizio in ampliamento alla palestra esistente destinato a palestrina e spogliatoi; esso avrà struttura indipendente ed occuperà una superficie coperta di circa 320 m<sup>2</sup> con un'altezza massima in gronda di circa 8,5 m (piano seminterrato e piano primo).

Scopo dello studio è verificare l'idoneità geologica del sito ad ospitare l'opera in progetto e definire le caratteristiche stratigrafiche, litomeccaniche e sismiche dei terreni costituenti il sedime d'intervento, ai sensi del D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni), utili al corretto dimensionamento delle nuove opere fondali e alle verifiche strutturali previste.

A tal fine si sono raccolte informazioni geologico-idrologiche di carattere generale sull'area e si è proceduto ad un dettagliato rilievo delle condizioni geomorfologiche ed idrogeologiche della zona, verificando lo stato attuale dei terreni e dei manufatti esistenti. Si sono quindi raccolti i dati di campagne geognostiche eseguite in zona dal sottoscritto o da altri tecnici e si sono consultati gli elaborati del P.S.C. / R.U.E. del Comune di Casina, del P.T.C.P. 2010 della Provincia di Reggio Emilia e della banca dati della Regione Emilia-Romagna – Servizio geologico, sismico e dei suoli. Sulla scorta di tali informazioni, si è infine predisposta una campagna d'indagini consistente nell'esecuzione di un saggio esplorativo, due sondaggi penetrometrici ed una prospezione sismica con tecnica MASW nell'area in oggetto.

Il sito d'intervento non è perimetrato all'interno di zone a rischio idrogeologico nella Carta del Dissesto del PTCP 2010 della Provincia di Reggio Emilia, parte integrante del Piano per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del Fiume Po (P.A.I.). A tal proposito si veda l'estratto della Carta del Dissesto riportato in Tavola 1a. Esso ricade a margine di una zona classificata come "depositi di versante in s.l. (a3)". Ciò non comporta particolari prescrizioni in quanto sono assenti fenomeni morfogenetici superficiali (vedi art. 59 delle N.T.A. del P.T.C.P. 2010 della Provincia di Reggio Emilia).

### **3. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA**

L'area sede dell'intervento è posta nella parte Sud-occidentale dell'abitato di Casina, alla quota di circa 560 metri sul livello del mare.

Il panorama geologico locale è caratterizzato dalla monotona presenza della Formazione di Bismantova, qui rappresentata da due diverse facies: la *litozona arenacea* del *membro di Pantano* **ABl<sub>4a</sub>** e la *litozona arenaceo-pelitica* sempre del *membro di Pantano* **ABl<sub>4b</sub>**. Trattasi di sedimenti marini depositatisi su substrato in movimento, costituito dalle Unità Liguri in sovrascorrimento sulla Serie Toscana, mediante il meccanismo delle correnti di torbida. La sequenza così realizzatasi costituisce il settore meno disturbato tettonicamente e meno esposto a fenomeni di degrado idrogeologico in s.l. del medio appennino reggiano. Le due facies della formazione di Bismantova sono in continuità stratigrafica e sono caratterizzate da un'alternanza di strati arenitici medio-fini ed in minor misura pelitici, sempre cementati. L'intervento in progetto ricade sui terreni appartenenti alla *litozona arenacea* del *membro di Pantano* **ABl<sub>4b</sub>** (Formazione di Pantano – membro di Santa Maria PAT4 secondo la nuova carta geologica della Regione Emilia-Romagna), che in zona è costituita da areniti fini e/o peliti di colore grigio leggermente nocciola con aspetto massiccio, a stratificazione mal definita. Esse sono direttamente osservabili nella scarpata artificiale presente lungo Via Aldo Moro, a Sud del sito d'intervento. Nell'area d'intervento, la Formazione di Bismantova è ricoperta, oltre che da uno strato di riporto dovuto ai lavori di edificazione della palestra e di sistemazione dell'area sottostante (destinata attualmente a parcheggio), dalla coltre d'alterazione della formazione stessa ed, in parte (zona marginale a Sud), da terreni appartenenti alla coltre detritica eluvio-colluviale (**a<sub>4</sub>**): trattasi di depositi formati per alterazione in loco della sottostante formazione geologica inalterata (eluvium), eventualmente trasportati in un secondo tempo da fenomeni di ruscellamento superficiale (colluvium). La loro formazione risale

per la gran parte alle ultime ere glaciali, durante le quali le condizioni climatiche e la scarsa copertura vegetale ne favorivano la creazione.

Dal punto di vista geomorfologico, l'area in oggetto è posta lungo un versante esposto a Sud-Ovest, localmente conformato ad impluvio, che presenta pendenze medie dell'ordine di 5°-6°. In particolare, la palestra esistente e l'area d'intervento attuale ricadono nella zona sommitale dell'impluvio dove dipartono i depositi appartenenti alla coltre detritica eluvio-colluviali. Questi si estendono verso Sud lungo l'impluvio fino a raggiungere il sottostante rio Tassobbio. Tale tratto impluviale del versante e le aree circostanti non mostrano comunque alcun segno di degrado idrogeologico, ne' in atto che pregresso. Su questi terreni eluvio-colluviali sono stati inoltre costruiti nel tempo vari edifici (a Sud del sito d'intervento) che non mostrano alcun segno di dissesto dovuti a instabilità dei terreni. Tutto il versante nel suo insieme mostra andamento regolare, senza contro-pendenze e/o mammellature. La locale giacitura a reggipoggio della Formazione di Bismantova (riportata in Tavola 1b) congiuntamente alla presenza del substrato roccioso nei primi metri del sottosuolo sono ulteriori elementi rassicuranti ai fini della stabilità dell'area. Pertanto, si è ritenuto superfluo eseguire una verifica delle condizioni di stabilità del versante mediante modello matematico per la conclamata stabilità dell'area, anche dell'area impluviale in cui si estendono i terreni eluvio-colluviali. In particolare, la stabilità di quest'ultimi è stata certificata al momento della loro trasformazione ed edificazione, nonché verificata in situ nel corso di questi ultimi decenni (assenza di dissesti gravitativi nei fabbricati ivi presenti da parecchi anni). Questi elementi permettono inoltre di escludere evoluzioni in senso negativo dell'attuale quadro di stabilità locale. L'intervento in oggetto ricade nella parte sommitale dell'impluvio, a margine dei terreni detritici eluvio-colluviali, nella posizione comunque più stabile dell'impluvio stesso.

Nella Carta del Dissesto del P.T.C.P. 2010 della Provincia di Reggio Emilia (vedi Tavola 1a) – parte integrante del Piano per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del Fiume Po – il sito d'intervento non è perimetrato all'interno di zone a rischio idrogeologico. Esso è lambito nella parte meridionale da terreni classificati come "depositi di versante in s.l. (a3)", la cui norma di riferimento è l'art. 59 delle N.T.A. del P.T.C.P. 2010. Ciò non comporta automaticamente particolari prescrizioni. Infatti, nel caso di coltri detritiche come quella qui rilevata, le prescrizioni contenute nell'art. 59 delle N.T.A. si applica solo se sono presenti fenomeni morfogenetici superficiali, quali creep, soliflusso, ecc. (vedi comma 1 lettera a dell'art. 59 delle N.T.A.). Nel caso in esame, comunque, non occorre applicare le prescrizioni contenute nel citato art. 59 delle N.T.A. in quanto non sono presenti fenomeni di dissesto e degrado idrogeologico di sorta, come illustrato nei paragrafi precedenti.

In conclusione, l'area di studio non è soggetta instabilità, ne' a rischio dovuto a masse incombenti instabili e gode di requisiti adeguati da un punto di vista geologico e geomorfologico ad una sua edificazione. Allo stesso modo non sono ipotizzabili sviluppi dinamici di dissesto idrogeologico che possono coinvolgere in un prossimo futuro l'area d'intervento. L'opera in progetto si collocherà, se eseguita a regola d'arte e nel rispetto delle prescrizioni impartite nella presente relazione, nel contesto geologico locale senza turbarne sostanzialmente gli equilibri e le dinamiche geomorfologiche attuali.

## **4. INDAGINE GEOGNOSTICA**

Per raccogliere informazioni sulle caratteristiche dei terreni presenti nel sottosuolo dell'area in oggetto, si sono utilizzati dapprima i risultati di varie indagini geognostiche e geofisiche effettuate in zona dallo scrivente o da altri tecnici ed i dati del P.S.C. / R.U.E. del Comune di Casina, del P.T.C.P. 2010 della Provincia di Reggio Emilia e della banca dati della Regione Emilia-Romagna – Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli (sondaggi, penetrometrie, stratigrafie pozzi, MASW e Re.Mi., ecc.); sulla base delle informazioni così raccolte, nel mese di novembre 2018, si è predisposta una campagna d'indagine consistente nell'esecuzione di un saggio esplorativo con escavatore meccanico, due prove penetrometriche ed una prospezione geofisica tramite indagine sismica con tecnica MASW. Per le terebrazioni si è utilizzato un penetrometro medio-leggero tipo "Dynastar" ad assetto variabile statico-dinamico le cui caratteristiche salienti sono riportate in allegato ai grafici delle prove, mentre la prospezione sismica è stata eseguita con strumentazione JEA 24 bit a 12 canali (geofoni da 4,5 Hz) della Dolang di Genova.

L'indagine geognostica così effettuata ha permesso di valutare le caratteristiche stratigrafiche, litomeccaniche e sismiche dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area in oggetto ed appare più che adeguata ed approfondita in relazione all'intervento previsto e alle caratteristiche dei terreni incontrati (volume significativo).

L'ubicazione del saggio esplorativo, delle prove penetrometriche e della prospezione sismica (MASW) sono indicate alla Tavola 2. La stratigrafia dei terreni desunta dal saggio esplorativo è riportata alla Tavola 3, i risultati penetrometrici sono riportati alle Tavola 4 e 5, mentre i risultati sismici (MASW) sono riportati in allegato a fine relazione.

### **4.1 SAGGIO ESPLORATIVO E PROVE PENETROMETRICHE**

Il saggio esplorativo (S1) ha avuto la finalità di ottenere una visione diretta della stratigrafia del sottosuolo dell'area e, mediante la raccolta di campioni, una caratterizzazione geomeccanica e geotecnica di massima dei terreni. Infatti, sono state eseguite direttamente sui campioni prelevati, ove possibile (nei livelli coesivi), le determinazioni di prassi della *resistenza alla compressione semplice*  $q_u$  mediante penetrometro tascabile (pocket penetrometer), da cui si può ottenere la *coesione non drenata*  $c_u$  tramite la semplice relazione  $c_u = q_u / 2$ .

Le prove penetrometriche (P1 e P2) sono state effettuate in modalità dinamica data la presenza di trovanti rocciosi nel primo sottosuolo.

