



**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

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Comune di Casina (RE)

Località : Stella – Via Campanile n.2

OGGETTO : Partecipazione al Piano Operativo Comunale P.O.C. – ambito ATR19 –
Costruzione di edificio unifamiliare

Committente : Sig. GANAPINI Dino

febbraio 2014



GEOSTUDIO Geologi Associati
di Merlini - Monelli - Mattioli

Sede legale: 42035 CASTELNOVO NE' MONTI (RE) Via Franceschini n.26 Tel. / Fax 0522 - 81 19 48
E-mail: gstdmmm@libero.it

Comune di Casina (RE)

Località : Stella – Via Campanile n.2

Committente : Sig. GANAPINI Dino

Oggetto : Partecipazione al Piano Operativo Comunale P.O.C. – ambito ATR19 –
Costruzione di edificio unifamiliare

STUDIO GEOLOGICO E SISMICO

febbraio 2014



INDICE

1. Riferimenti cartografici	pag. 1
2. Premessa	pag. 1
3. Geologia, geomorfologia ed idrogeologia dell'area	pag. 2
4. Indagine geognostica	pag. 4
4.1 Prove penetrometriche	pag. 5
4.2 Prospezione sismica (MASW)	pag. 6
5. Normativa sismica e microzonazione sismica	pag. 7
6. Elaborazione dei dati	pag. 9
6.1 Azione sismica	pag. 10
6.2 Parametri dei terreni e considerazioni sulla sicurezza del complesso fondazioni-terreno	pag. 12
6.3 Costante di Winkler	pag. 15
7. Sbancamento e movimento terra	pag. 15
8. Note conclusive	pag. 16

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
Tavole 3, ..., 5	Grafici penetrometrici e relativo allegato

ALLEGATI

- Indagine effettuata nell'ambito ATR19 per il P.S.C. ed il R.U.E. (penetrometrie, RE.MI e HVSr microtremori) – febbraio 2011
- Indagine geofisica tramite tecnica MASW

1. RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

- Planimetria Catastale - scala 1:2.000
Comune di Casina (RE)
Foglio n. 29 Mappale n. 57
- Carta Tecnica Regionale C.T.R. - scala 1:5.000
Elemento n. 218 061 Cortogno
- 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 – Sezione n. 218 060 Leguigno
- 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 (PAI) - scala 1:10.000 – Sezione n. 218 060 Leguigno
- 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 (RUE) di Casina (RE), approvati con Deliberazione del Consiglio Comunale n.33 del 28 marzo 2011 e Deliberazione del Consiglio Comunale n.36 del 28 agosto 2013

2. PREMESSA

Su incarico del Tecnico Progettista Arch. Marco Lombardi e della Sig. Ganapini Dino, è stata eseguita un'indagine geologica e sismica su di un'area situata in località Stella – Via Campanile n.2 – nel Comune Casina (RE), la cui precisa ubicazione è visibile nelle Tavole in allegato. Nell'area, identificata come ambito ATR19 nel P.S.C. del Comune di Casina, si prevede la costruzione di un edificio unifamiliare a seguito della partecipazione al Piano Operativo Comunale (P.O.C.). L'ambito ATR19 ha una superficie di 1.500 m², mentre l'edificio previsto occuperà una superficie coperta di circa 170 m² con un'altezza massima in gronda di circa 5,0 m (piano terra e piano seminterrato nella parte a monte).

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 l'area in oggetto (ATR19) ed il sedime d'intervento, ai sensi della Deliberazione della Giunta Comunale n.117 del 23/12/2013 (Concorso pubblico per la selezione degli ambiti per la formazione del primo Piano Operativo Comunale P.O.C. del Comune di Casina) e del D.M. 14/01/2008 (norme tecniche per le costruzioni), utili anche per le verifiche strutturali necessarie alla realizzazione del futuro edificio e per il corretto dimensionamento delle relative opere fondali.

A tal fine si sono raccolte informazioni geologico-idrologiche di carattere generale sull'area e si è proceduto ad un dettagliato rilievo delle condizioni geologiche e geomorfologiche della zona, verificando lo stato attuale dei luoghi 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. In particolar modo, si è utilizzato l'elaborato del 2011 ad integrazione della relazione geologica del P.S.C. del Comune di Casina "Schede ambiti di nuovo insediamento da riqualificare - trasformare", a firma del Dott. Geol. Gian Pietro Mazzetti. In tale elaborato è riportata l'indagine geognostica e sismica effettuata nell'ambito ATR19, oggetto del presente studio, consistente in due prove penetrometriche, un estendimento sismico RE.MI e una prospezione sismica HVSR (microtremori). Ad integrazione di detta campagna geognostica, nel mese di febbraio 2014, sono state eseguite tre sondaggi penetrometrici ed una prospezione sismica con tecnica MASW nell'area di sedime dell'edificio previsto.

Il sito in esame 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.

3. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA

L'area in oggetto è posta lungo la strada provinciale Casina-Pecorile, in località Stella, tra le quote 695 m e 710 m sul livello del mare, lungo un versante esposto localmente ad Ovest-Sud-Ovest, nei pressi di un asse displuviale che presenta andamento locale Sud-Sud-Ovest / Nord-Nord-Est (vedi Tavole 1a e 1b).

Il panorama geologico locale è caratterizzato dalla monotona presenza della Formazione di Bismantova, qui rappresentata dal *membro delle arenarie di Marola* ABI₂. 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 (Unità Epiliguridi semialloctone). 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. Il *membro delle arenarie di Marola* ABI₂ (Formazione di Cigarellò – membro delle arenarie di Marola CIG4 secondo la nuova carta geologica della Regione Emilia-Romagna) è costituito da torbiditi arenaceo-pelitiche a marcata componente calcarea nei clasti, di colore grigio-nocciola ocraceo per alterazione, in strati medi e sottili. In zona prevalgono arenarie nocciola stratificate a grana medio-fine, talora poco cementate. Esse sono direttamente osservabili in alcune scarpate presenti lungo la strada provinciale Casina-Pecorile. La Formazione di Bismantova costituisce l'ossatura dei rilievi presenti in zona ed è affiorante o presente a bassa profondità dal piano campagna nelle zone displuviali, mentre gli impluvi raccolgono i materiali fini provenienti dall'alterazione meteorica (detrito eluvio-colluviale). Il luogo d'intervento si colloca lungo il versante, ma in

situazione displuviale, ove il substrato è ricoperto da un modesto spessore di coltre d'alterazione superficiale. Nell'area in oggetto, infatti, il substrato roccioso è presente già nel primo metro del sottosuolo (vedi risultati indagine geognostica).

L'area ricade in corrispondenza di un'asse sinclinalico, per cui la giacitura locale della Formazione è sub-orizzontale, non predisponente all'instabilità.

Dal punto di vista geomorfologico, l'area indagata si presenta stabile e non si rilevano in essa fenomeni di degrado idrogeologico in atto o pregressi. Essa è posta nei pressi di una cresta morfologica orientata localmente a Sud-Sud-Ovest / Nord-Nord-Est, con pendenza dei versanti che la costituiscono dell'ordine medio di 12°-15° (la porzione di versante su cui ricade l'area in oggetto ha una pendenza media di circa 12°). Tali versanti non presentano segni di dissesti ed hanno un andamento regolare, senza contro-pendenze e/o mammellature. L'area in oggetto è posta lungo il bordo sommitale del versante esposto a Ovest-Sud-Ovest della cresta morfologica, in zona moderatamente acclive.

Fatte queste considerazioni, si può affermare che il sito di studio è stabile ed esente da rischi idrogeologici di qualsiasi tipo e gode di requisiti adeguati, da un punto di vista geologico e geomorfologico, ad un'edificazione scevra da particolari problemi tecnici. Del resto la situazione delineata alla Carta del Dissesto del P.T.C.P. 2010 della Provincia di Reggio Nell'Emilia, parte integrante del Piano d'Assetto Idrogeologico del Bacino del Fiume Po (vedi Tavola 1a), non indica alcun elemento in tal senso. Non si sono rilevate zone di ristagno idrico, segno di efficienza drenante della rete idrica superficiale naturale, od altri elementi che possano far pensare a potenziale instabilità futura dei terreni esaminati. La dinamica geomorfologica locale è deducibile con facilità alla sola osservazione dell'aspetto locale del territorio. Le forme locali del paesaggio sono state determinate nel tempo principalmente da forze esogene (agenti atmosferici) ed in subordine da lineamenti tettonici (faglie). La maggior parte delle litologie qui presenti risente infatti, sia da un punto di vista chimico che da un punto di vista fisico, dell'azione disagregatrice dell'acqua. In quest'ottica sono da interpretarsi i cambi di pendenza dei versanti ed i locali cocuzzoli, indicatori del passaggio da settori dotati di substrato a litologia più resistente all'alterazione meteorica (a maggiore pendenza topografica) a settori con substrato più fragile o maggiormente esposto all'erosione superficiale (a pendenza più dolce). Occorre sottolineare che questo fenomeno d'erosione differenziale ha avuto la sua espressione massima nell'immediato post glaciale wurmiano (circa 10 000 anni fa), sotto condizioni climatiche ben più estreme di quelle attuali e di diffusa resistasia (assenza di copertura vegetale). Attualmente il tratto di versante su cui s'intende edificare appare in condizioni d'equilibrio stabile, sia per la continua e ben conservata copertura vegetale che per l'assenza di qualsiasi indizio di dissesto idrogeologico d'alcun tipo, sia attuale che pregresso. La posizione displuviale garantisce inoltre la conservazione delle attuali condizioni di stabilità ed integrità, dato che qui minima è l'azione disagregatrice delle acque, sia meteoriche che di eventuale circolazione sotterranea. La presenza del substrato roccioso nel primo metro del sottosuolo e la giacitura locale della Formazione di Bismantova (sub-orizzontale; vedi Tavola 1b) sono ulteriori elementi rassicuranti nei riguardi della stabilità dell'area.

In conclusione, l'area di studio non è soggetta ad instabilità, ne' a rischio dovuto a masse incombenti instabili; allo stesso modo non sono ipotizzabili sviluppi dinamici di dissesto idrogeologico che possano coinvolgere in un prossimo futuro l'area d'intervento.

Dato che ci troviamo in presenza di un versante costituito da substrato roccioso stratificato, con giacitura sub-orizzontale, sormontato da una copertura fine con spessori dell'ordine del metro o minori, si ritengono del tutto superflue verifiche di stabilità eseguite mediante modello matematico (che restituirebbero sicuramente risultati favorevoli), data l'assodata stabilità dei luoghi, che sono da ritenersi in assoluta sicurezza da un punto di vista statico. Il carico urbanistico previsto, di modesta entità, non può in alcun modo determinare un peggioramento della situazione globale di stabilità del versante, ne' determinare situazioni che prefigurino un qualsiasi nocumento alle cose ed alle persone se realizzato nel rispetto delle prescrizioni impartite nella presente relazione e delle normali prassi edificatorie. Una corretta regimazione delle acque di scolo superficiali e la continua presenza umana nell'area, se ispirata a sani ed elementari principi di gestione del territorio, può altresì garantire il permanere delle felici condizioni del terreno e risolvere con immediatezza la comparsa di eventuali situazioni di degrado idrogeologico locale.

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 sismiche 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 (penetrometrie, stratigrafie pozzi, MASW e Re.Mi., ecc.). In particolar modo, si è utilizzato l'elaborato del 2011 ad integrazione della relazione geologica del P.S.C. del Comune di Casina "Schede ambiti di nuovo insediamento da riqualificare - trasformare", a firma del Dott. Geol. Gian Pietro Mazzetti. In tale elaborato è riportata l'indagine geognostica e sismica effettuata nell'ambito ATR19, oggetto del presente studio, consistente in due prove penetrometriche, un estendimento sismico RE.MI e una prospezione sismica HVSR (microtremori). Ad integrazione di detta campagna geognostica, nel mese di febbraio 2014, sono state eseguite tre sondaggi penetrometrici ed una prospezione sismica con tecnica MASW nell'area di sedime dell'edificio previsto. Per la terebrazione si è utilizzato un penetrometro dinamico leggero (DPL-ISSNFE), le cui caratteristiche salienti sono riportate nell'allegato ai grafici delle prove, mentre la prospezione sismica MASW 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 delle prove penetrometriche e delle prospezioni sismiche (MASW, RE.MI e HVSR) sono indicate alla Tavola 2. I risultati delle prove penetrometriche effettuate nel febbraio 2014 sono riportati alle Tavola 3, ..., 5 e relativo allegato, mentre quelli delle prove penetrometriche e delle prospezioni sismiche (RE.MI e HVSR) effettuate nel febbraio 2011 per il P.S.C. del Comune di Casina sono riportati in allegato a fine relazione. I risultati della prospezione sismica con metodologia MASW effettuata nel febbraio 2014 sono riportati anch'essi in allegato a fine relazione.