Le prove penetrometriche dinamiche (DP) consistono nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste. L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita (10 cm). Solitamente si utilizzano i risultati penetrometrici in termini di *resistenza dinamica unitaria alla penetrazione*  $r_d$ , utilizzando la relazione detta "degli olandesi". Essa è del tipo:

$$r_d = K \times N$$

dove N è il numero di colpi per 10 cm di infissione e K è una costante dipendente dalle caratteristiche dello strumento utilizzato e dalla profondità di prova. I valori di *resistenza dinamica*  $r_d$  (quelli ridotti per la perdita di energia da "svergolamento delle aste durante l'infissione") sono restituiti sotto forma di istogramma penetrometrico, in base alla profondità, alle Tavole 4 e 5; in tali tavole è anche riportato il diagramma del numero di colpi/profondità ed un'interpretazione stratigrafica dei terreni per ogni singola prova.



Per le elaborazioni dei risultati penetrometrici si è utilizzato il software *Dynamic Probing* della Geostru Software. In allegato ai grafici delle prove sono riportati i valori numerici del numero di colpi e relativa resistenza dinamica (normale e ridotta) per ogni singola lettura (10 cm).

Il parametro geotecnico più significativo che si ottiene dalle prove penetrometriche dinamiche ed in particolar modo dalla *resistenza dinamica*  $r_d$  è la resistenza alla rottura del terreno. E' possibile, inoltre, correlare i dati delle prove penetrometriche dinamiche con quelli delle prove SPT ( $N_{spt}$ ), utilizzati tradizionalmente per determinare una vasta gamma di parametri geotecnici dei terreni ed attualmente adottati anche dalla normativa sismica per classificare i terreni di fondazione; i valori di  $N_{spt}$  per ogni singola lettura (10 cm), ottenuti utilizzando la correlazione fornita dal software *Dynamic Probing* della Geostru, sono riportati in allegato ai grafici delle prove. Altri parametri geotecnici ottenibili direttamente dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche, in modo più o meno approssimato, sono:

- la *coesione non drenata*  $c_u$  (nei soli livelli di terreno coesivo); essa permette di ottenere, tramite la relazione di Terzaghi o equivalente, la resistenza alla rottura del terreno; inoltre permette una valutazione di massima della stabilità a breve termine degli sbancamenti e dei fronti di scavo;
- il *grado di preconsolidazione* **OCR** (nei soli livelli di terreno coesivo); esso restituisce una descrizione di massima della storia tensionale cui è stato sottoposto il terreno sondato;
- l'*angolo di attrito*  $\Phi$  (nei soli livelli di terreno incoerente); esso permette di ottenere, tramite la relazione di Terzaghi o equivalente, la resistenza alla rottura del terreno; inoltre permette di valutare la stabilità degli sbancamenti e dei fronti di scavo;
- la *densità relativa*  $D_r$  (nei soli livelli di terreno incoerente); essa indica lo stato di addensamento delle particelle che costituiscono il terreno;
- il *modulo edometrico*  $E_{ed}$ ; esso viene utilizzato per la stima dei cedimenti a cui sarà soggetto il sottosuolo a seguito della realizzazione dell'opera.

Le altre finalità delle prove penetrometriche, oltre alla caratterizzazione geotecnica e stratigrafica dei terreni, sono state quelle di definire lo spessore dei materiali superficiali alterati e la profondità del tetto del substrato roccioso se intercettato, nonché rilevare le eventuali forti disomogeneità litomeccaniche dei terreni costituenti il sottosuolo. Questo dati sono elementi fondamentali nell'analisi complessiva dell'interazione fondazione-terreno e del comportamento strutturale dei manufatti previsti.

I dati salienti emersi dall'indagine geognostica sono in sintesi:

- Il saggio esplorativo è stato effettuato ad una quota di circa +50 cm rispetto al piano del sottostante parcheggio, mentre le prove penetrometriche sono state effettuate ad una quota di circa +30 cm sempre rispetto al piano del sottostante parcheggio;
- Il saggio esplorativo è stato spinto fino alla profondità di circa 2,8 m dal piano campagna (profondità massima raggiunta dal mezzo utilizzato), mentre le due prove penetrometriche sono state interrotta alla profondità di circa 4,5 m (prova P1) e circa 2,6 m (prova P2) dal piano campagna attuale, per l'intercettazione di terreni estremamente consistenti (trovante roccioso nella prova P2, argilla estremamente compatta o roccia tenera nella prova P1), invalidabili dalla strumentazione adottata;
- i terreni rocciosi (areniti fini o peliti marnose appartenenti alla formazione di Bismantova) sembrano che siano stati intercettati dopo i primi 2,5-3,0 m circa di riporto e terreni detritici appartenenti alla coltre di alterazione in posto e/o ai depositi eluvio-colluviali; inizialmente, lungo la prova P1, la compagine rocciosa appare costituita dai litotipi più teneri (peliti) o terreni argillosi estremamente compatti (in questo caso ancora probabilmente appartenenti alla copertura fine) in quanto la prova è penetrata in essa per oltre un metro; la prova P2 è stata interrotta alla profondità di circa 2,5 m per l'intercettazione di un trovante roccioso di cui non si ha certezze che si tratti del tetto del substrato roccioso o di un blocco litoide isolato nei terreni di copertura; in ogni caso, da dati bibliografici di geologia locale e considerazioni geomorfologiche, lo spessore della formazione rocciosa di Bismantova, sicuramente presente al di sotto dei primi metri dei terreni di copertura, è in zona di parecchie decine di metri;
- il primo sottosuolo del sito d'intervento può essere comunque descritto con la semplice successione stratigrafica di tre distinti livelli. Questi, procedendo dal piano campagna in profondità e con le dovute semplificazioni, sono (p.c. = piano campagna attuale):

- riporto, presenta spessori di circa 1,4-1,5 m ed è costituito da materiale argilloso-limoso grigio-bruno con qualche incluso litoide derivante dai lavori di costruzione della palestra e dalla sistemazione dell'area cortiliva; è inadatto, per le intrinseche caratteristiche geotecniche, ad ospitare opere fondali d'alcun tipo;
  - coltre d'alterazione della Formazione di Bismantova e/o detrito eluvio-colluviale, presente al di sotto dello strato superficiale di riporto fino alla profondità di almeno 2,5-3,0 m circa dal p.c.; è costituito da terreni argilloso-limosi bruno-grigi coesivi e da poco a mediamente consistenti; presenta caratteristiche geomeccaniche mediocri con valori di *resistenza dinamica*  $r_d$  oscillanti intorno a 20 Kg/cm<sup>2</sup> (valori minimi sui 17 Kg/cm<sup>2</sup>) e valori di *resistenza alla compressione semplice*  $q_u$  pari a 1,5-3,0 Kg/cm<sup>2</sup> (valori minimi registrati in profondità);
  - ammasso roccioso (litozona arenaceo-pelitica della Formazione di Bismantova), presente al di sotto dei due livelli precedenti (dalla profondità minima indicativa di 2,5-3,0 m circa dal p.c.) per parecchie decine di metri; è costituito prevalentemente da areniti fini e/o peliti marnose grigie leggermente nocciola compatte con valori resistenze alla penetrazione elevati, superiori a 50 Kg/cm<sup>2</sup>, che tendono ad aumentare andando in profondità; i primi metri della compagine rocciosa può essere costituita dai litotipi più teneri (peliti) o essere alterata e/o fratturata;
- nei fori di prova non è stata rinvenuta la presenza della falda idrica o di venute d'acqua.

## **4.2 PROSPEZIONE SISMICA (MASW)**

È stato eseguito una prospezione sismica con tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves - Analisi Multicanale di Onde Sismiche di Superficie) nell'area d'intervento (Sism-1). Lo scopo del sondaggio sismico effettuato è stato quello di valutare gli effetti locali del sito, in particolar modo l'amplificazione stratigrafica, determinando la *velocità di propagazione delle onde di taglio*  $V_s$  e, nel caso, la *categoria di sottosuolo* (A, B, C, D, ...), così come prevede il Cap. 3.2.2 del D.M. 17/01/2018.

Le caratteristiche della strumentazione utilizzata, il settaggio impostato ed i risultati ottenuti, sono riportati nello specifico allegato in fondo alla presente relazione. Per le elaborazioni dei dati è stato utilizzato il programma Easy Masw della Geostru.

## **5. ELABORAZIONE DEI DATI**

Come si può notare dall'esame dei risultati dell'indagine effettuata (vedi Capitoli precedenti), i terreni dell'area sono costituiti da uno strato superficiale eterogeneo (riporto, coltre d'alterazione e/o depositi eluvio-colluviali) per uno spessore complessivo di alcuni metri (almeno 2,5-3,0 m circa), seguiti dal substrato roccioso di natura arenaceo-pelitico, appartenente al Formazione di Bismantova. Dal punto di vista geotecnico, si è riscontrata la presenza di terreni con caratteristiche geomeccaniche



variabili da mediocri ad ottime, che riflettono la natura dei terreni incontrati. L'altro elemento fondamentale emerso dall'indagine è l'assenza di falda idrica o di venute d'acqua nel primo sottosuolo. Di seguito verranno elaborati e commentati i dati raccolti dall'indagine geognostica in relazione alle opere in progetto nell'area (costruzione di nuova palestrina su due livelli in ampliamento alla palestra esistente) e alle problematiche sismiche, geologiche, geomeccaniche ed idrogeologiche emerse, come previsto nella nuova Normativa Tecnica per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

## **5.1 SISMICITÀ DELL'AREA E RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Il Comune di Casina (RE) è classificato nella **zona sismica 3** (vedi Ordinanza del P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e succ. mod. ed int.).

Secondo la *carta di microzonazione sismica* allegata al P.S.C. / R.U.E. del Comune di Casina – indagine integrativa del 2011 (vedi elaborato P12 - Tavola Sud), l'area d'intervento è campita per la quasi totalità con colore bianco (numero 9) e pertanto non è potenzialmente soggetta ad effetti locali (o al limite è soggetta ad amplificazioni per caratteristiche litologiche). Solo la parte meridionale del sedime d'intervento è lambita da una zona potenzialmente instabile e soggetta ad amplificazioni per caratteristiche litologiche (colore verde chiaro, numero 3a), assoggetta al secondo livello di approfondimento sismico (che richiede un'analisi semplificata con abachi) in base alla Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 02/05/2007, così come modificata dalla Delibera di Giunta Regionale della Regione Emilia-Romagna n.2193 del 21/12/2015. Per quanto riguarda la buona stabilità dell'area si rimanda al Capitolo 3.