La stratigrafia di massima del sottosuolo è data dalla presenza di una copertura a granulometria prevalentemente fine (limi ed argille con inclusi litoidi, appartenenti alla coltre d'alterazione della sottostante formazione rocciosa), con spessori dell'ordine massimo del metro, a cui segue la Formazione di Bismantova, di natura prevalentemente arenacea, per parecchie decine di metri.

4.1 PROVE PENETROMETRICHE

Considerate la natura del primo sottosuolo (presenza del substrato roccioso nel primo metro), si è scelto di effettuare le penetrometrie in modalità dinamica.

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 3, ..., 5; in tali tavole sono anche riportati il diagramma del numero di colpi/profondità ed un'interpretazione stratigrafica dei terreni dai risultati delle singole prove. 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* Φ (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_{od} ; 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 dei terreni rocciosi, 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 penetrometrica sono in sintesi:

- le prove penetrometriche effettuate sono state interrotte per limiti strumentali all'intercettazione del substrato roccioso (membro delle arenarie di Marola della Formazione di Bismantova);
- il substrato roccioso è stato rinvenuto in tutte le prove ad una profondità variabile da circa 0,3 m (prova P3) a circa 0,9 m (prova 16/11) dal piano campagna attuale; dai dati bibliografici e geologici locali, nonché dalle stratigrafie dei pozzi perforati nell'area e da varie indagini geognostiche effettuate in zona, lo spessore locale della formazione rocciosa di Bismantova è di parecchie decine di metri;
- il primo sottosuolo del sito d'intervento può quindi essere 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):
 - suolo agrario, terreni superficiali alterati e/o riporto, presenti fino alla profondità di 0,2-0,3 m dal p.c.; sono inadatti, per le intrinseche caratteristiche geotecniche, ad ospitare opere fondali d'alcun tipo;
 - coltre d'alterazione della Formazione di Bismantova, presente tra le profondità di 0,2-0,3 m e 0,3-0,9 m dal p.c.; è costituito prevalentemente da terreni fini (limi ed argille) poco consistenti, con inclusi litoidi; presenta valori di *resistenza dinamica* r_d compresi mediamente tra 3 e 20 Kg/cm²;
 - substrato roccioso (membro delle arenarie di Marola della Formazione di Bismantova), presente al di sotto dei due livelli precedenti (dalla profondità di 0,3-0,9 m dal p.c.) per parecchie decine di metri; è costituito prevalentemente da arenarie nocciola stratificate a grana medio-fine, talora poco cementate, con valori resistenze alla penetrazione elevati, superiori a 90-100 Kg/cm², che tendono ad aumentare andando in profondità;
- se si escludono i terreni superficiali, non si sono intercettati livelli a scadenti caratteristiche geomeccaniche, passibili di consolidamento sotto carico;
- nei fori di prova non è stata rinvenuta la presenza della falda idrica o di venute d'acqua.

4.2 PROSPEZIONE SISMICA (MASW)

Nel mese di febbraio 2014, è stata eseguita una prospezione sismica con tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves - Analisi Multicanale di Onde Sismiche di Superficie) nel sedime dell'edificio previsto. 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 media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità* (V_{s30}), da cui si ricava la categoria di sottosuolo (A, B, C, D, E, ...), così come prevede il Cap. 3.2.2 del D.M. 14/01/2008.

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. NORMATIVA SISMICA E MICROZONAZIONE SISMICA

Il Comune di Casina (RE), nella normativa sismica, è classificato in **Zona 3** (vedi Ordinanza del P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e succ. mod. ed int.) con un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo (PGA) pari a **0,158 g** (vedi Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 02/05/2007).

Secondo la *carta dei livelli sismici di approfondimento* (vedi Tavola P11 area Nord allegata al P.S.C. del Comune di Casina – indagine integrativa del 2011), è richiesto la valutazione della V_{s30} sulla totalità dell'area in oggetto (colore bianco - livello 1). In particolare, è da valutarsi l'effetto d'amplificazione stratigrafica locale tramite studi di caratterizzazione della V_{s30} (colore bianco – classe 9 – nella *carta degli effetti sismici attesi*; vedi Tavola P10 area Nord): in caso di V_{s30} maggiore/uguale di 800 m/sec non è richiesta nessuna ulteriore indagine, in caso V_{s30} minore di 800 m/sec è richiesta la valutazione del coefficiente di amplificazione e, nell'effettuare la microzonazione sismica, un approfondimento di secondo livello. Pertanto, nel caso in esame, avendo ottenuto una V_{s30} minore di 800 m/sec (vedi di seguito), per definire la pericolosità sismica locale ed effettuare la relativa microzonazione sismica dell'area in oggetto può essere sufficiente un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento in base alla Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 02/05/2007).

La prospezione sismica con metodologia MASW effettuata, ha assegnato al substrato roccioso (membro delle arenarie di Marola della Formazione di Bismantova) valori di *velocità di propagazione delle onde di taglio* V_s inferiori a 800 m/sec fino a circa 11 m di profondità dal piano campagna (vedi risultati MASW in allegato e paragrafi successivi), profondità dalla quale i valori di *velocità di propagazione delle onde di taglio* V_s sono risultati maggiori di 800 m/sec (nella prospezione sismica RE.MI. effettuata nell'ambito ATR19 per il P.S.C. la profondità in cui la V_s passa a valori maggiori di 800 m/sec è a circa 8 m dal piano campagna). Tale profondità può pertanto essere assunta come il tetto del bedrock sismico ($V_s > 800$ m/sec) presente in zona. Di seguito vengono quindi attribuiti all'appezzamento in variante, considerato omogeneo da questo punto di vista (e pertanto con un'unica zona di pericolosità sismica locale), i coefficienti di amplificazione sismica calcolati seguendo le direttive contenute nella Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 02/05/2007.

Considerando uno spessore pari a circa 11 m di terreni con valori di *velocità di propagazione delle onde di taglio* V_s minori di 800 m/sec (valore medio della *velocità di propagazione delle onde di taglio* $V_{sH} \cong 400$ m/sec; vedi profilo delle velocità ottenuto dalla MASW nell'allegato a fine relazione), i Fattori di Amplificazione (F.A.) desunti dalle Tabelle dell'allegato A2.1 della Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 02/05/2007 per l'ambito di appennino e margine appenninico-padano con substrato marino caratterizzato da $V_s > 800$ m/s (allegato A.2.1.1) in cui ricade l'area in oggetto, sono:

**PSC associato dei comuni di:
BAISO - CANOSSA
CASINA - VETTO
VILLAMINOZZO**

Attuazione degli artt. 48 e 28 della L.R. 20/2000 e s.m.i.



psc

CASINA

**La Presidente della Comunità Montana
dell'Appennino Reggiano
LEONILDE MONTEMERLI**

**Il Vicepresidente della Comunità
Montana dell'Appennino Reggiano
ALBERTO OVI**

**La Dirigente del Servizio
Programmazione Tutela e
Valorizzazione
Responsabile del procedimento
Arch. M. LEONARDA LIVIERATO**

Progettisti
Urbanistica - Arch Aldo Caiti
VALSAT - Dott. Stefano Baroni, Dott. Tania Tellini
Geologia e caratterizzazione sismica - Dott. Geol. Gian Pietro Mazzetti
Dr. Stefano Gili - Dr. Luca Martelli
Consulenza socio-economica - PEGroup

adottato con D.C.C. n°46 del 04-11-2008

**IL RESPONSABILE
SETTORE 3°
USO E ASSETTO DEL TERRITORIO
(Geom. Fabio Ruffini)**



**CENTROGEO SURVEY
Studio Geologico**
P.zza S. Quirino, 6
42015 Correggio, RE
tel 0522 841001 fax 0522 832162

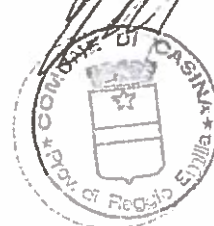
**Il Progettista
Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI**