In tale contesto e qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie (A, B, C, D ed E) definite nella Tabella 3.2.11 del D.M. 17/01/2018, come nel sito in oggetto caratterizzato dall'assenza di significativi livelli di terreno a scadenti caratteristiche geomeccaniche o liquefacibili<sup>1</sup>, la norma (Cap. 3.2.2 del D.M. 17/01/2018) prevede che per valutare l'effetto della risposta sismica locale, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si possa fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della *velocità di propagazione delle onde di taglio*  $V_s$ <sup>2</sup>.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della *velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio*  $V_{s,eq}$  (in m/s), come definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

<sup>1</sup> Vedi i risultati dell'indagine effettuata nel sito d'intervento e gli studi effettuati in zona dal sottoscritto o da altri tecnici, che denotano l'assenza di rischio liquefazione e la presenza, invece, di terreni con caratteristiche geomeccaniche generalmente buone, che migliorano mediamente con la profondità (vedi anche Capitolo 6 conclusivo).

<sup>2</sup> In caso contrario, l'effetto della risposta sismica locale si deve valutare mediante specifica analisi da eseguire con le modalità indicate nel Cap. 7.11.3 del D.M. 17/01/2018.

con:

$h_i$  *spessore dell'i-esimo strato;*

$V_{s,i}$  *velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;*

$N$  *numero di strati;*

$H$  *profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.*

Per depositi con *profondità  $H$  del substrato* superiore a 30 m, la *velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$*  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H = 30$  m nella precedente espressione (3.2.1) e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Dai risultati della prospezione sismica (MASW) effettuata nell'area d'intervento, il *substrato o bedrock sismico* (formazione con valori della *velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s > 800$  m/sec*) è posto a profondità maggiori di 30 m dal piano campagna o di posa delle fondazioni (da dati bibliografici si trova ad oltre 40 m dal p.c.), per cui la *velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$*  è definita dal parametro  $V_{s,30}$  (*velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità*). La *velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità  $V_{s,30}$*  è risultata pari a circa **293 m/s** (per i risultati dell'indagine sismica si veda l'allegato a fine relazione)<sup>3</sup>. La stratigrafia del sito è costituita da una copertura prevalentemente fine (suolo agrario, riporto, coltre d'alterazione / depositi eluvio-colluviali e/o primi metri dell'ammasso roccioso fortemente alterato) dello spessore di 5-6 metri circa con valori della *velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$*  dell'ordine di 100-200 m/sec, seguita da terreni rocciosi di natura arenaceo-pelitica con valori della *velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$*  leggermente superiori a 250 m/sec nei successivi 7-8 metri (ammasso roccioso fratturato e/o a componente tenera) e compresi tra 400 m/sec e 550 m/sec a profondità superiori (substrato roccioso compatto e duro). Visto che i terreni del sottosuolo sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e non sono suscettibili di liquefazione<sup>4</sup>, si può assegnare il sedime dell'area in oggetto alla categoria C di sottosuolo (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s).

In base alla morfologia (versante con pendenza media dell'ordine di 5°-6°), l'area in oggetto è classificabile nella categoria topografica T1 (*superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ). Pertanto, si potrà adottare un *coefficiente di amplificazione topografico  $S_t$*  pari a **1,00** (vedi Tabella 3.2.VI del D.M.17/01/2018).

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, le norme prevedono l'applicazione del catalogo parametrico CPTI04, database realizzato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, introducendo i valori di *dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g$*  in corrispondenza dei punti di un reticolo, i cui nodi non distano fra loro più di 4 km. Se il sito in esame non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, il valore del parametro  $a_g$  può essere ricavato come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

<sup>3</sup> Il valore di  $V_{s,30}$  è stato determinato, come prevede la norma (D.M. 17/01/2018), escludendo il primo metro circa di sottosuolo entro cui non devono essere alloggiati in nessun caso le fondazioni dell'intervento previsto. Nel calcolo del valore di  $V_{s,30}$  si è considerata l'elaborazione che restituisce valori medi, in modo da compensare eventuali sovrastime o sottostime dovute a possibili errori strumentali e di elaborazione (che generalmente possono ammontare a circa  $\pm 20\%$  del valore reale di  $V_{s,30}$ ).

<sup>4</sup> Vedi nota 1.

Inoltre, occorre definire la *vita nominale*  $V_N$ , la *classe d'uso* (quattro classi, I, II, III e IV, che determinano il *coefficiente d'uso*  $C_u$ ) ed il *periodo di riferimento*  $V_R$  (sempre maggiore od uguale a 35 anni) della struttura in progetto. Questi concorrono, insieme alla *probabilità di superamento*  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (associato a ciascuno degli stati limite previsti), a definire il *tempo di ritorno*  $T_R$  dell'azione sismica e perciò le forme spettrali dell'azione sismica di progetto. Quest'ultime sono poi definite in funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g$  (*pericolosità sismica*), del *valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale*  $F_0$  e del *periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale*  $T^*c$ .

## **5.2 PARAMETRI DEI TERRENI E CONSIDERAZIONI SULLA SICUREZZA DEL COMPLESSO FONDAZIONI-TERRENO**

I dati raccolti in situ e le considerazioni svolte nei Capitoli precedenti rendono idonea l'ipotesi di adottare, per la costruzione della nuova palestra in oggetto, fondazioni di tipo superficiale (nastriformi, a platea e/o a plinti). Le nuove fondazioni dovranno essere alloggiate al di sotto del riporto superficiale e dei primi terreni alterati a caratteristiche geomeccaniche mediocri, all'interno dei terreni più consistenti di natura prevalentemente argilloso-limosi rilevati, nella parte di valle del fabbricato previsto (fronte Sud), a partire dalla profondità indicativa di 1,5-2,0 m rispetto alla quota del parcheggio esistente sottostante. In tal modo, si evitano anche i fenomeni di ritiro e dilatazione dei terreni superficiali legati dell'escursione termica stagionale<sup>5</sup>. In ogni modo, si dovrà evitare di alloggiare parte delle fondazioni sui terreni di copertura fine (rilevati fino alla profondità di 2-3 m nella zona Sud di valle) e parte sui terreni rocciosi (che eventualmente s'intercetteranno nella zona Nord di monte dove sono previsti gli sbancamenti maggiori), per scongiurare assestamenti o cedimenti differenziali. La precisa profondità di posa delle nuove fondazioni andrà comunque valutata in fase esecutiva; a tal proposito è consigliabile la presenza, nelle fasi di scavo, dello scrivente o di altro tecnico abilitato anche al fine di acquisire ulteriori elementi di conoscenza e per avere conferma delle ipotesi fatte.

Dai risultati dell'indagine geognostica effettuata, nonché dall'esperienza professionale maturata in anni di attività, come parametri geotecnici di riferimento, in *condizioni non drenate*, dei terreni prevalentemente argilloso-limosi mediamente consistenti rilevati nell'area d'intervento (lungo il fronte Sud del fabbricato previsto) dalla profondità indicativa di 1,5-2,0 m rispetto alla quota del parcheggio esistente sottostante, si suggeriscono in prima approssimazione i seguenti valori cautelativi<sup>6</sup>:

- *coesione non drenata*  $c_u \cong 0,55 \text{ Kg/cm}^2$  (*angolo d'attrito*  $\Phi = 0^\circ$ )
- *peso di volume del terreno*  $\gamma \cong 1,9 \text{ ton/m}^3$
- *modulo edometrico*  $E_d \cong 50 \text{ Kg/cm}^2$
- *modulo elastico*  $E \cong 40 \text{ Kg/cm}^2$

Non sono state effettuate prove specifiche per determinare i parametri geotecnici dei terreni di fondazione in *condizioni drenate* (prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno); quando si è in presenza di terreni coesivi normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati, come quelli qui rilevati, esse portano generalmente a parametri meno

<sup>5</sup> I fenomeni di ritiro e dilatazione dei terreni a componente argillosa, legati all'escursione termica stagionale ed alla conseguente variazione di umidità nei terreni stessi, possono causare cavillature nei manufatti e nelle strutture sovrastanti.

<sup>6</sup> Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista, (vedi Capitolo 6.2.2 del D.M. 17/01/2018), quello che elaborerà la specifica relazione geotecnica.

cautelativi di quelli in *condizioni non drenate*. A titolo puramente indicativo, da dati bibliografici e prove di laboratorio effettuate su campioni di terreno prelevati in zona, come parametri drenati dei terreni limoso-argillosi di fondazione si può far riferimento cautelativamente ad un *angolo d'attrito*  $\Phi$  di 20°-23° ed una *coesione*  $c$  di 0,05-0,10 Kg/cm<sup>2</sup> (tenendo presente che al valore massimo di angolo d'attrito va associato il valore minimo di coesione e viceversa).

I dati disaggregati ottenuti dall'indagine geognostica, utilizzabili per ricavare i relativi parametri nominali dei terreni ed elaborare i parametri geotecnici caratteristici<sup>7</sup> e di progetto, sono comunque riportati nei grafici penetrometrici (e relativo allegato)<sup>8</sup>.

Con l'entrata in vigore il 23 marzo 2018 del D.M. 17/01/2018 (che sostituisce il D.M. 14/01/2008), la sicurezza del complesso fondazioni-terreno di tipo geotecnico (GEO), deve essere valutata tramite gli Stati Limiti Ultimi (SLU) e gli Stati Limiti di Esercizio (SLE). Con l'azione sismica, per fabbricati come quello in esame, le verifiche agli Stati Limiti Ultimi (SLU) vanno eseguite anche rispetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), mentre le verifiche agli Stati Limiti di Esercizio (SLE) vanno eseguite rispetto allo Stato Limite di Danno (SLD).

Per fondazioni superficiali, come quelle qui adottabili, le verifiche agli Stati Limiti Ultimi (SLU) di tipo geotecnico (GEO) devono essere effettuate utilizzando gli approcci e le combinazioni dei coefficienti parziali previste dalla norma attuale (D.M. 17/01/2018), almeno nei confronti del *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno*, del *collasso per scorrimento del piano di posa* e della *stabilità globale* (nel solo caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali). Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (o del terreno)

Non avendo avuto specifico incarico per elaborare e redigere la relazione geotecnica dell'intervento in oggetto, non sono state approntate le relative verifiche previste dalla norma. A titolo indicativo, si è determinato il carico limite dei terreni di fondazione o *capacità portante ultima del terreno*  $q_d$  (senza coefficiente di sicurezza) in situazione statica, senza adottare i coefficienti parziali riguardanti le azioni (A), i parametri geotecnici (M) e le resistenze (R). Dai risultati ottenuti dall'indagine effettuata e dall'esperienza professionale, la *capacità portante ultima*  $q_d$  dei terreni prevalentemente argilloso-limosi mediamente consistenti rilevati nell'area d'intervento (lungo il fronte Sud di valle del fabbricato previsto) dalla profondità indicativa di 1,5-2,0 m rispetto alla quota del parcheggio esistente sottostante (profondità minima in cui alloggiare le nuove fondazioni), può essere considerata dell'ordine dei **3,0 Kg/cm<sup>2</sup>** ( $\cong$  300 kPa).

---

<sup>7</sup> Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato (vedi Capitolo 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 e nota 6).

<sup>8</sup> Nell'allegato ai grafici delle prove dinamiche, a titolo indicativo, sono stati elaborati i valori di  $N_{spt}$  per ogni singola lettura (10 cm) tramite correlazione fornita dal software *Dynamic Probing* della Geostru Software (la correlazione utilizzata e i relativi riferimenti bibliografici sono indicati nell'allegato stesso). Tale correlazione restituisce comunque valori di  $N_{spt}$  estremamente cautelativi.

Per gli Stati Limite di Esercizio (SLE)<sup>9</sup> deve essere rispettata la condizione (vedi Cap. 6.2.4.3 D.M. 17/01/2018):

$$E_d \leq C_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni

$C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione)

Per la presenza del substrato roccioso (considerato generalmente incompressibili o quasi) poco al di sotto del piano di posa delle nuove fondazioni da realizzare, i valori dei cedimenti assoluti, dei cedimenti differenziali e della distorsione angolare massima cui potrebbe andare incontro la struttura (Stati Limite di Esercizio) saranno probabilmente di limitata entità<sup>10</sup>; la loro determinazione è comunque prettamente di competenza dell'elaborazione geotecnica anche perché necessitano di dati strutturali per essere calcolati (tipologia e dimensioni delle fondazioni, azioni e/o carichi, ecc.). Essi, eventualmente sommati a quelli sismici<sup>11</sup>, dovranno in ogni caso essere compatibili con gli spostamenti e le prestazioni attese per l'opera.

In base alle caratteristiche strutturali del fabbricato in progetto, il tecnico progettista incaricato di elaborare e redigere la relativa relazione geotecnica potrà affinare il modello stratigrafico-geomeccanico del sottosuolo proposto, elaborando i dati raccolti nella presente indagine e quelli di eventuali indagini integrative, al fine di determinare i valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici dei terreni di sua competenza e che riterrà più idonei da adottare per le verifiche previste dal D.M. 17/01/2018 sulla sicurezza del complesso fondazioni-terreno di tipo geotecnico (GEO).

### 5.3 COSTANTE DI WINKLER

Il modulo di reazione del terreno o *costante di Winkler*  $K$  può essere valutato in prima approssimazione, con la seguente espressione (Bowles, 1991):

$$\text{Costante di Winkler } K = 0,4 \times q_d \quad (\text{in Kg/cm}^3)$$

dove:

$$q_d = \text{Capacità portante ultima del terreno (in Kg/cm}^2\text{)}$$

Pertanto, considerando un valore di *capacità portante ultima*  $q_d$  dei terreni di fondazione pari a circa 3,0 Kg/cm<sup>2</sup> (vedi Capitolo precedente), si avrà:

$$\text{Costante di Winkler } K = 0,4 \times 3,0 \cong 1,2 \text{ Kg/cm}^3$$

---

<sup>9</sup> Per le opere e i sistemi geotecnici, gli Stati Limite di Esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera (dovuti a cedimenti dei terreni di fondazione).

<sup>10</sup> Cedimenti assoluti probabilmente dell'ordine del centimetro.

<sup>11</sup> La valutazione dei cedimenti sismici viene usualmente fatta per terreni incoerenti sabbiosi (saturi e non) e tutt'al più per terreni coerenti soffici e/o plastici sotto carichi dinamici particolarmente intensi. Occorre inoltre tenere in considerazione anche la mancanza di metodologie affidabili per la corretta valutazione dei cedimenti sismici e, comunque, la scarsa attendibilità dei risultati che si ottengono, per la mancanza di dati sperimentali di riscontro. In alternativa, la verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD) può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 7.11.II (verifica Stato Limite di Danno; vedi Cap. 7.11.5.3.1 del D.M. 17/01/2018).



## **6. NOTE CONCLUSIVE**

Dalle considerazioni svolte nei Capitoli precedenti, si conclude che l'area è idonea dal punto di vista geologico, geomorfologico ed idrogeologico ad ospitare l'intervento previsto (costruzione di nuova palestrina in ampliamento alla palestra esistente).

Sulla base dell'indagine svolta (dati bibliografici, rilievo geomorfologico, prove penetrometriche, prospezione sismica, ecc.) nella presente relazione viene descritto il modello geologico-stratigrafico e quello sismico dell'area d'intervento. Si sono poi definite le caratteristiche geomeccaniche dei terreni costituenti il primo sottosuolo (volume significativo) e vengono indicati i valori di riferimento dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione<sup>12</sup> ed una stima indicativa della loro capacità portante. Per quanto riguarda le elaborazioni e le verifiche effettuate, nonché le prescrizioni e le considerazioni del caso, si rimanda ai Capitoli precedenti.

Pur non essendo state rilevate la falda idrica o venute d'acqua, si prescrive comunque di prevedere adeguate opere drenanti che allontanino dal corpo delle fondazioni e dal manufatto previsto eventuali infiltrazioni idriche o locali venute d'acqua. Le acque così raccolte e quelle meteoriche raccolte nei pluviali e nelle aree cortilive o di parcheggio dovranno essere canalizzate e recapitate nella pubblica fognatura, in fossi, rii o canali e non essere disperse casualmente al suolo per non pregiudicare l'attuale assetto geostatico del sito. Inoltre, essendo previsto un piano seminterrato nella nuova palestrina in progetto, si consiglia di impermeabilizzare i fronti contro terra.

Per l'assenza di una vera e propria falda idrica nel primo sottosuolo e la presenza di litotipi prevalentemente argilloso-limosi in superficie (coltre superficiale) e rocciosi in profondità (areniti fini e/o peliti), nonché dalle considerazioni svolte al Capitolo 5.1, si può escludere il rischio di liquefazione dei terreni di fondazione (vedi anche Capitolo 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018 e Delibera di Giunta Regionale della Regione Emilia-Romagna n.2193 del 21/12/2015). Questo fatto insieme alle condizioni stratigrafiche e alle proprietà dei terreni, ha permesso di poter utilizzare l'approccio semplificato previsto dal Cap. 3.2.2 del D.M. 17/01/2018 al fine di valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Dato che è previsto un piano seminterrato nella nuova palestrina a ridosso della palestra esistente, occorre particolare attenzione nell'effettuare gli sbancamenti necessari (di oltre tre metri di altezza) per non compromettere l'integrità della struttura esistente. Le fondazioni della palestra esistente dovrebbero infatti essere superficiali (plinti posti a un metro circa dal piano campagna in base alla pratica 1086/71 a suo tempo depositata per le opere in c.a.) per cui occorrerà adottare le necessarie tecniche per impedire lo scalzamento dei terreni al di sotto delle fondazioni stesse durante l'esecuzione dei lavori ed il conseguente collasso della struttura esistente.

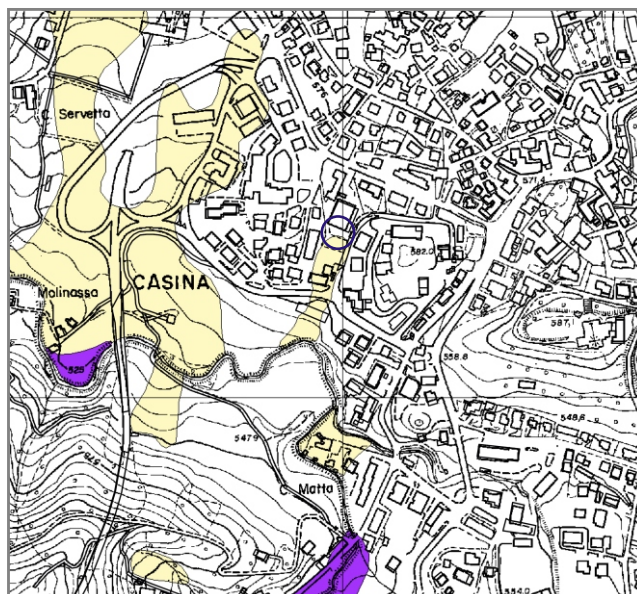
La presente relazione è stata elaborata in ottemperanza alle disposizioni contenute nella Legge n.64 del 02/02/1974 e succ. mod. ed int., in conformità al D.M. LL.PP. 11/03/1988, alla Circ. LL.PP. 24/09/1988 n.30483, alla Circ. LL.PP. 09/01/1996 n.218/24/3, alla L.R. 20/2000 e succ. mod. ed int., alla D.G.R. n.2193 del 21/12/2015 ed al D.M. 17/01/2018 (che ha sostituito il D.M. 14/01/2008).

---

<sup>12</sup> Vedi nota 6 e 7.