**Il Sindaco del Comune di
CASINA**



Il Segretario



Monetti

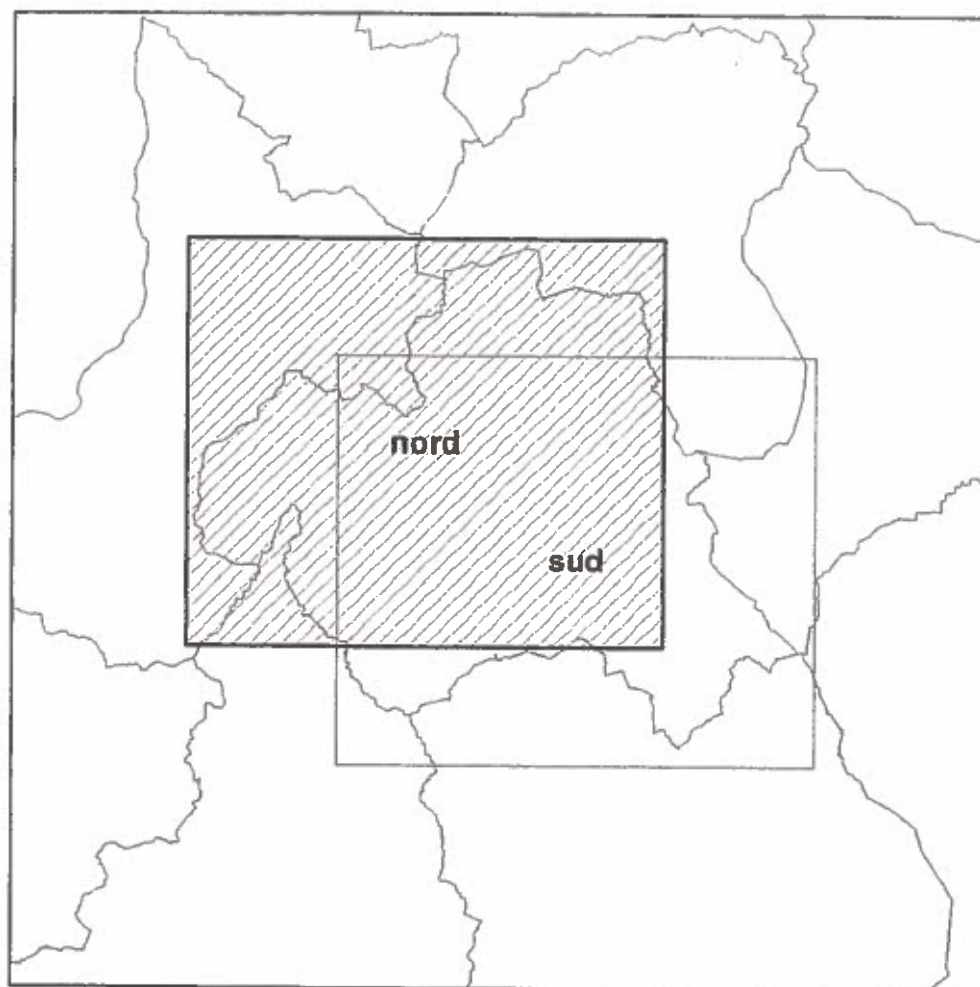
**LIVELLI DI
APPROFONDIMENTO**

P11

TAVOLA NORD



SCALA 1:10000



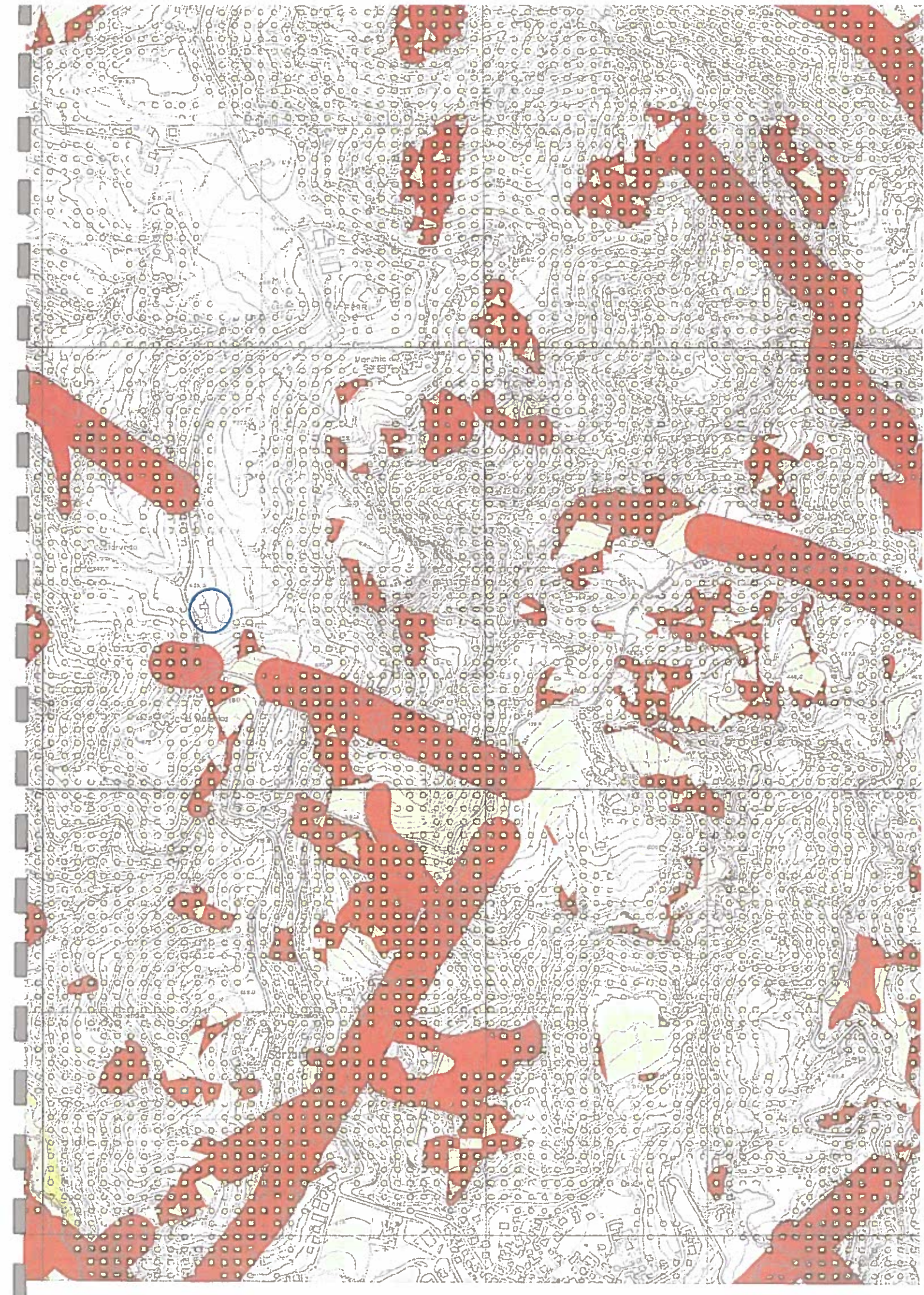
Base cartografica derivata dalla rasterizzazione della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.
Il reticolo della base topografica e della carta tematica sono rappresentati in coordinate Gauss Boaga

VOCI DI LEGENDA

LIVELLI DI APPROFONDIMENTO

3	Aree soggette ad approfondimenti di III livello
2	Nel caso le indagini indicino proprietà meccaniche scadenti occorre stimare i potenziali cedimenti e densificazione secondo procedure di III livello.
2	Aree soggette ad approfondimenti di II livello
1	Aree soggette a valutazione di Vs30

Aree soggette a valutazione del coefficiente di amplificazione topografico, approfondimenti di II livello



F.A. P.G.A. = 1,6 ($V_{SH} \cong 400$ m/s con $H = 11$ m - nei primi 11 m del sottosuolo)

F.A. INTENSITA' SPETTRALE - $0,1s < T_o < 0,5s = 1,2$

F.A. INTENSITA' SPETTRALE - $0,5s < T_o < 1,0s = 1,0$

Si noti come tali fattori di amplificazione sono uguali a quelli ottenuti dal Dott. Geol. Gian Pietro Mazzetti per l'ambito ATR19 nello studio di microzonazione del P.S.C. di Casina.

Avendo l'intero versante su cui ricade l'area in oggetto un'inclinazione media dell'ordine massimo di 15° (la porzione di versante su cui ricade l'area in oggetto ha una pendenza media di circa 12° - vedi Capitolo 3 e cartografia allegata con curve di livello), gli effetti topografici possono essere trascurati (vedi allegato A2.2 della Delibera dell'Assemblea Legisl. della Regione Emilia-Romagna n.112 del 02/05/2007), anche se nella scheda d'ambito ATR19 del P.S.C. è stato adottato un *fattore di amplificazione topografico* S_t pari a 1,2 per le pendenze oscillanti tra 15° e 20° nei versanti adiacenti. In realtà, nei versanti più prossimi all'ambito in oggetto (posti ad una cinquantina di metri), le pendenze si aggirano intorno ai 15° - 16° .

I Fattori di Amplificazione (F.A.) così ottenuti sono riferiti alla categoria A di sottosuolo come previsto dall'Eurocodice 8 e dal D.M. 14/09/2005, così come modificato dal D.M. 14/01/2008 (norme tecniche per le costruzioni).

Va detto che questi fattori d'amplificazione, in mancanza di una valutazione di risposta sismica locale mediante specifica analisi approfondita, hanno scarso significato per studi di pianificazione di settori aventi modeste estensioni e condizioni omogenee non particolari dal punto di vista geologico, geomorfologico e geomeccanico, come quello in oggetto (pertanto con la stessa pericolosità sismica locale in ogni punto), anche nelle successive fasi di edificazione. Di certo si può affermare che, in qualunque modo si vogliano elaborare i dati acquisiti nella presente campagna, i valori d'amplificazione previsti sono tra quelli bassi o medi del Comune di Casina e che non siamo di fronte ad un sito passibile di eccezionale amplificazione sismica. Per il progetto esecutivo del comparto, infatti, è preferibile far riferimento ai valori d'amplificazione calcolati secondo la normativa sismica discendente dal D.M. 14/01/2008 (norme tecniche per le costruzioni). Si è pertanto determinata, come tra l'altro richiesto anche dal P.S.C., la *velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità* (V_{s30}), da cui si ricava la categoria di sottosuolo (A, B, C, D, E, S1 o S2), così come prevede il Cap. 3.2.2 del D.M. 14/01/2008. Infatti, tale norma prevede che ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in assenza di specifiche analisi per valutare l'effetto della risposta sismica locale, occorre che il sottosuolo esaminato sia assimilato ad una delle sette categorie di sottosuolo di riferimento in essa definite, in base alle sue proprietà geofisiche o geomeccaniche. In particolare, detta classificazione del suolo deve essere effettuata sulla scorta dei valori di V_{s30} , ovvero dei valori di *resistenza penetrometrica* N_{spt} o dei valori di *coesione non drenata* c_u dei terreni di fondazione.

Dai risultati della prospezione sismica (MASW) effettuata nell'area di sedime del futuro edificio, la *velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità* (V_{s30}) è risultata pari a **632,75 m/s** (per i risultati dell'indagine sismica si veda

l'allegato a fine relazione)¹. La stratigrafia del sito è costituita da una copertura alterata dello spessore di circa 1,0 m con valori di propagazione delle onde di taglio V_s dell'ordine di 150 m/sec, seguita dal substrato roccioso (torbiditi arenaceo-pelitiche) per parecchie decine di metri con valori iniziali di propagazione delle onde di taglio V_s dell'ordine di 300-450 m/sec (fino alla profondità di circa 11 m dal piano campagna; substrato roccioso alterato e/o fratturato), passanti a valori dell'ordine di 800 m/sec (bedrock sismico - fino alla profondità di circa 40 m dal piano campagna) e poi a valori maggiori di 1100 m/sec (substrato roccioso compatto). Visto che i terreni sono caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e che nei primi 11 m presentano valori medi di propagazione delle onde di taglio $360 \text{ m/sec} < V_s < 800 \text{ m/sec}$ (sottosuolo di tipo B), seguiti dal bedrock sismico ($V_s > 800 \text{ m/sec}$), si può assegnare il sedime dell'area in oggetto alla categoria B di sottosuolo (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m*). Conferma della categoria di sottosuolo così determinata si è avuta dal valore di V_{s30} ottenuto nell'indagine del febbraio 2011 effettuata nell'ambito in oggetto (ATR19) per il P.S.C..

La rilevazione delle frequenze fondamentali mediante un'acquisizione di microtremori elaborata con tecnica HVSr, effettuata dal Dott. Geol. Gian Pietro Mazzetti nell'ambito in oggetto (ATR19) nel febbraio 2011, ha evidenziato un picco di amplificazione corrispondente a:

$$f_0 = 1,4 \text{ Hz}$$

equivalente ad un periodo fondamentale dei litotipi:

$$t_0 = 0,71 \text{ sec}$$

6. 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 (suolo agrario e/o colture d'alterazione) per uno spessore complessivo dell'ordine massimo del metro, seguiti dal substrato roccioso di natura prevalentemente arenaceo, appartenente al Formazione di Bismantova. Dal punto di vista geotecnico, si è riscontrata la presenza di terreni con caratteristiche geomeccaniche variabili da scadenti ad ottime, che riflettono la natura dei terreni incontrati. L'altro elemento fondamentale emerso dall'indagine è l'assenza di falda idrica nel primo sottosuolo. Di seguito verranno elaborati e commentati i dati raccolti dall'indagine geognostica in relazione al Piano Operativo Comunale (P.O.C.) ed all'opera in progetto nell'area (edificio unifamiliare) e alle problematiche sismiche, geologiche, geomeccaniche ed idrogeologiche emerse, come richiesto dalla Deliberazione della Giunta Comunale n.117 del 23/12/2013 (primo Piano Operativo Comunale P.O.C. del Comune di Casina) e previsto nella nuova Normativa Tecnica per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

¹ Il valore di V_{s30} è stato determinato, come prevede la norma (D.M. 14/01/2008), escludendo il primo metro di sottosuolo entro cui non saranno alloggiate le fondazioni dell'intervento previsto. Nel calcolo del valore di V_{s30} 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_{s30}).

6.1 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, le nuove norme prevedono l'applicazione del catalogo parametrico CPT104, 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. Pertanto, i primi elementi da considerare per il calcolo dell'accelerazione sismica, sono le coordinate geografiche del sito (nel sistema Geodetico di riferimento ED50 – European Datum 1950):

Longitudine = 10.5119° Latitudine = 44.5076°
 (Punti della maglia: 16496 16497 16718 16719)

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. Queste sono 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 . Utilizzando una *vita nominale* $V_N = 50$ anni (opere ordinarie), *classe d'uso* = II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti), da cui un *periodo di riferimento* $V_R = 50$ anni, *probabilità di superamento* P_{VR} di $V_R = 10\%$ (*Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV*), si ottiene un *tempo di ritorno* $T_R = 475$ anni ed i seguenti valori dei parametri a_g , F_0 e T^*_c (sono riportati tutti i valori dei parametri a_g , F_0 e T^*_c per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite):

STATO LIMITE	P_{VR}	T_R [anni]	a_g [g/10]	F_0	T^*_c [s]
SLO	81%	30	0.540	2.484	0.250
SLD	63%	50	0.671	2.490	0.260
SLV	10%	475	1.583	2.485	0.290
SLC	5,0%	975	1.989	2.499	0.294

In grassetto sono evidenziati i valori corrispondenti allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV*, in quanto essi sono i principali parametri di riferimento per l'opera in progetto. I valori dell'*accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido* a_g (*pericolosità sismica*) sono espressi in g/10, per cui si avrà, per lo *Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV*, un'*accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido* a_g pari a circa 0.158 g ($\approx 1.552 \text{ m/sec}^2$ con $g = 9,80665 \text{ m/sec}^2$).

In assenza di analisi specifica della risposta sismica locale, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito $a_{g \max}$ può essere valutata con la relazione:

$$a_{g \max} = S \times a_g$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_s \times S_T$, in cui:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica, variabile da 0,9 a 1,8 in base alla categoria di sottosuolo, al valore di a_g ed al valore di F_0 (F_0 minimo = 2,2)

S_T = coefficiente di amplificazione topografica, variabile da 1,0 a 1,4 in base all'inclinazione del versante ed alla posizione dell'edificio su di esso

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Nel caso in oggetto si avrà:

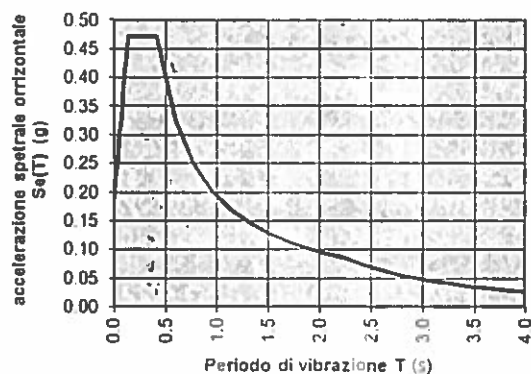
$S_s = 1.2$ (categoria B di sottosuolo)

$S_T = 1.0$ (categoria topografica T1)

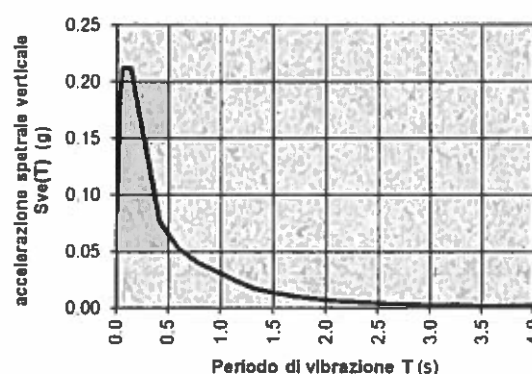
$S = S_s \times S_T = 1.2$

$a_{g \max} = 1,2 \times 0.158 \text{ g} \cong 0.19 \text{ g} (\cong 1.86 \text{ m/sec}^2)$

Assumendo come coefficiente viscoso di smorzamento convenzionale ζ il valore percentuale del 5% (per cui il fattore $\eta = 1$), si ottengono i seguenti spettri di risposta elastica delle componenti orizzontale e verticale per Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV.