**Estratto Carta del Dissesto (P.T.C.P. 2010)**  
**Sezioni n. 218 060 - 218 070**  
**LEGUIGNO - CASINA**



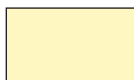
**Scala 1:10.000**



**Area d'intervento**



**Depositi alluvionali terrazzati (b2)**



**Depositi di versante in s.l. (a3)**

**PIANO PER L'ASSETTO  
IDROGEOLOGICO (P.A.I.) E  
PIANO TERRITORIALE DI  
COORDINAMENTO (P.T.C.P.)**

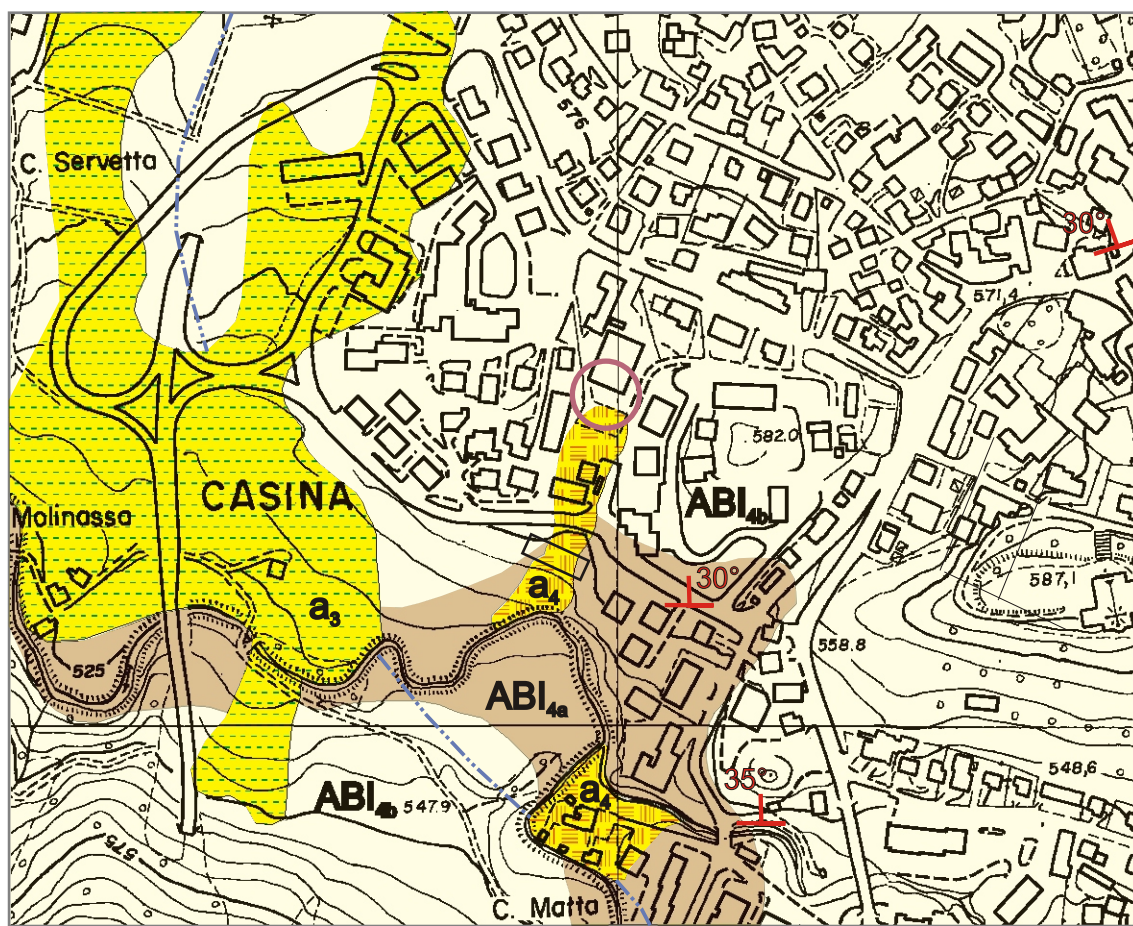
data: novembre 2018

comm: Comune di Casina

dis:

**TAVOLA  
1a**

Estratto C.T.R.  
Elementi 218 062 - 218 073 Busanella - Casina



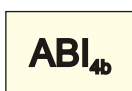
Scala 1:5.000



Area d'intervento



**ABI<sub>4a</sub>**  
FORMAZIONE DI BISMANOVA (Membro di Pantano - Litozona arenacea)  
Formazione di Pantano - Membro di Santa Maria **PAT4** secondo l'ultima versione della carta geologica della Regione Emilia-Romagna



**ABI<sub>4b</sub>**  
FORMAZIONE DI BISMANOVA (Membro di Pantano - Litozona arenaceo-pelitica)  
Formazione di Pantano **PAT** secondo l'ultima versione della carta geologica della Regione Emilia-Romagna



**a<sub>3</sub>**  
Depositi di versante s.l.



**a<sub>4</sub>**  
Depositi eluvio-colluviali



12°  
Giacitura degli strati (substrato)



Orlo di terrazzo morfologico

**CARTA GEOLOGICA  
E GEOMORFOLOGICA**

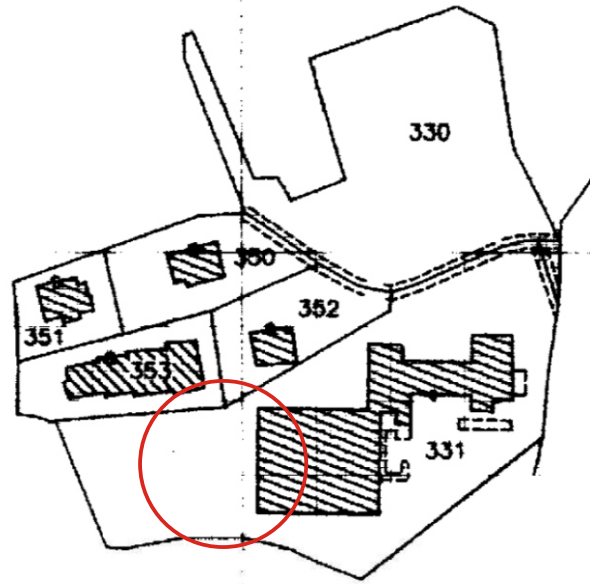
data: novembre 2018

comm: Comune di Casina

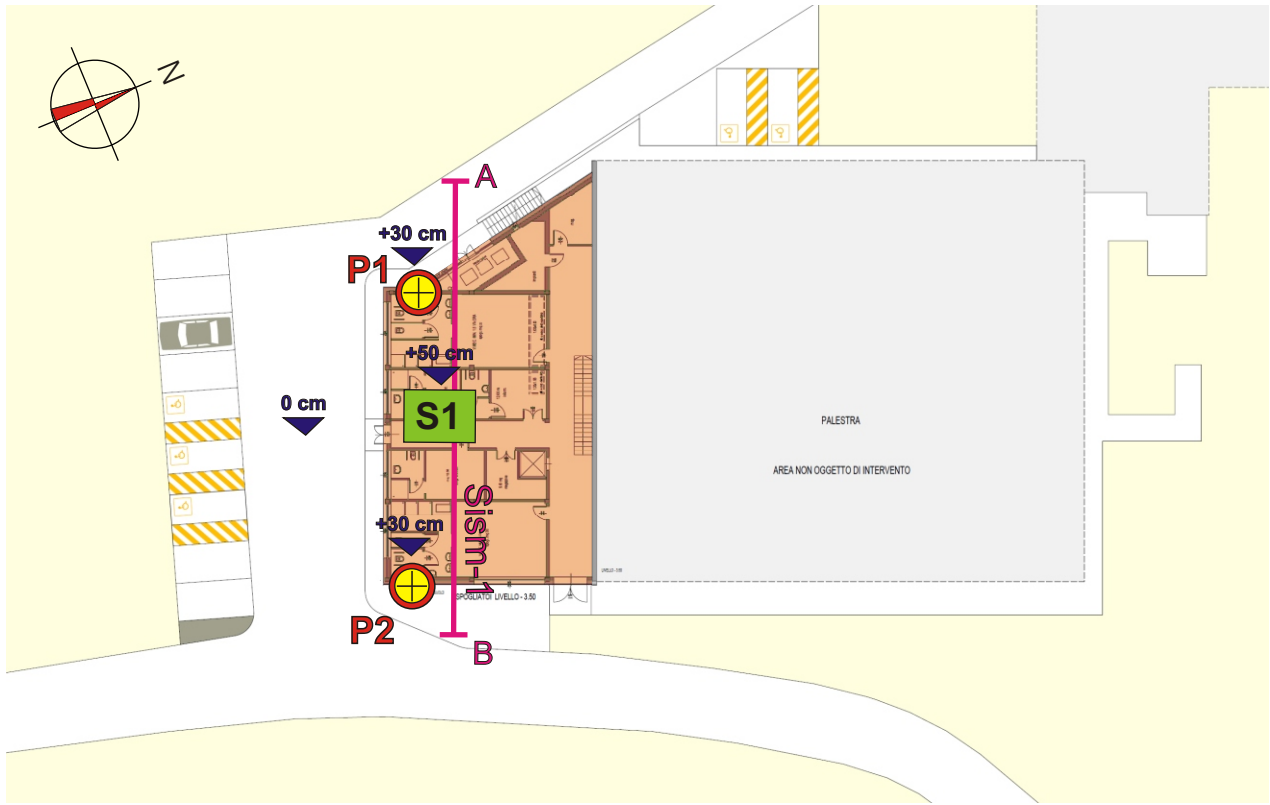
dis:

**TAVOLA  
1b**

Comune di Casina (RE)  
Planimetria Catastale  
scala 1:2.000  
Foglio n.39  
Mappale n.331



PLANIMETRIA DI PROGETTO  
scala 1:500



Intervento in oggetto



+30 cm Quote relative (punti prove)



S1 Saggio esplorativo



P1 Prove penetrometriche dinamiche



A Sism-1 B Prospezione sismica (MASW)

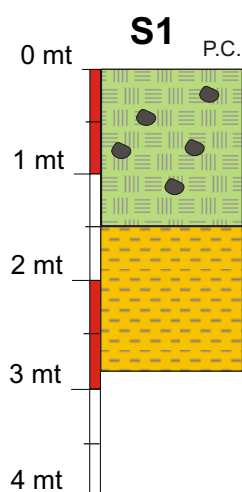
**ESTRATTO PLANIMETRIA  
CATASTALE ED UBICAZIONE  
PROVE GEOGNOSTICHE**

data: novembre 2018

comm: Comune di Casina

dis:

**TAVOLA  
2**



P.C. = piano campagna



Riporto: argilla limosa grigio-bruna con inclusi litoidi ( $qu = 1,5-2,0 \text{ Kg/cm}^2$ )



Argilla limosa bruno-grigia mediamente compatta ( $qu = 1,5-3,0 \text{ Kg/cm}^2$ ) e asciutta. Valori minimi di  $qu$  in profondità

$qu$  = resistenza alla compressione semplice misurata con il pocket penetrometer

**STRATIGRAFIA  
SAGGIO ESPLORATIVO**

data: novembre 2018

comm: Comune di Casina

dis:

**TAVOLA  
3**



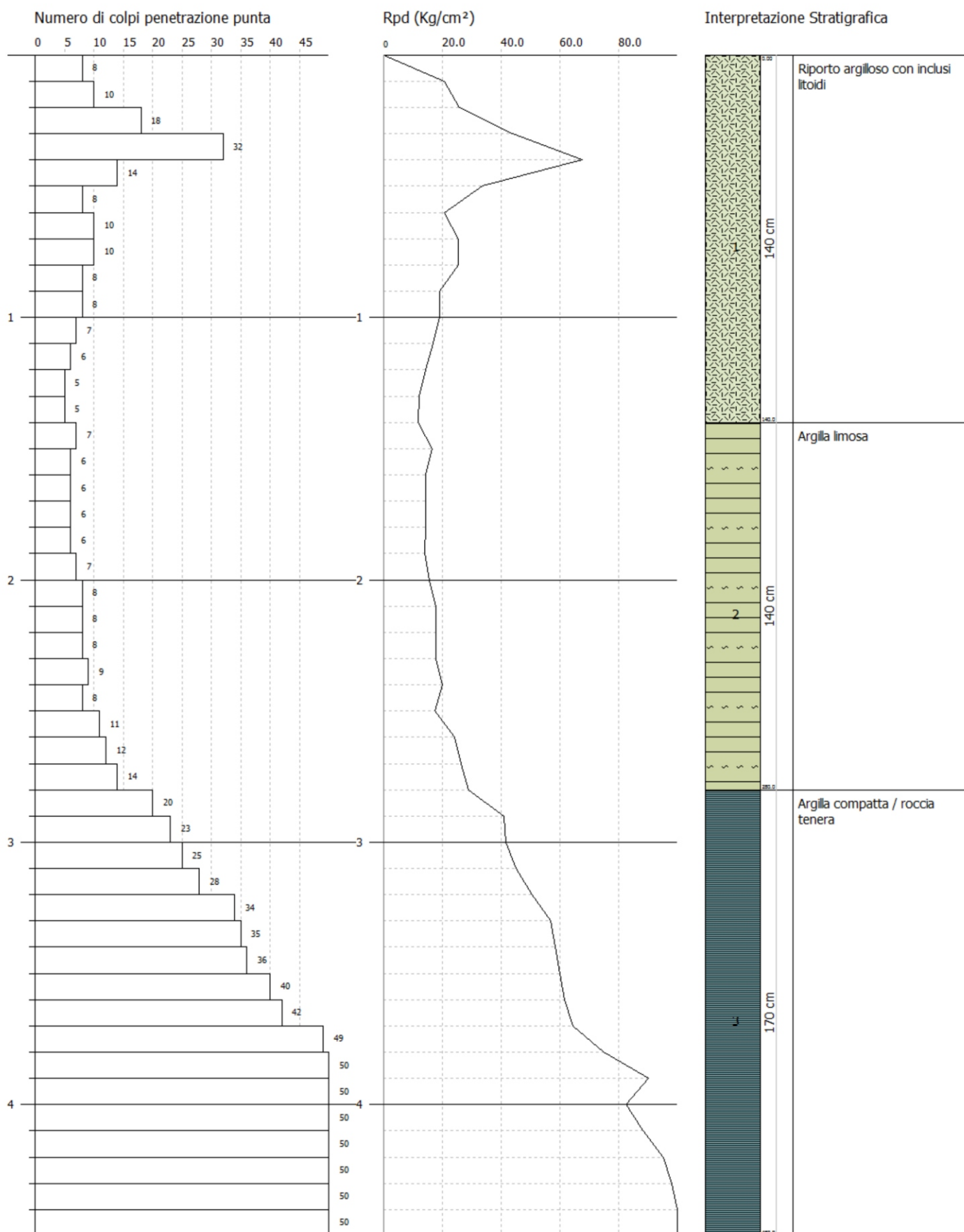
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1**  
**Strumento utilizzato... DINASTAR (60°) punta perdere**

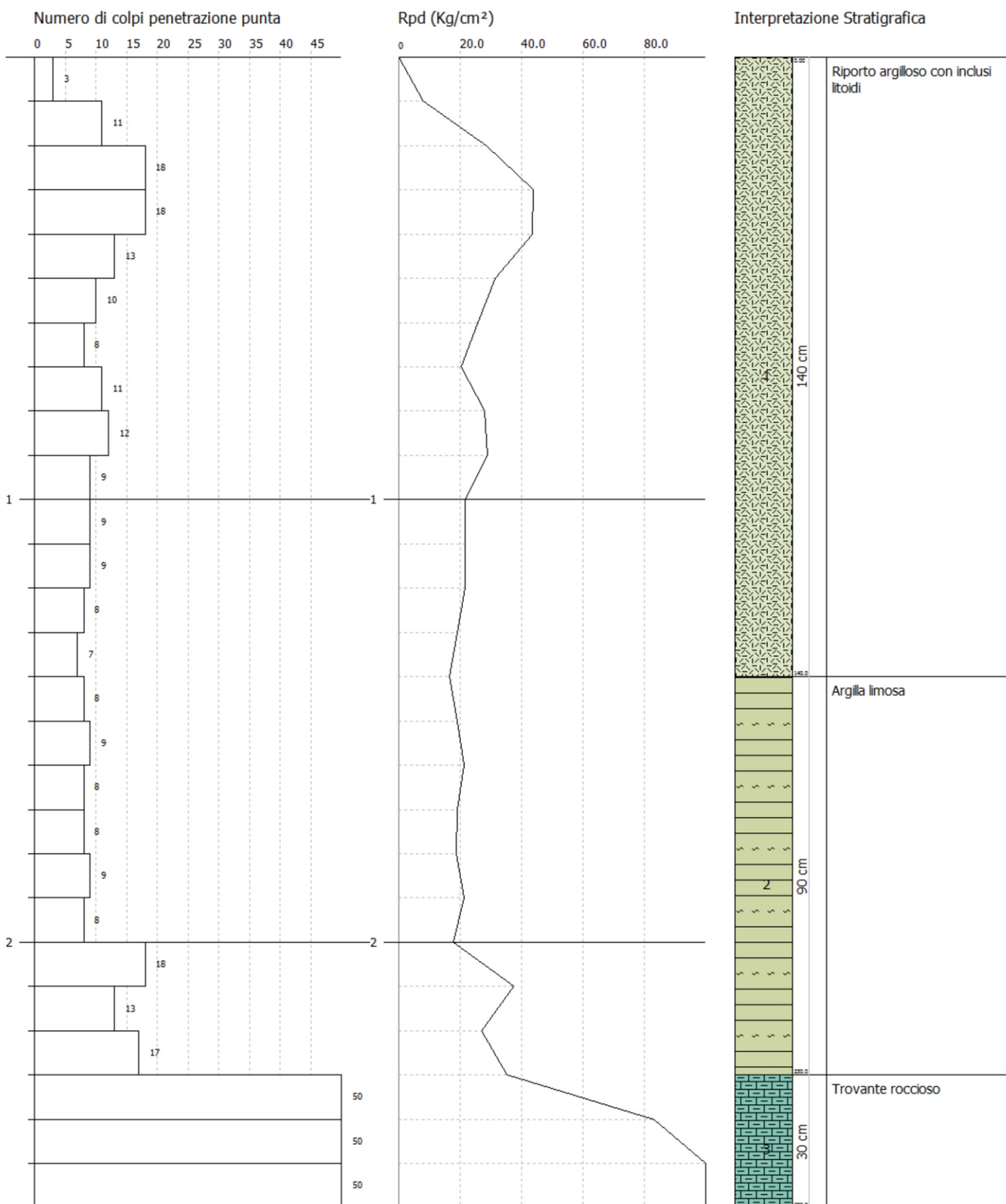
Prova effettuata alla quota di circa +30 cm rispetto al parcheggio  
 Attrito lungo le aste a partire da circa -3.5 m dal p.c.

Committente: Amministrazione Comunale di Casina  
 Cantiere: Palestra Comunale (Scuola Secondaria di Primo Grado)  
 Località: CASINA (RE)

Data: 14/11/2018

Scale 1:21







## PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committente: **Amministrazione Comunale di Casina**  
 Cantiere: Palestra Comunale (Scuola Secondaria di Primo Grado)  
 Località: CASINA (RE)

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DINASTAR punta a perdere (60°)

Rif. Norme	DIN 4094	Peso aste a metro	3.6 Kg/m
Peso Massa battente	30 Kg	Profondità giunzione prima asta	0.90 m
Altezza di caduta libera	0.20 m	Avanzamento punta	0.10 m
Peso sistema di battuta	26 Kg	Numero colpi per punta	N(10)
Diametro punta conica	35.68 mm	Coeff. Correlazione	0.72-0.74
Area di base punta	10 cm <sup>2</sup>	Rivestimento/fanghi	No
Lunghezza delle aste	1 m	Angolo di apertura punta	60°

**OPERATORE**  
**dr. Federico Mattioli**

**RESPONSABILE**  
**dr. Federico Mattioli**

### Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (δ/N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

### Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981. Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato: DINASTAR punta a perdere (60°)  
 Profondità prova: 4,5 m  
 Prova effettuata alla quota di circa +30 cm rispetto al parcheggio  
 Attrito lungo le aste a partire da circa -3,5 m dal p.c.

Prova eseguita in data 14/11/2018  
 Falda non rilevata

**TERRENI COESIVI**

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. Dinamica (Kg/cm²)	Nspt	Classificaz. A.G.I. (1977)	Litologia
0.10	8	0.857	20.70	24.16	6	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.20	10	0.855	25.81	30.20	7	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.30	18	0.803	43.64	54.36	13	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.40	32	0.701	67.73	96.64	24	molto consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.50	14	0.799	33.78	42.28	10	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.60	8	0.847	20.46	24.16	6	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.70	10	0.845	25.52	30.20	7	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.80	10	0.843	25.47	30.20	7	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.90	8	0.842	20.33	24.16	6	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.00	8	0.840	19.13	22.78	6	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.10	7	0.838	16.71	19.94	5	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.20	6	0.836	14.29	17.09	4	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.30	5	0.835	11.88	14.24	4	poco consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.40	5	0.833	11.86	14.24	4	poco consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.50	7	0.831	16.57	19.94	5	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.60	6	0.830	14.18	17.09	4	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.70	6	0.828	14.15	17.09	4	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.80	6	0.826	14.12	17.09	4	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.90	6	0.825	14.09	17.09	4	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.00	7	0.823	15.53	18.86	5	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.10	8	0.822	17.71	21.56	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.20	8	0.820	17.68	21.56	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.30	8	0.819	17.65	21.56	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.40	9	0.817	19.82	24.25	7	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.50	8	0.816	17.58	21.56	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.60	11	0.814	24.13	29.64	8	consistente	[2] - Argilla limosa
2.70	12	0.813	26.28	32.34	9	consistente	[2] - Argilla limosa
2.80	14	0.761	28.72	37.72	10	consistente	[2] - Argilla limosa
2.90	20	0.760	40.96	53.89	15	consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.00	23	0.709	41.67	58.81	17	molto consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.10	25	0.707	45.21	63.92	18	molto consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.20	28	0.706	50.54	71.59	20	molto consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.30	34	0.655	56.91	86.93	25	molto consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.40	35	0.653	58.47	89.49	25	molto consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.50	36	0.652	60.03	92.05	26	molto consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.60	40	0.601	61.45	102.27	29	molto consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.70	42	0.600	64.39	107.39	30	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.80	49	0.598	74.97	125.28	35	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
3.90	59	0.597	90.09	150.85	43	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
4.00	57	0.596	82.64	138.65	41	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
4.10	61	0.595	88.26	148.38	44	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
4.20	66	0.594	95.31	160.54	48	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
4.30	68	0.593	98.01	165.41	49	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
4.40	77	0.591	110.77	187.30	56	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera
4.50	90	0.590	129.23	218.92	65	estrem. consistente	[3] - Argilla compatta / roccia tenera

**SUDDIVISIONE IN STRATI (elaborazione con valori medi)**

Prof. Strato (m)	NPDM (Media)	Rd (Kg/cm²) (Media)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt (Media)	Descrizione
1.4	11	32.35	Coesivo	0	1.90	2.01	0.13	0.74	8	Riporto argilloso con inclusi litoidi
2.8	8	22.67	Coesivo	0	1.81	1.89	0.39	0.73	6	Argilla limosa
4.5	48	118.92	Inc. - Coe.	0	2.17	2.30	0.71	0.72	34	Argilla compatta / roccia tenera

NPDM = Nr. Colpi

Rd = Resistenza dinamica

Nspt = Nr. Colpi prova SPT (Standard Penetration Test)

**PROVA ... Nr.2**

Strumento utilizzato: DINASTAR punta a perdere (60°)  
 Profondità prova: 2,6 m  
 Prova effettuata alla quota di circa +30 cm rispetto al parcheggio

Prova eseguita in data 14/11/2018  
 Falda non rilevata

**TERRENI COESIVI**

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. Dinamica (Kg/cm²)	Nspt	Classificaz. A.G.I. (1977)	Litologia
0.10	3	0.857	7.76	9.06	2	poco consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.20	11	0.855	28.39	33.22	8	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.30	18	0.803	43.64	54.36	13	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.40	18	0.801	43.53	54.36	13	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.50	13	0.799	31.37	39.26	10	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.60	10	0.847	25.58	30.20	7	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.70	8	0.845	20.42	24.16	6	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.80	11	0.843	28.02	33.22	8	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
0.90	12	0.842	30.50	36.24	9	consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.00	9	0.840	21.53	25.63	7	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.10	9	0.838	21.48	25.63	7	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.20	9	0.836	21.44	25.63	7	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.30	8	0.835	19.02	22.78	6	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.40	7	0.833	16.60	19.94	5	moderat. consistente	[1] - Riporto argilloso con inclusi litoidi
1.50	8	0.831	18.94	22.78	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.60	9	0.830	21.26	25.63	7	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.70	8	0.828	18.86	22.78	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.80	8	0.826	18.83	22.78	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
1.90	9	0.825	21.14	25.63	7	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.00	8	0.823	17.75	21.56	6	moderat. consistente	[2] - Argilla limosa
2.10	18	0.772	37.43	48.50	13	consistente	[2] - Argilla limosa
2.20	13	0.770	26.98	35.03	9	consistente	[2] - Argilla limosa
2.30	17	0.769	35.21	45.81	12	consistente	[2] - Argilla limosa
2.40	50	0.617	83.15	134.73	36	estrem. consistente	[3] - Trovante roccioso
2.50	80	0.616	132.72	215.57	58	estrem. consistente	[3] - Trovante roccioso
2.60	120	0.614	198.62	323.35	87	estrem. consistente	[3] - Trovante roccioso

**SUDDIVISIONE IN STRATI (elaborazione con valori medi)**

Prof. Strato (m)	NPDM (Media)	Rd (Kg/cm²) (Media)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt (Media)	Descrizione
1.4	10	30.98	Coesivo	0	1.89	1.99	0.13	0.74	8	Riporto argilloso con inclusi litoidi
2.3	11	30.06	Coesivo	0	1.90	2.01	0.35	0.73	8	Argilla limosa
2.6	83	224.55	Inc. - Coe.	0	2.25	2.50	0.47	0.73	> 60	Trovante roccioso

NPDM = Nr. Colpi

Rd = Resistenza dinamica

Nspt = Nr. Colpi prova SPT (Standard Penetration Test)

## **Indagine geofisica tramite tecnica MASW**

**GEOSTUDIO Geologi Associati  
di Merlini - Monelli - Mattioli**

C.F.: 01670340353  
P.IVA: 01670340353

Via C. Franceschini, 26  
42035 Castelnovo ne' Monti (RE)  
Tel: 0522 811948  
Fax: 0522 811948  
e-mail: gstdmmm@libero.it

**Data prova: 14 novembre 2018 ore 15.30**

**Committente: Amministrazione Comunale di Casina**

**Cantiere: Palestra Comunale (Scuola Secondaria di Primo Grado)**

**Località: Comune di Casina (RE)**

**Il Tecnico: Geol. Federico Mattioli**

# Indice

Masw .....	2
Strumentazione adottata .....	3
Tracce .....	3
Analisi spettrale .....	4
Curva di dispersione .....	5
Inversione .....	6
Profilo di velocità .....	7
Risultati .....	7
Sismostratigrafia e funzione di trasferimento .....	8

# 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.



### Strumentazione adottata

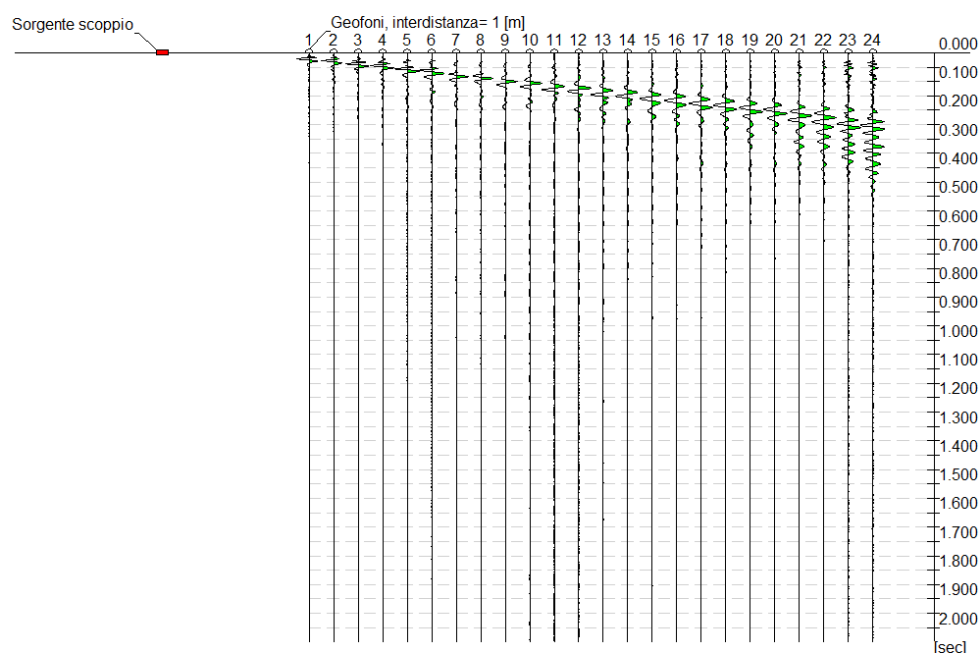
L'indagine è stata effettuata tramite sismografo 12 canali della Dolang di Genova (JEA 24 bit), gestito da computer, avente le seguenti caratteristiche:

- 12 canali a registrazione separata. Registrazione separata dei canali anche su computer
- Trattamento segnale a 24 bit
- Valore dell'intervallo tra un campione ed il successivo (sample rate) da 30 a 32000 microsecondi
- Frequenza di campionamento (inverso del sample rate) da circa 30 Hz a 32000 Hz
- Numero campionamenti per canale da 256 a 4096
- Durata del campionamento (numero campionamenti x sample rate) da 0,064 a circa 130 secondi

Sono state effettuati due stendimenti interposti con 12 geofoni da 4,5 Hz ciascuno. Per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il programma Esay Masw della Geostru.

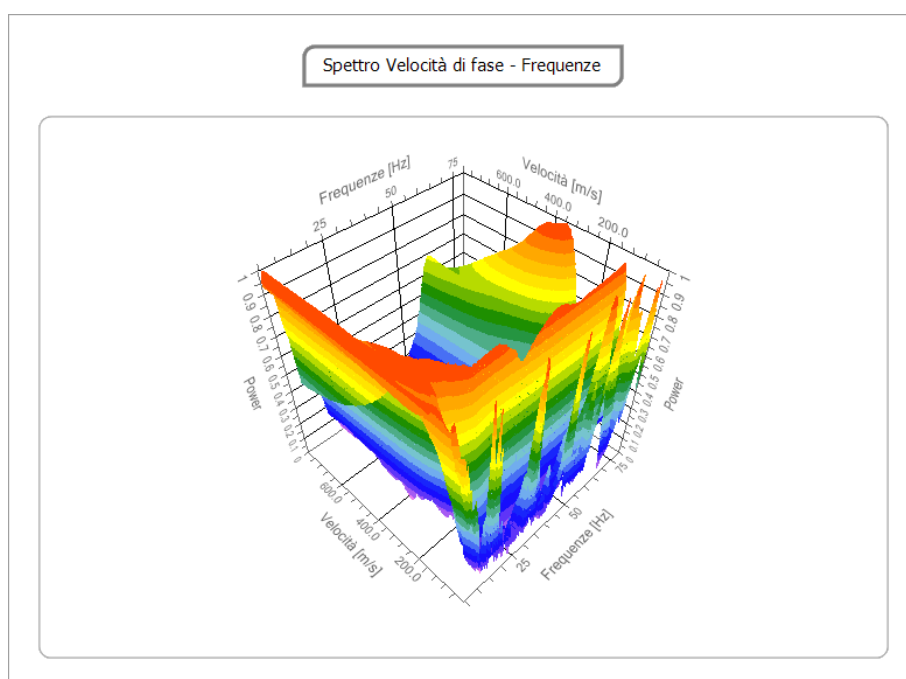
### Tracce

<b>N. tracce</b>	24
<b>Durata acquisizione [msec]</b>	2048.0
<b>Interdistanza geofoni [m]</b>	1.0
<b>Periodo di campionamento [msec]</b>	1.00



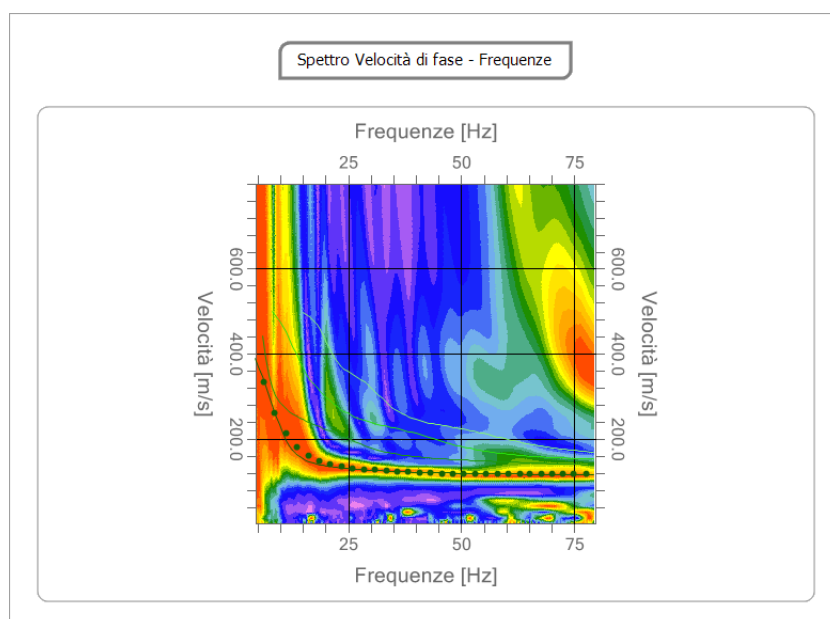
## Analisi spettrale

<b>Frequenza minima di elaborazione [Hz]</b>	4.5
<b>Frequenza massima di elaborazione [Hz]</b>	80
<b>Velocità minima di elaborazione [m/sec]</b>	1
<b>Velocità massima di elaborazione [m/sec]</b>	800
<b>Intervallo velocità [m/sec]</b>	1



## Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	6.3	334.6	0
2	8.8	261.6	0
3	11.2	212.4	0
4	13.7	180.3	0
5	16.1	160.0	0
6	18.6	147.4	0
7	21.1	139.8	0
8	23.5	135.0	0
9	26.0	131.9	0
10	28.4	129.5	0
11	30.9	127.4	0
12	33.4	125.5	0
13	35.8	123.8	0
14	38.3	122.2	0
15	40.8	120.9	0
16	43.2	119.7	0
17	45.7	118.9	0
18	48.1	118.2	0
19	50.6	117.6	0
20	53.1	117.2	0
21	55.5	117.0	0
22	58.0	117.1	0
23	60.4	118.0	0
24	63.1	117.5	0
25	65.1	117.5	0
26	67.7	117.5	0
27	70.0	117.5	0
28	72.5	117.5	0
29	74.8	117.5	0
30	77.6	117.5	0



### Inversione

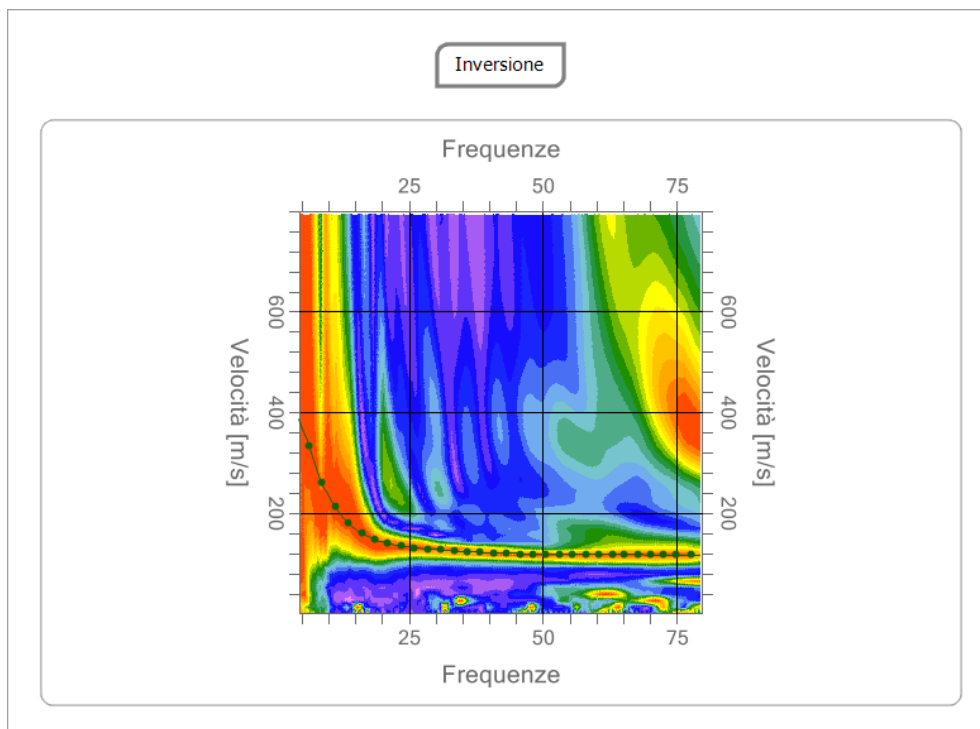
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.69	1.69	1850.0	0.45	No	406.2	122.5
2		3.41	1.72	1950.0	0.40	No	473.3	142.7
3		5.88	2.48	2100.0	0.40	No	424.0	173.1
4		13.53	7.64	2150.0	0.40	No	544.0	261.3
5		26.97	13.44	2200.0	0.35	No	844.6	405.7
6		oo	oo	2250.0	0.35	No	1052.9	505.8

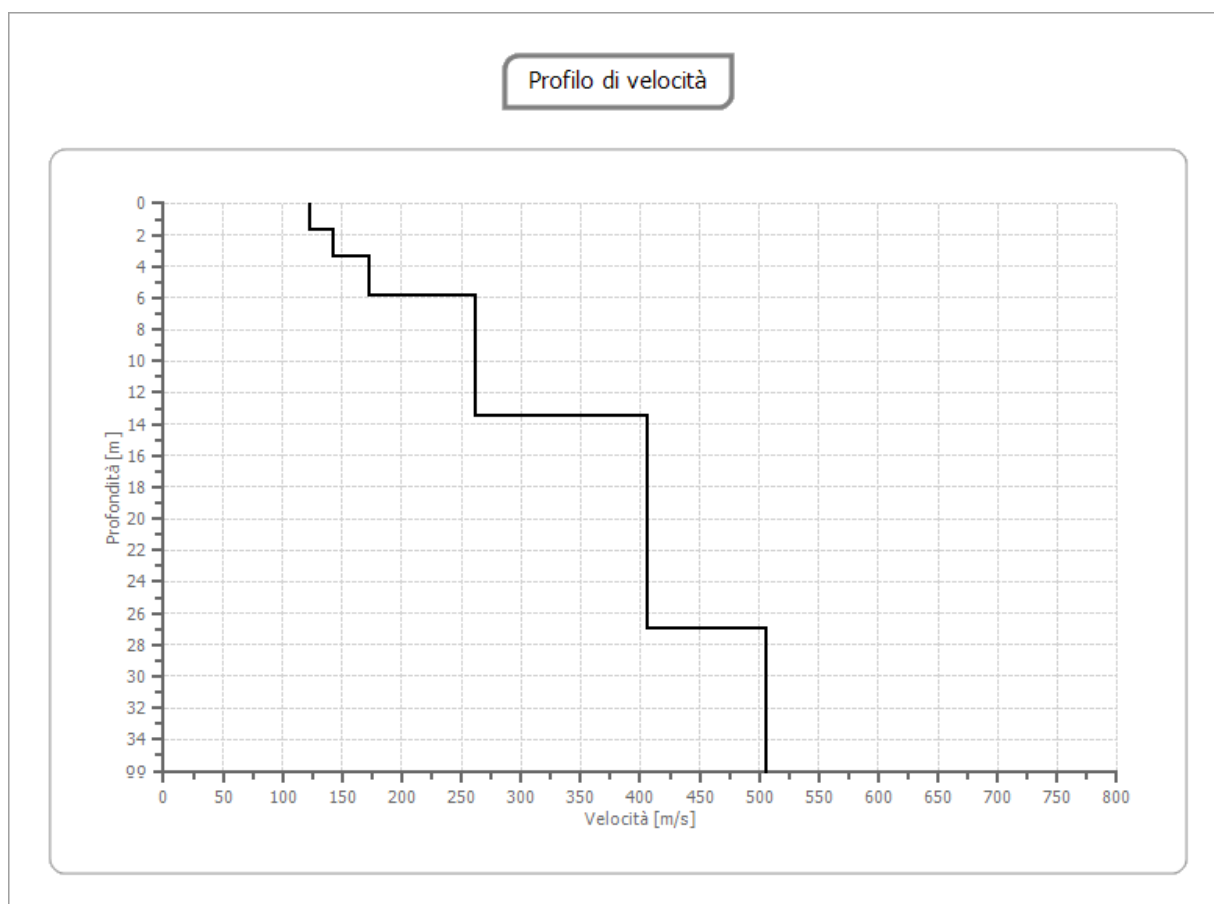
Percentuale di errore

0.002 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.005



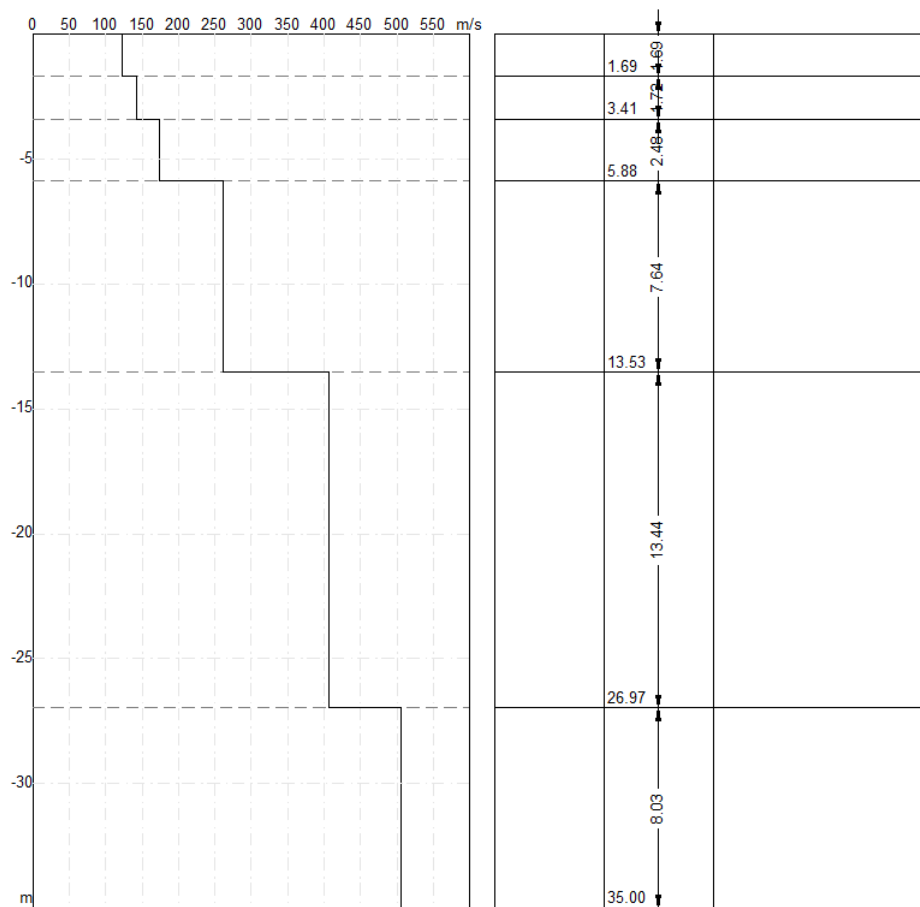


## Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	293.21
Categoria del suolo	C

**Sottosuolo di tipo C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

## Sismostratigrafia



## Funzione di trasferimento