Spettro di risposta elastico della componente orizzontale per lo SLV



Spettro di risposta elastico della componente verticale per lo SLV

Dagli spettri di risposta elastici, in base alle caratteristiche dell'opera, si ottengono quelli di progetto e da questi si determina il *fattore d'inerzia della struttura* K_{hi} che si utilizza nella verifica allo Stato Limite Ultimo delle fondazioni in condizioni sismiche (vedi Cap. 3.2.3.5, Cap. 7.3.1 e Cap. 7.3.3.2 del D.M.14/01/2008)².

Per le verifiche di stabilità globale e delle fondazioni in condizioni sismiche, occorre definire i coefficienti dell'azione sismica. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici ed utilizzando metodi pseudostatici, si ha:

² La componente verticale dell'azione sismica, in linea generale, non deve essere considerata in quanto il sito nel quale la costruzione sorge ricada in zona 3 (vedi Capitolo 7.2.1 del D.M.14/01/2008).

$$K_h = \beta_s a_{g \max} / g$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h$$

dove:

K_h = *coefficiente dell'azione sismica orizzontale*

K_v = *coefficiente dell'azione sismica verticale*

β_s = *coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, variabile da 0,2 a 0,3 in base alla categoria di sottosuolo ed al valore di a_g*

$a_{g \max}$ = *accelerazione orizzontale massima attesa al sito*

g = *accelerazione di gravità*

Nel caso in oggetto, con un'accelerazione orizzontale massima attesa al sito $a_{g \max}$ pari a **0,19 g** ed un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s pari a **0,24** (vedi Tabella 7.11.I D.M.14/01/2008), si ottiene:

coefficiente dell'azione sismica orizzontale $K_h \cong 0,046$

coefficiente dell'azione sismica verticale $K_v \cong \pm 0,023$

Questi coefficienti sono da adottare nelle eventuali verifiche di stabilità globali. Inoltre il valore di *coefficiente dell'azione sismica orizzontale K_h* corrisponde al valore del *fattore d'inerzia del suolo K_{hk}* da utilizzare nella verifica allo Stato Limite Ultimo delle fondazioni in condizioni sismiche (vedi Capitolo C7.11.5.3.1 della circolare 2/2/2009 n.617 C.S.LL.PP.).

6.2 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 dell'edificio in oggetto, fondazioni di tipo superficiale (nastriformi, a platea e/o a plinti). Dato che il l'intervento previsto avrà un piano seminterrato, le sue fondazioni potranno agevolmente essere alloggiate nel substrato roccioso inalterato: dai risultati dell'indagine geognostica, infatti, il substrato roccioso è presente a partire dalla profondità di 0,3-0,9 m dal piano campagna attuale. In tal modo si escluderanno anche i terreni superficiali alterati e soggetti all'escursione termica stagionale, causa di fenomeni di ritiro e dilatazione. In ogni modo, si dovrà evitare di alloggiare parte delle fondazioni sui terreni di copertura (coltre d'alterazione) e parte sul substrato roccioso, per scongiurare assestamenti o cedimenti differenziali. La precisa profondità di posa delle fondazioni andrà pertanto valutata in fase scavo; a tal proposito è consigliabile la presenza dello scrivente o di altro tecnico abilitato al fine di acquisire ulteriori elementi di conoscenza e per avere conferma delle ipotesi fatte.

Per il substrato roccioso presente in zona, in via cautelativa ed a titolo indicativo, si può considerare un valore di riferimento della *resistenza a compressione uniassiale q_u* pari a **1 MPa**. Tramite la classificazione degli ammassi rocciosi di Beniawsky e Romana è possibile definire cautelativamente una classe tra la III (mediocre) e la IV (scadente) e

proporre i seguenti parametri geotecnici di riferimento per il substrato roccioso inalterato³:

Angolo d'attrito interno Φ	30°
Coesione c	250 kPa
Modulo di deformazione E	10 GPa
Peso di volume del terreno γ	20,5 kN/m ³

Per lo strato di copertura superficiale a granulometria prevalentemente fine (limo e/o argilla), in funzione della progettazione di opere di sostegno degli sbancamenti e/o per determinare la spinta del terreno, si può far riferimento, in prima approssimazione, ad un valore cautelativo minimo³ dell'angolo d'attrito Φ pari a 15° (coesione $c = 0$) ed un peso di volume del terreno γ pari a 18,5 ton/m³ (≈ 18 kN/m³). Su tale strato di terreno si prescrive di non alloggiare le opere di fondazione dei manufatti previsti.

I dati disaggregati ottenuti dall'indagine geognostica, utilizzabili eventualmente anche per ricavare i relativi parametri nominali dei terreni ed elaborare i parametri geotecnici caratteristici e di progetto, sono comunque riportati nei grafici penetrometrici e relativo allegato⁴.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 (1 luglio 2009), 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 uno dei due approcci previsti dalla norma, 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)

³ La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno deve essere effettuata dal progettista che elaborerà la specifica relazione geotecnica, in base ad una stima ragionata e cautelativa dei valori dei parametri nello stato limite considerato ed in base ai diversi tipi di verifica ed alle caratteristiche della struttura. (vedi Cap. C6.2.2 della Circolare 2/2/2009 n.617 C.S.LL.PP.). Egli è responsabile del piano d'indagine, della modellazione e della caratterizzazione geotecnica del sottosuolo dell'area d'intervento (vedi Capitolo 6.2.2 del D.M. 14/01/2008).

⁴ Vedi nota 3. Nell'allegato al grafico delle tre prove dinamiche, a titolo indicativo, sono stati elaborati i valori di N_{sp} 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).

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 puramente 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 dell'indagine effettuata e dall'esperienza professionale, la *capacità portante ultima* q_d del substrato roccioso (su cui dovranno essere alloggiate le fondazioni), può essere considerata nell'ordine minimo di $5,0\text{-}6,0 \text{ Kg/cm}^2 (\cong 500\text{-}600 \text{ kPa})$.

In base alle caratteristiche strutturali dell'intervento, ai risultati dell'eventuale approfondimento dell'indagine geognostica ed in base ai parametri geotecnici caratteristici e di progetto dei terreni, il tecnico progettista incaricato di elaborare e redigere la relazione geotecnica dovrà determinare, per ogni verifica prevista dalla norma, i valori di *resistenza del sistema geotecnico (o del terreno)* R_d in situazione statica e dinamica (senza e con l'azione sismica), secondo un approccio previsto dalla norma, adottando i coefficienti parziali riguardanti i parametri geotecnici (M) e le resistenze (R). Dovrà poi verificare che i *valori di progetto dell'azione* E_d , incrementati dei relativi coefficienti parziali (A), siano di entità uguale o minore ai *valori di resistenza del sistema geotecnico (o del terreno)* R_d così determinati.

Per gli Stati Limite di Esercizio (SLE)⁵ deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

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 di un piano seminterrato, che determina una compensazione tra il peso dell'edificio in progetto ed il carico litostatico dei terreni asportati, la modestia dell'intervento e la presenza del substrato roccioso al di sotto del piano di posa delle fondazioni (considerato generalmente incompressibili), i valori dei cedimenti assoluti, dei cedimenti differenziali e della distorsione angolare massima cui andrà incontro la struttura (Stati Limite di Esercizio) saranno sicuramente di limitata entità⁶ e pertanto non sono stati determinati in questa fase (anche perché non si è a conoscenza dei dati strutturali necessari per il loro calcolo). Essi, eventualmente sommati a quelli sismici⁷, dovranno comunque essere compatibili con gli spostamenti e le prestazioni attese per l'opera.

⁵ 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).

⁶ Cedimenti assoluti e differenziali dell'ordine massimo di qualche millimetro, la distorsione angolare dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-5} .

⁷ Data la natura prevalentemente rocciosa del sottosuolo, gli effetti dei cedimenti sismici possono essere trascurati. 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.

6.3. 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):

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

dove:

q_d = Capacità portante ultima del terreno o carico di rottura unitario (in Kg/cm²)

Pertanto, considerando un valore di *capacità portante ultima del terreno* q_d pari a circa 5,0 Kg/cm² per il substrato roccioso (vedi Capitolo precedente), si avrà:

$$\text{Costante di Winkler } K = 0,4 \times 5,0 \cong 2,0 \text{ Kg/cm}^3$$

7. SBANCAMENTO E MOVIMENTO TERRA

L'operazione più delicata prevista dal progetto, in relazione alla natura dei terreni presenti, appare essere la realizzazione dello sbancamento per la realizzazione dell'edificio previsto. Lo sbancamento non è di dimensioni tali (circa 15 metri di larghezza con altezza massima di circa 2-3 metri) da poter pregiudicare la stabilità del versante, ma vista la natura potenzialmente incoerente di parte dei materiali di copertura presenti, può tuttavia creare qualche problema alla proprietà limitrofa in fase esecutiva, qualora non vengano seguite pedissequamente le seguenti prescrizioni:

1. una volta effettuato lo sbancamento, il muro dovrà essere costruito nel più breve tempo possibile;
2. i lavori dovranno essere effettuati durante una stagione secca e non piovosa;
3. qualsiasi venuta d'acqua di una certa rilevanza che si dovesse verificare durante i lavori di scavo comporterà l'interruzione temporanea degli stessi e la consultazione immediata del sottoscritto o di altro tecnico per le modalità di prosecuzione dei lavori.

Per tutte quelle operazioni che richiedano una stabilità dei fronti di scavo per periodi più lunghi e in condizioni di assoluta sicurezza, si consiglia di praticare gradinate dell'altezza massima e della larghezza minima di 1,5 metri o profilare le scarpate con angoli non superiori a 45° rispetto all'orizzontale.

In definitiva, l'intervento previsto, se condotto a regola d'arte e secondo le prescrizioni qui esposte, non può in alcun modo determinare un peggioramento dell'attuale situazione globale di stabilità, né determinare situazioni che prefigurino un qualsiasi nocumento alle cose ed alle persone.

8. NOTE CONCLUSIVE

Dall'indagine svolta e dalle considerazioni esposte nei Capitoli precedenti emerge un parere favorevole, da un punto di vista geologico, geomorfologico e sismico, alla Piano Operativo Comunale P.O.C. prospettato per l'ambito ATR19 e alla costruzione dell'edificio unifamiliare previsto su esso.

Sulla base dell'indagine svolta (dati bibliografici, rilievo geomorfologico, prove penetrometriche, prospezioni sismiche, ecc.) nella presente relazione è stata effettuata la microzonazione sismica dell'area in oggetto (ambito ATR19) e si sono definite le azioni sismiche di progetto (pericolosità sismica, categoria di sottosuolo, amplificazioni stratigrafiche e topografiche, accelerazione attesa al sito, ecc.), la stratigrafia e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area d'intervento, nonché vengono proposti i valori di riferimento dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione⁸ 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. Si prescrive, in ogni caso, di alloggiare integralmente tutte le fondazioni dei manufatti previsti sul substrato roccioso, presente nel primo metro del sottosuolo, per scongiurare assestamenti o cedimenti differenziali delle strutture stesse.

Pur non essendo state rilevate la falda idrica o venute d'acqua, occorrerà comunque prevedere adeguate opere drenanti che allontanino dal corpo delle fondazioni e dal manufatto previsto eventuali ristagni idrici o venute d'acqua. Le acque così raccolte e quelle meteoriche raccolte nei pluviali dovranno essere convogliate nella rete scolante (fogna, canali, fossi, ecc.) e non essere disperse casualmente al suolo.

Per la presenza di litotipi rocciosi (prevalentemente arenarie), si può escludere che i terreni dell'area d'intervento siano suscettibili di liquefazione (vedi Capitolo 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/2008).

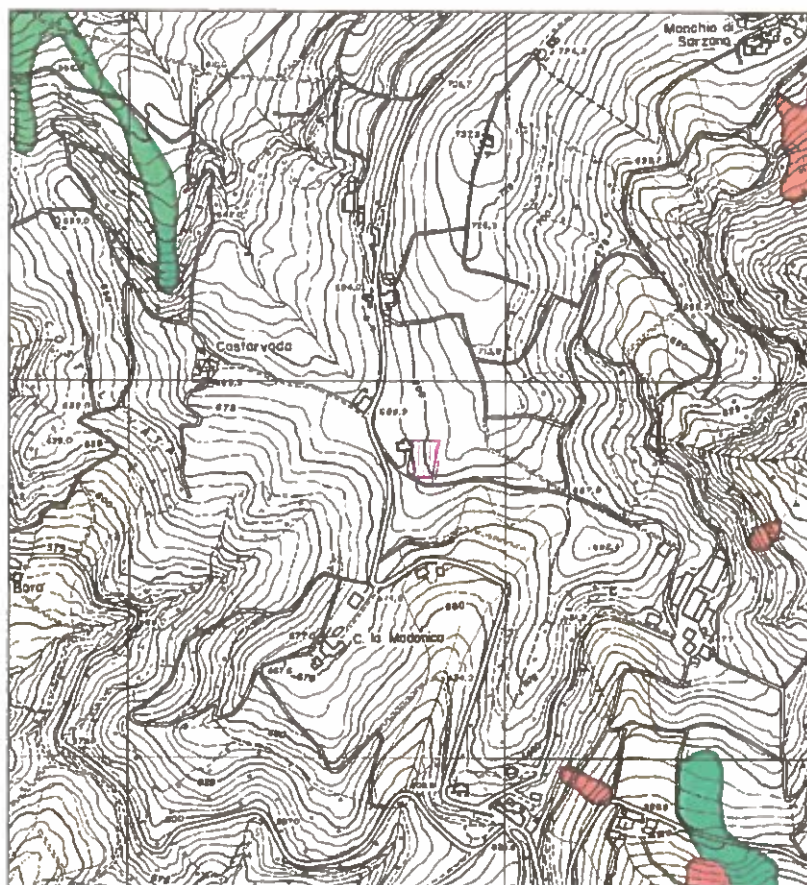
Dato che ci troviamo in presenza di un rilievo costituito da substrato roccioso stratificato, con giacitura sub-orizzontale, sormontato da una copertura detritica con spessori dell'ordine massimo del metro, si ritengono del tutto superflue verifiche di stabilità eseguite mediante modello matematico. Andrà comunque posta particolare attenzione nell'esecuzione dello sbancamento previsto, seppur modesto, per non arrecare danno alla proprietà limitrofa, seguendo scrupolosamente le prescrizioni impartite.

La presente relazione è stata elaborata in ottemperanza alla Deliberazione della Giunta Comunale n.117 del 23/12/2013 (Concorso pubblico per la selezione degli ambiti per la formazione del primo Piano Operativo Comunale P.O.C. del Comune di Casina) ed alle disposizioni contenute nella Legge n.64 del 02/02/1974 e succ. mod. ed int., alla Circ. Regionale n.1288 del 11/02/1983, 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.R. Emilia-Romagna n.112 del 02/05/2007, al D.M. 14/01/2008 ed alla Circolare 2/2/2009 n.617 C.S.LL.PP..

⁸ Vedi nota 3.



Estratto Carta del Dissesto (P.T.C.P. 2010)
Sezione n. 218 060 LEGUIGNO



Scala 1:10.000



Area in oggetto (ambito ATR19)



Frane attive (a1)



Frane quiescenti (a2)



Depositi di versante in s.l. (a3)

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

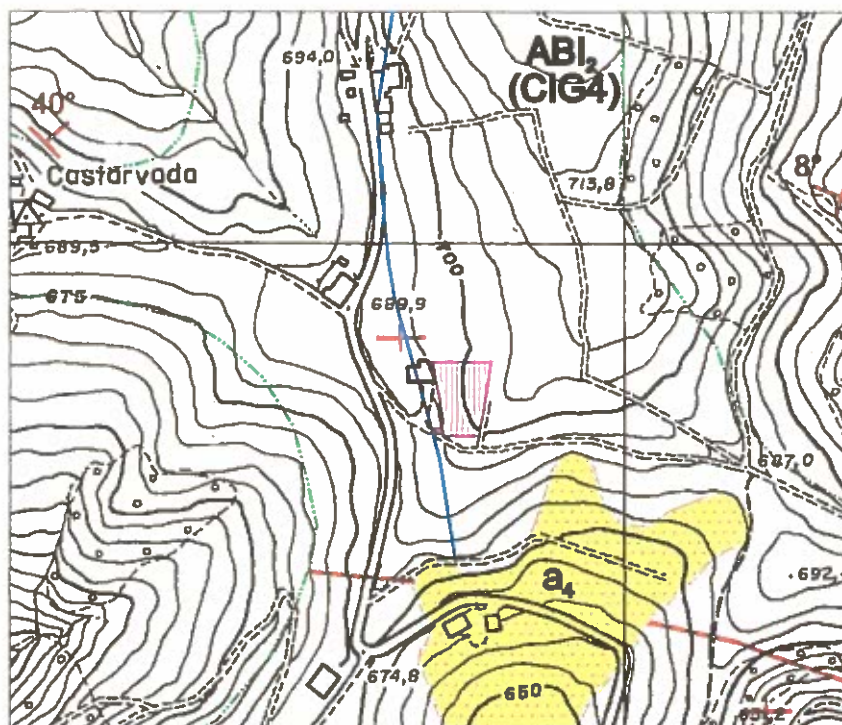
data: febbraio 2014

comm: Sig. Ganapini Dino

dis:

**TAVOLA
1a**

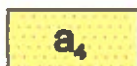
Estratto C.T.R. Elemento n. 218 061 Cortogno



Scala 1:5.000



Area in oggetto (ambito ATR19)



Depositi eluvio-colluviali



FORMAZIONE DI BISMANTOVA - Membro delle Arenarie di Marola
Formazione di Cigarellino - membro delle arenarie di Marola CIG4 secondo
l'ultima versione della carta geologica della Regione Emilia-Romagna



Faglia



Glacitura degli strati (substrato)



Traccia di superficie assiale
sinforme con asse orizzontale



Strati orizzontali (< 5°)



Orlo di terrazzo morfologico

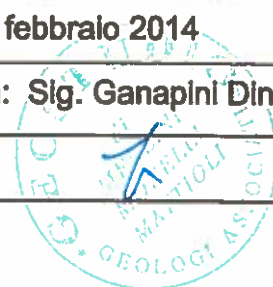
**CARTA GEOLOGICA
E GEOMORFOLOGICA**

data: febbraio 2014

comm: Sig. Ganapini Dino

dis:

**TAVOLA
1b**



Comune di Casina (RE)
 Planimetria Catastale
 scala 1:2.000
 Foglio n.29
 Mappale n. 57



Area in oggetto (ambito ATR19)



PLANIMETRIA DI PROGETTO
 scala 1:500

57FRAZ

AREA VERDE AGRICOLA NON EDIFICABILE IN DOTAZIONE AL LOTTO

GIARDINO

171

NUOVA AREA CORTILIVA
 ACCESSO AI SEMINTERRATI

57

15/11

11.50

ABITAZIONE

11.10

PORTICO

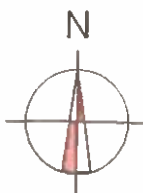
RE.MI

HVSR

16/11

AREA VERDE AGRICOLA NON
 EDIFICABILE IN DOTAZIONE AL LOTTO

CORRELA DI DIMENSIONI PREVISIONE



81

RE.MI
 HVSR

Prospezioni sismiche
 (RE.MI e HVSR)
 eseguite nel febbraio 2011

15/11

Prove penetrometriche
 dinamiche eseguite nel febbraio 2011

P1

Prove penetrometriche
 dinamiche eseguite nel febbraio 2014

A MASW B

Prospezione sismica (MASW) eseguita nel febbraio 2014

**ESTRATTO PLANIMETRIA
 CATASTALE ED UBICAZIONE
 PROVE GEOGNOSTICHE**

data: febbraio 2014

comm: Sig. Ganapini Dino

dis:

**TAVOLA
 2**

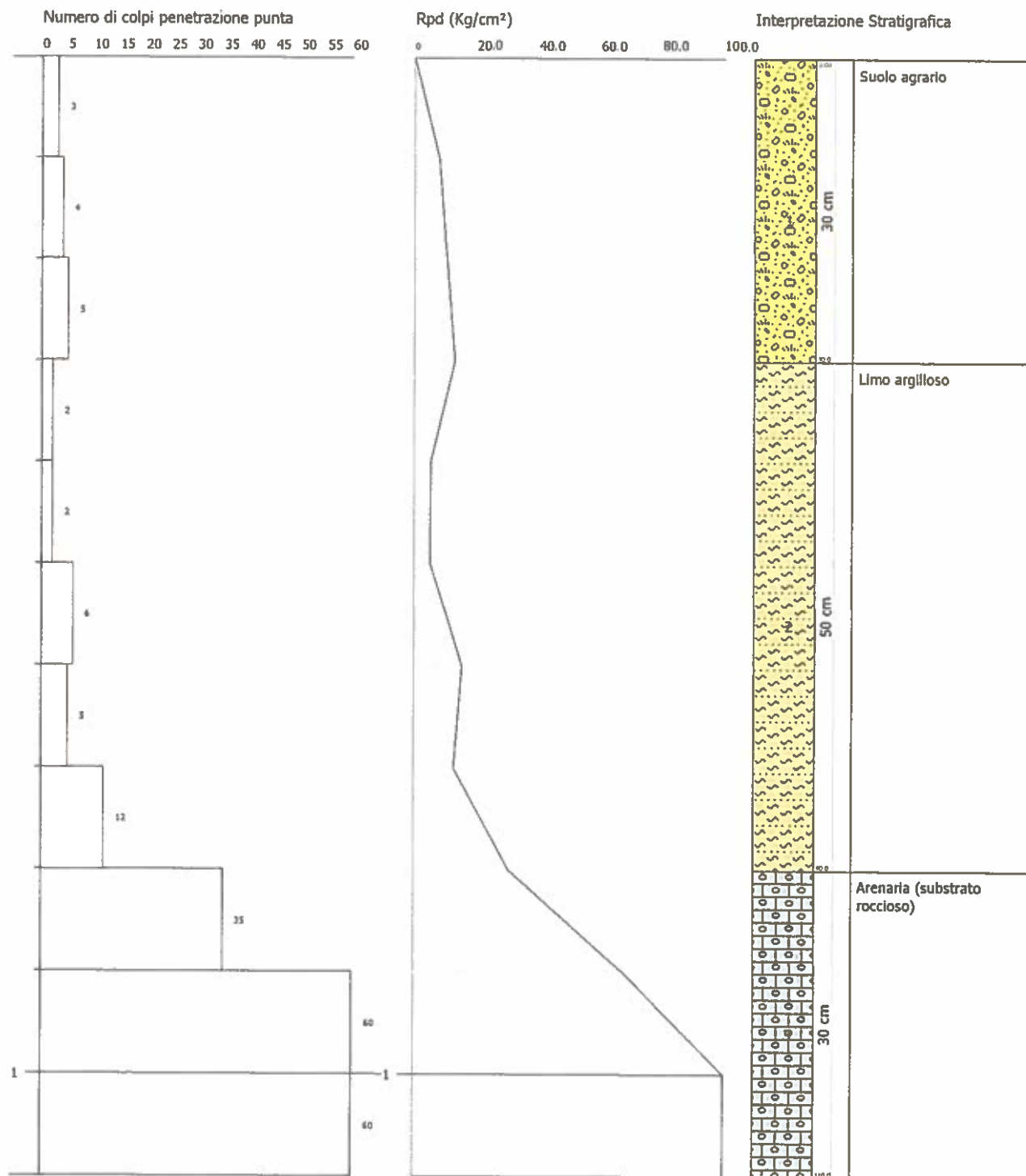


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DL-20 (60°) Man

Committente: Sig. GANAPINI Dino
Cantiere: Stella - Via Campanile n.2
Località: CASINA (RE)

Data: 24/02/2014

Scale 1:5



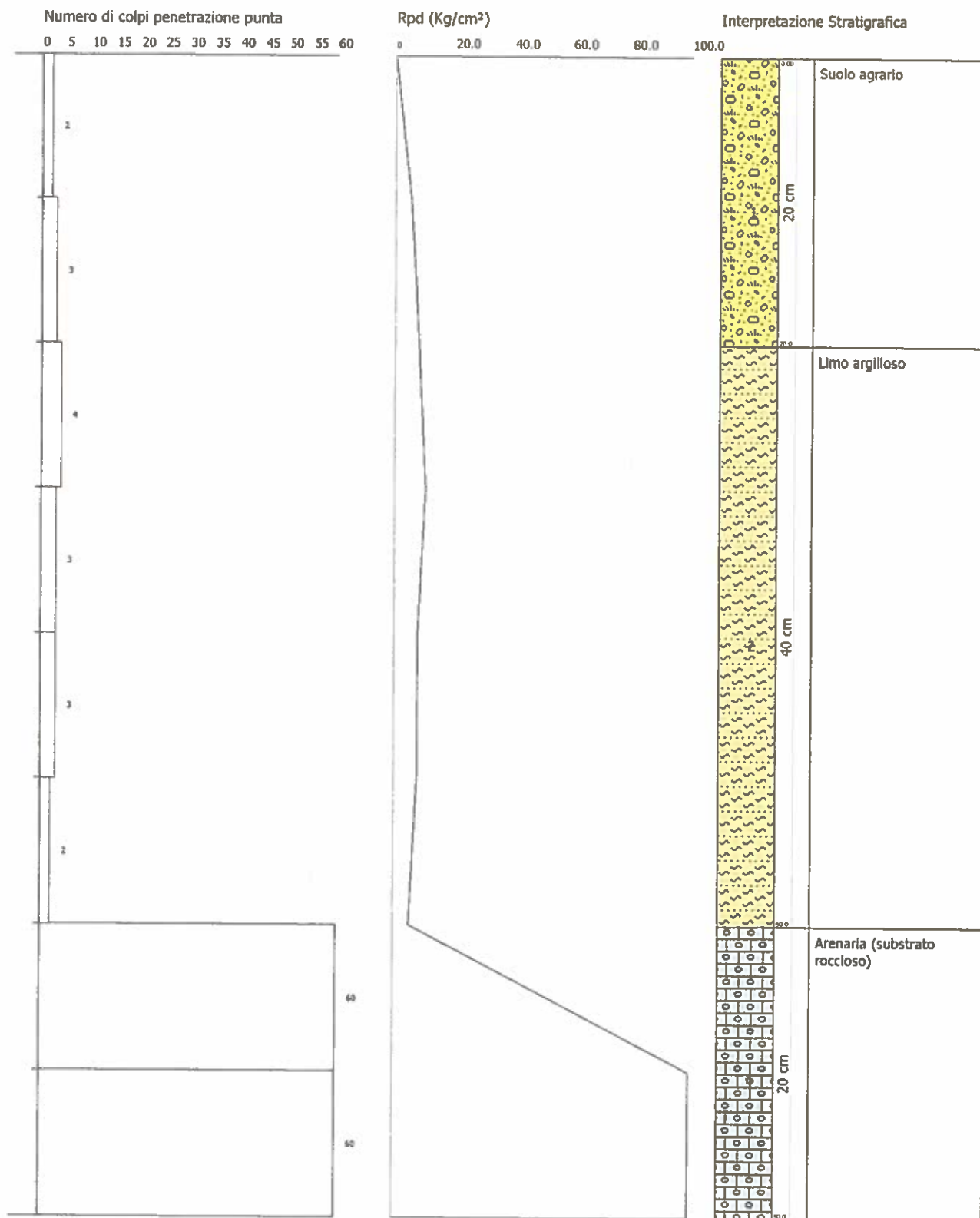


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DL-20 (60°) Man

Committente: Sig. GANAPINI Dino
Cantiere: Stella - Via Campanile n.2
Località: CASINA (RE)

Data: 24/02/2014

Scala 1:1



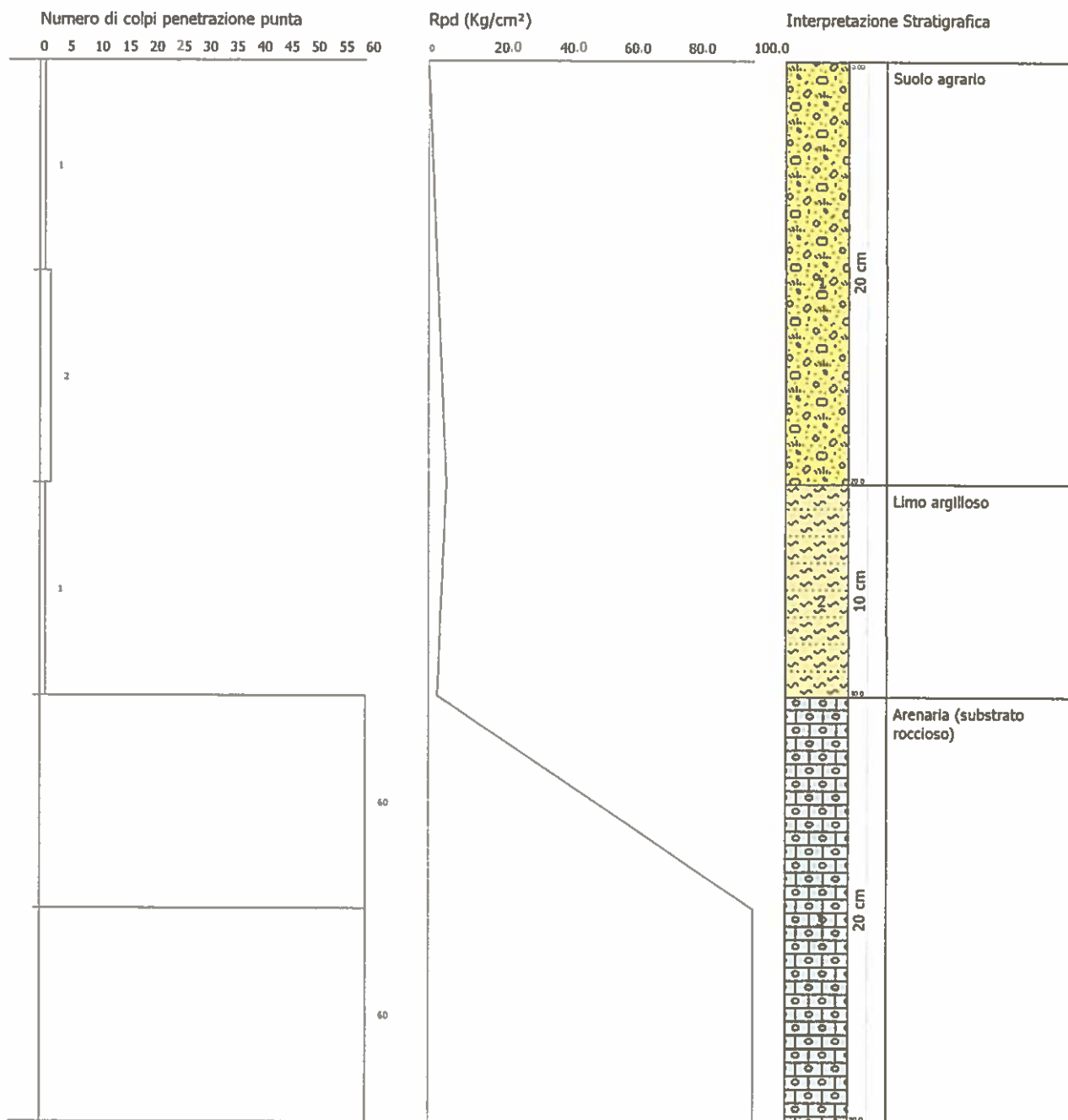


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DL-20 (60°) Man

Committente: Sig. GANAPINI Dino
Cantiere: Stella - Via Campanile n.2
Località: CASINA (RE)

Data: 24/02/2014

Scale 1:2



PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committente: Sig. GANAPINI Dino
 Cantiere: Stella - Via Campanile n.2
 Località: CASINA (RE)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DL-20 (60°) Man

Rif. Norme	DIN 4094	Peso aste a metro	2.5 Kg/m
Peso Massa battente	20 Kg	Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Altezza di caduta libera	0.20 m	Avanzamento punta	0.10 m
Peso sistema di battuta	3.6 Kg	Numero colpi per punta	N(10)
Diametro punta conica	35.68 mm	Coeff. Correlazione	0.49-0.48
Area di base punta	10 cm ²	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: DL-20 (60°) Man
Profondità prova: 1.1 m

Prova eseguita in data: 24/02/2014
Falda non rilevata

TERRENI INCOERENTI E COERENTI

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	7.88	9.20	1	privo di consistenza	[1] - Suolo agrario
0.20	4	0.855	10.48	12.26	2	privo di consistenza	[1] - Suolo agrario
0.30	5	0.853	13.07	15.33	2	poco consistente	[1] - Suolo agrario
0.40	2	0.851	5.22	6.13	1	privo di consistenza	[2] - Limo argilloso
0.50	2	0.849	5.20	6.13	1	privo di consistenza	[2] - Limo argilloso
0.60	6	0.847	15.58	18.39	3	poco consistente	[2] - Limo argilloso
0.70	5	0.845	12.95	15.33	2	poco consistente	[2] - Limo argilloso
0.80	12	0.843	31.02	36.78	6	moderat. consistente	[2] - Limo argilloso
0.90	35	0.692	67.70	97.90	17	molto consistente	[3] - Arenaria (substrato roccioso)
1.00	60	0.640	107.37	167.83	29	molto consistente	[3] - Arenaria (substrato roccioso)
1.10	100	0.638	178.46	279.72	48	estrem. consistente	[3] - Arenaria (substrato roccioso)

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato: DL-20 (60°) Man
Profondità prova: 0.8 m

Prova eseguita in data: 24/02/2014
Falda non rilevata

TERRENI INCOERENTI E COERENTI

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	2	0.857	5.25	6.13	1	privo di consistenza	[1] - Suolo agrario
0.20	3	0.855	7.86	9.20	1	privo di consistenza	[1] - Suolo agrario
0.30	4	0.853	10.45	12.26	2	privo di consistenza	[2] - Limo argilloso
0.40	3	0.851	7.82	9.20	1	privo di consistenza	[2] - Limo argilloso
0.50	3	0.849	7.81	9.20	1	privo di consistenza	[2] - Limo argilloso
0.60	2	0.847	5.19	6.13	1	privo di consistenza	[2] - Limo argilloso
0.70	60	0.645	118.65	183.91	29	molto consistente	[3] - Arenaria (substrato roccioso)
0.80	80	0.643	157.75	245.21	39	estrem. consistente	[3] - Arenaria (substrato roccioso)

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato: DL-20 (60°) Man
Profondità prova: 0.5 m

Prova eseguita in data: 24/02/2014
Falda non rilevata

TERRENI INCOERENTI E COERENTI

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	1	0.857	2.63	3.07	0	privo di consistenza	[1] - Suolo agrario
0.20	2	0.855	5.24	6.13	1	privo di consistenza	[1] - Suolo agrario
0.30	1	0.853	2.61	3.07	0	privo di consistenza	[2] - Limo argilloso
0.40	60	0.651	119.68	183.91	29	molto consistente	[3] - Arenaria (substrato roccioso)
0.50	80	0.649	159.11	245.21	39	estrem. consistente	[3] - Arenaria (substrato roccioso)

**INDAGINE EFFETTUATA NELL'AMBITO ATR19 PER IL P.S.C. ED IL R.U.E.
(PENETROMETRIE, RE.MI E HVSR MICROTREMORI)**

febbraio 2011

CENTROGEO SURVEY
P.zza S. Quirino, 6 - 42015 Correggio (RE)

P.zza S. Quirino, 6 - 42015 Correggio (RE)

CALITA' Casina (RE)

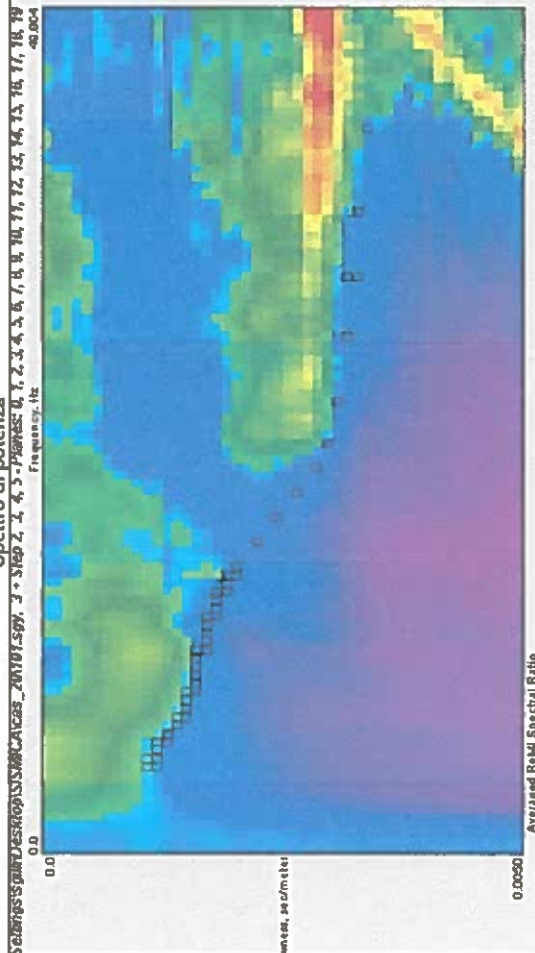
COMMITTENTE. Comune di Ca

A. 23-02-2011

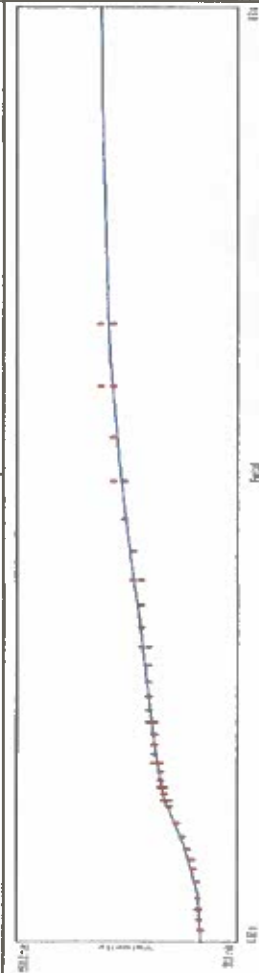
CANTIERE: Osservazioni PSC

OPERATORI: Mazzetti M. - Arbizzi A.

Spettro di potenza

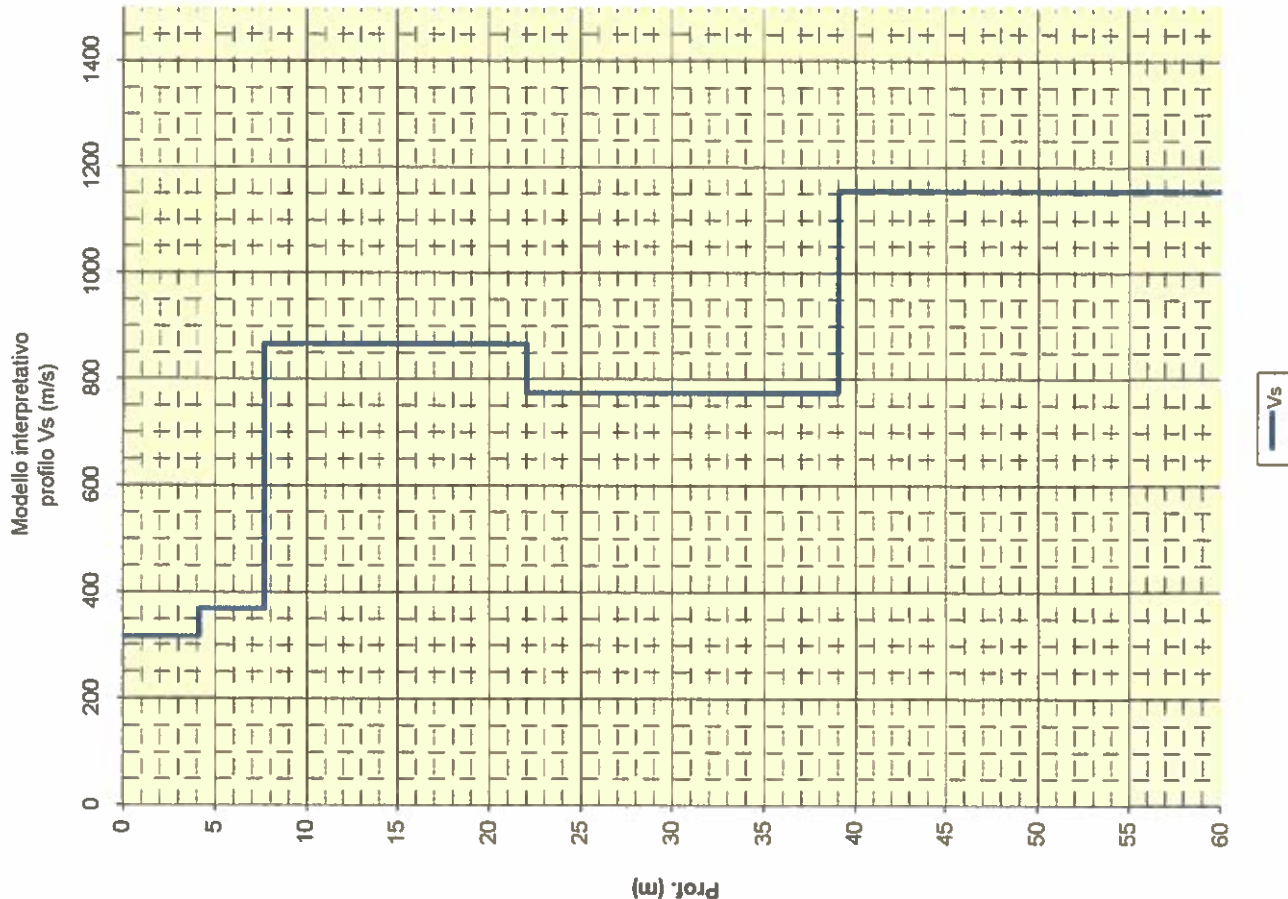


Curva di dispersione



Note:

Modello Interpretativo			
Strato n°	Prof. (m)	Spess. (m)	Vs (m/s)
1	0	4,1	320
2	41	3,6	370
3	77	14,3	870
4	22	17	770
5	39	INF	1180
6			
7			
8			
9			
10			



CENTROGEO SURVEY
P.zza S. Quirino, 6 - 42015 CORREGGIO

INDAGINE HVSR CAS20

LOCALITA': Casina (RE)

COMMITTENTE: Comune di Casina

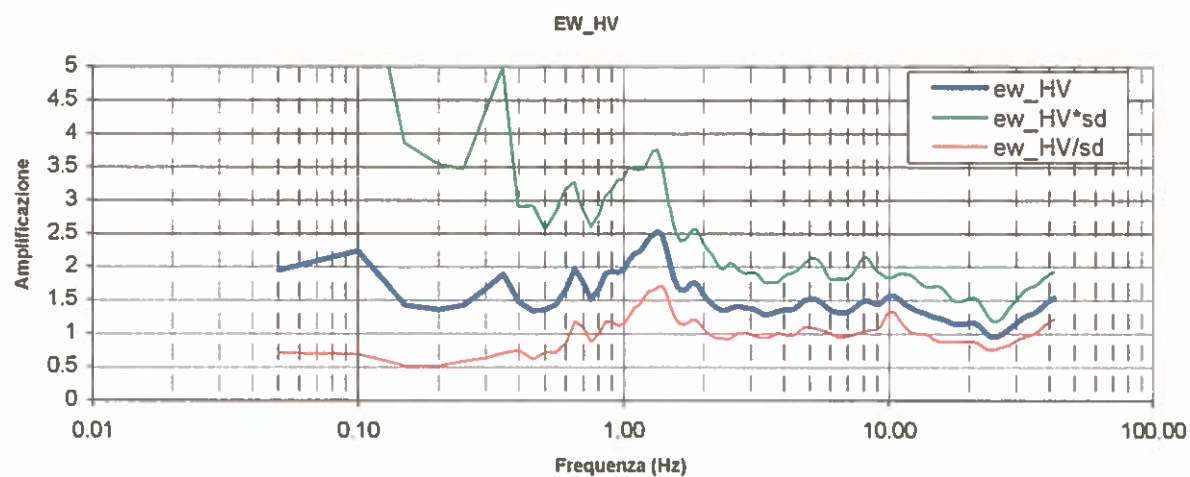
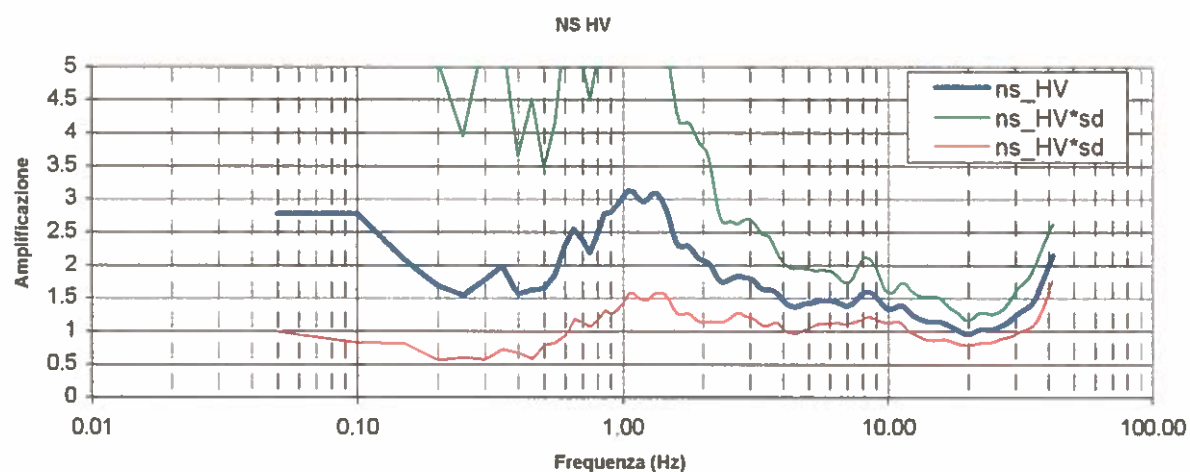
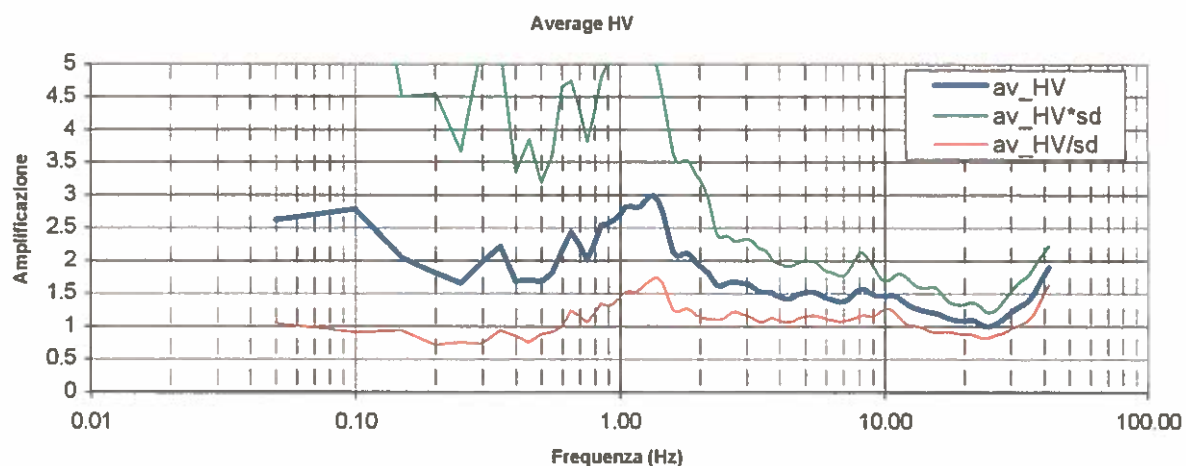
DATA: 23-02-2011

CANTIERE: Osservazioni PSC

QUOTA: 685 m. s.l.m.

OPERATORI: Mazzetti M. - Arbizzi A.

Rapporti spettrali



CENTROGEO SURVEY S.n.c. P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE)		PROVA PENETROMETRICA D.P.M. N° 15-11		COMMITTENTE: Comune di Casina (RE)	
OPERATORE: Dr. Arbizzi - M. Mazzetti		ATTREZZO: Pen. dinamico PSE11 30 kg		CANTIERE: Osservazioni PSC	
QUOTA: piano campagna		Profondità falda: non rilevata.		DATA: 23/02/2011	

profondità m

N° colpi

0 10 20 30 40 50 60

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

profondità m

qd Kg/cmq

0 20 40 60 80 100 120

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

CENTROGEO SURVEY S.n.c. P.zza S. Quirino, 6 - Correggio (RE)		PROVA PENETROMETRICA D.P.M. N° 16-11		COMMITTENTE: Comune di Casina (RE)	
OPERATORE: Dr. Arbizzi - M. Mazzetti		ATTREZZO: Pen. dinamico PSE11 30 kg		CANTIERE: Osservazioni PSC	
QUOTA: piano campagna		Profondità falda: non rilevata.		DATA: 23/02/2011	

profondità m

N° colpi

0 10 20 30 40 50 60

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

profondità m

qd Kg/cm²

0 20 40 60 80 100 120

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

Indagine geofisica tramite tecnica MASW

**GHOSTUDIO 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: 26 febbraio 2014 ore 16.30

Committente: Sig. GANAPINI DINI

Cantiere: Stella – Via Campanile n.2

Località: 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	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

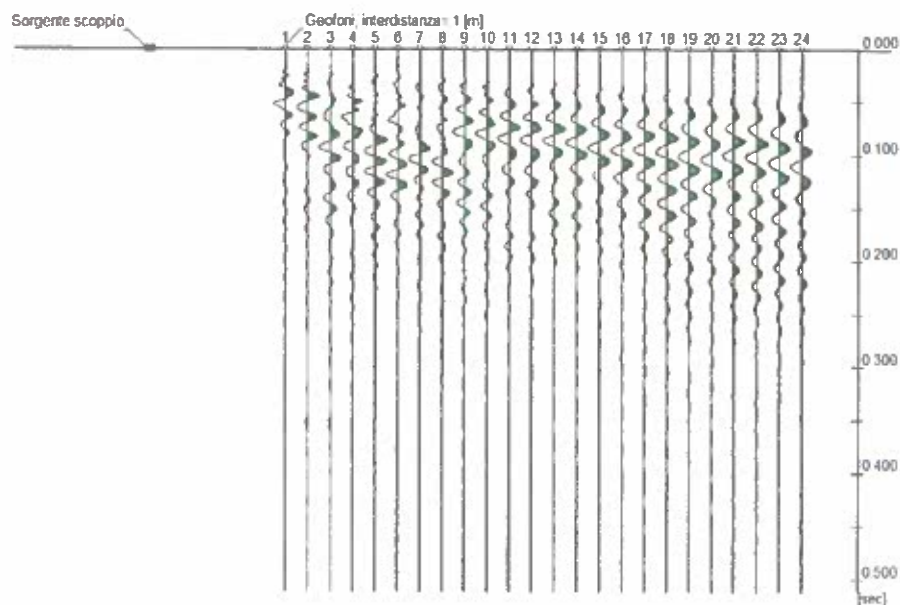
L'indagine è stata effettuata tramite sismografo 12 canali della Dolang di Genova (JEA 24 bit), gestito da computer, avente le seguenti caratteristiche:

- 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 250 a 32000 microsecondi
- Frequenza di campionamento (inverso del sample rate) da circa 30 Hz a 4000 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.

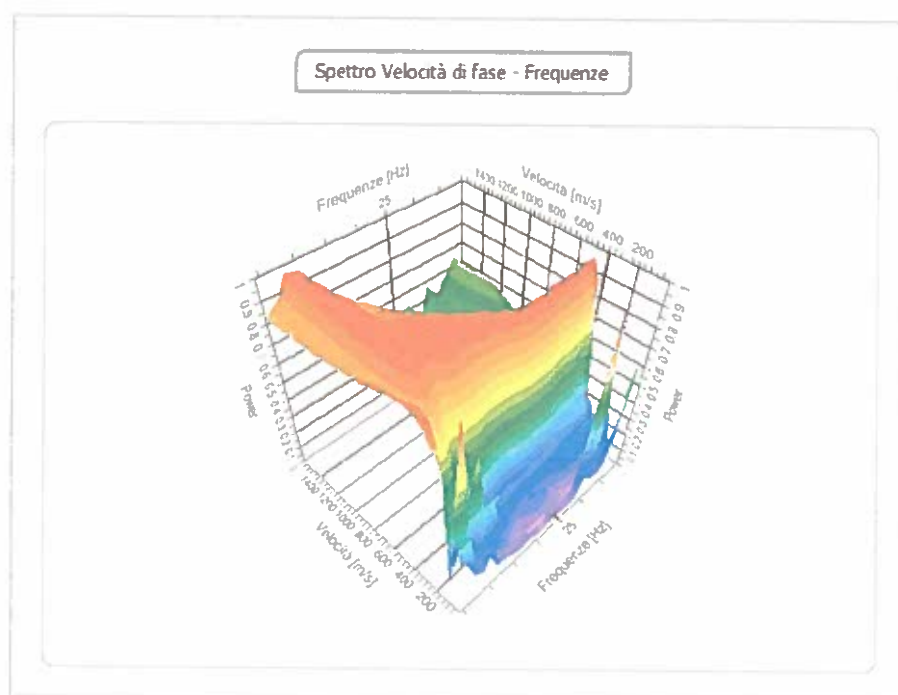
Tracce

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	512.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	0.25



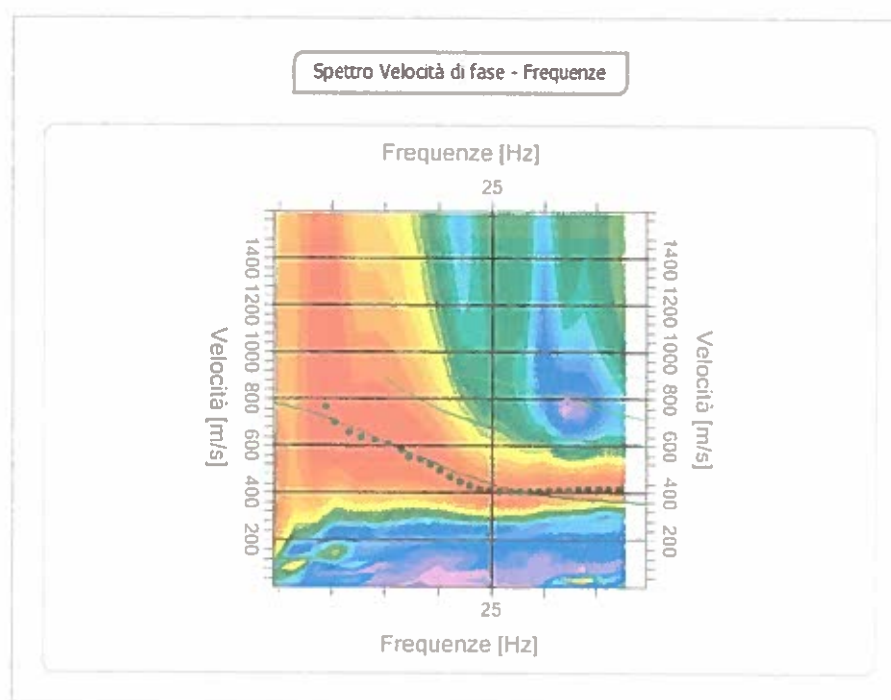
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	4.5
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	40
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	1600
Intervallo velocità [m/sec]	1



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	9.5	763.9	0
2	10.3	700.3	0
3	11.7	657.9	0
4	12.8	636.7	0
5	15.4	608.5	0
6	14.2	622.6	0
7	16.6	580.2	0
8	17.4	551.0	0
9	18.3	540.3	0
10	19.3	520.5	0
11	20.2	492.9	0
12	21.1	467.3	0
13	22.1	445.3	0
14	23.0	427.9	0
15	24.0	415.2	0
16	24.9	407.0	0
17	25.8	402.8	0
18	26.8	401.7	0
19	27.7	402.3	0
20	28.6	403.7	0
21	29.6	405.4	0
22	30.5	407.3	0
23	31.5	409.2	0
24	32.4	410.8	0
25	33.3	412.1	0
26	34.3	413.1	0
27	35.2	413.9	0
28	36.1	414.4	0
29	37.1	414.4	0



Inversione

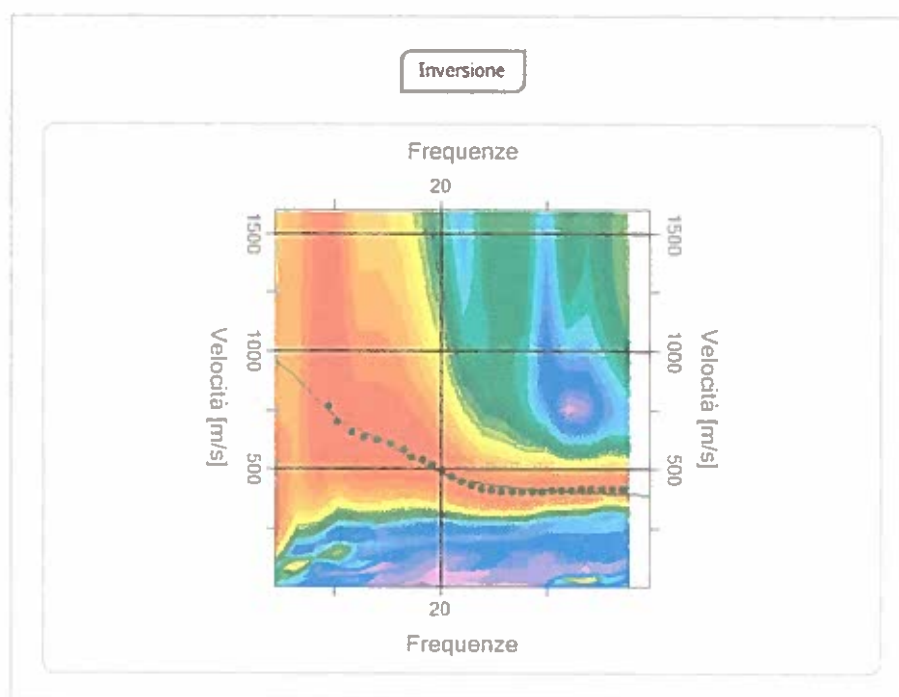
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.00	1.00	1850.0	0.45	No	558.6	168.4
2		2.00	1.00	1950.0	0.40	No	720.6	294.2
3		11.10	9.10	2150.0	0.35	No	974.8	468.3
4		20.07	8.97	2250.0	0.35	No	1697.6	815.5
5		39.74	19.67	2250.0	0.35	No	1675.3	804.8
6		∞	∞	2250.0	0.30	No	2142.7	1145.3

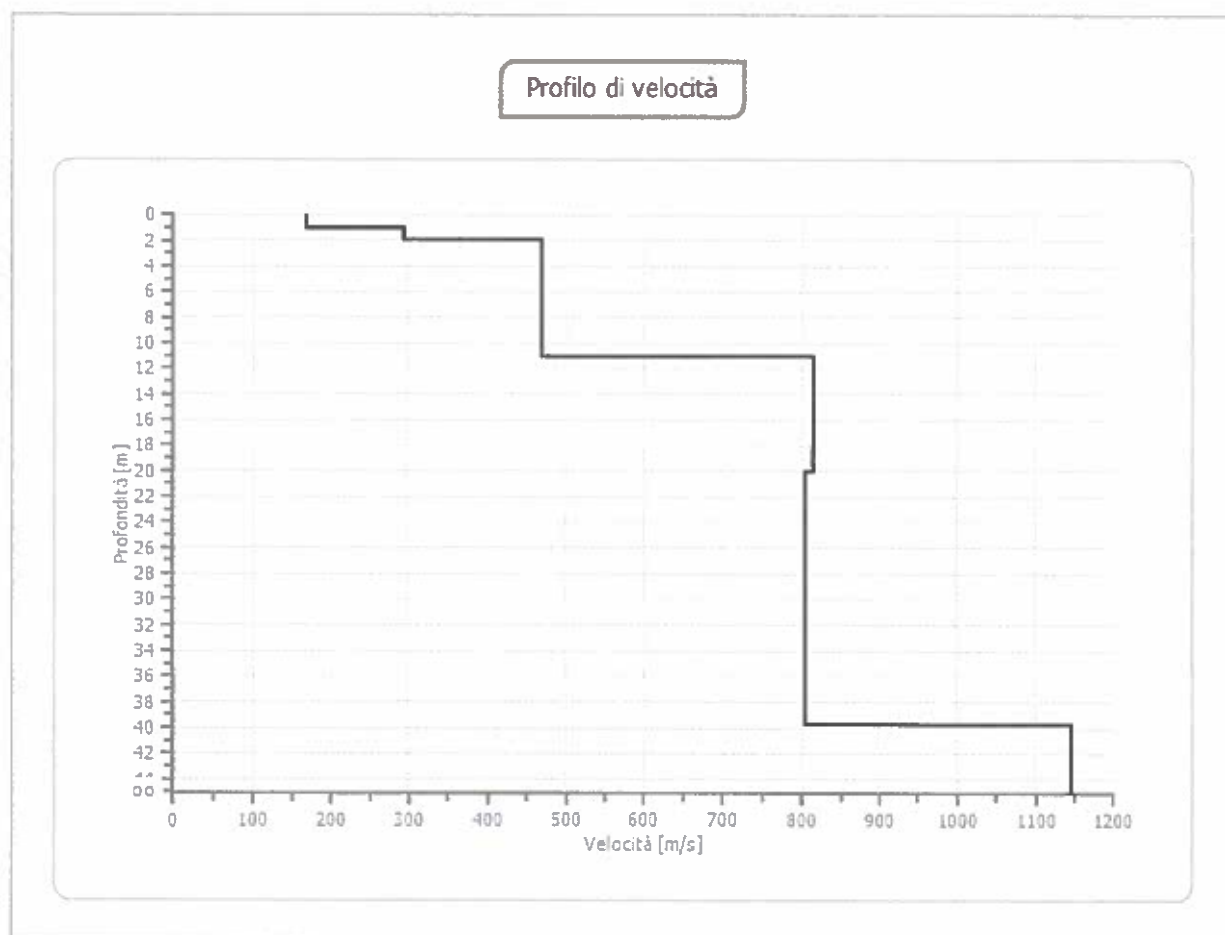
Percentuale di errore

0.091 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.033





Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.00
Vs30 [m/sec]	632.75
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 Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Sismostratigrafia

