Dott. Paolo Paccara - GEOLOGO
Via Turati, 22 - 05100 Terni
Telefax 0744 / 221468 – 333/7907925

COMUNE DI TERNI

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOLOGICO-TECNICA

——————————— * ———————————

Studio geologico, idrogeologico, sismostratigrafico e geotecnico in relazione al progetto di ampliamento dell'edificio artigianale di proprietà della ditta Divania snc, sito in via Narni 252 (TR).

Committente: DIVANIA snc

TERNI - Foglio 153, particelle 436-904

——————————— * ———————————

dott. Paolo Paccara - Geologo
Ordine dei Geologi dell'Umbria
Iscrizione Albo Professionale n° 219.

Dott.ssa Tatiana Nevi - GEOLOGA

Marzo 2014

COMUNE DI TERNI
Provincia di Terni

1-PREMESSA

La presente relazione geologico-tecnica viene redatta per il progetto di realizzazione di un ampliamento del capannone artigianale e di vendita Divania sito lungo la Strada Flaminia, in via Narni 252 (TR).

I riferimenti catastali del sito sono: foglio 153, particelle 436-904

Verrà descritto l'inquadramento generale dal punto di vista territoriale (geologico, geomorfologico e idrogeologico), nonché quello urbanistico e normativo attualmente vigente nell'area di proprietà.

A tal fine state consultate varie fonti normative e cartografiche tra le quali: PAI (Piano Assetto Idrogeologico) dell'Autorità di Bacino del fiume Tevere per gli aspetti idraulici e idrogeologici; PRG di Terni per la verifica dei vincoli territoriali presenti; LR 27/2000 PUT Regione Umbria (LR 52/1983), D.Lgs 42/2004 (ex D.Lgs 490/99) la quale ha dato esito positivo ovvero non sussistono vincoli di natura ambientale o urbanistica per l'area oggetto di intervento.

La presente relazione viene redatta ai sensi della nuova normativa NTC 2008 e con particolare riferimento ai parametri sismici di progetto e alla risposta sismica locale, in approccio semplificato. A tal fine è stato condotto uno stendimento di sismica a rifrazione di tipo MASW volto a caratterizzare la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di sottosuolo (Vs30).

Infine per la definizione dello stato di addensamento dei terreni qui presenti sono state effettuate 4 prove penetrometriche superpesanti in prossimità degli spigoli dell'ampliamento di progetto.

2-GEOLOGIA e GEOMORFOLOGIA DELL'AREA

L'area di studio è ubicata nella porzione occidentale della Conca Ternana, ovvero la depressione intrappennica che si è originata nel Plio-Pleistocene come conseguenza della tettonica distensiva.

La porzione superiore della sequenza alluvionale di colmamento della conca ternana, con particolare riguardo al sito di interesse, è costituita da sedimenti fini, limo argillosi, giallastri o marroni, giallastri, a cui si alternano livelli di limi costituiti da aggregati di travertino, piuttosto leggeri e con grado di addensamento in genere medio-basso. Nell'area di studio si riscontra la presenza di un riporto antropico potente circa 60 cm, passante a limi argilloso-sabbiosi fino a circa-5.5 m di profondità; a seguire sono presenti ghiaie in matrice sabbiosa, di origine alluvionale, che si estendono in profondità fino a circa -12/-13 m dal pc. Lo stato di addensamento delle ghiaie è in genere elevato.

A profondità più elevate sono presenti i sedimenti sabbiosi ed argillosi del Bacino Tiberino; quest'ultimi terreni sono caratterizzati da condizioni di addensamento medio-elevato, essendo terreni di età plio-quaternaria, quindi più antichi dei sovrastanti sedimenti alluvionali e perciò dotati di maggiore consistenza. Gli

orizzonti più argillosi sono dotati di sovraconsolidazione (coesione da "*aegening*") quindi proprio per la loro età e dalle vicissitudini geologiche che hanno subito.
La stratigrafia come sopra indicata è stata dedotta dalle indagini penetrometriche dinamiche e dalla MASW eseguita, ma è stata anche confrontata con alcuni pozzi domestici nella zona e dalle risultanze delle perforazioni per i pali di fondazione eseguiti nell'attiguo capannone artigianale.

3-IDROGEOLOGIA

La posizione della falda nell'area indagata è circa a -3.5/-4 m dal piano campagna, così come indicato dalle indagini penetrometriche di seguito commentate. La profondità indicata è contenuta all'interno dei sedimenti limoso-argillosi e limo-sabbiosi, ma lo strato acquifero è costituito dalle sottostanti ghiaie sabbiose e idraulicamente sostenuto dai sedimenti argillo-sabbiosi presenti sotto i 13/14 m di profondità. Si tratta di una falda alluvionale alimentata direttamente dalle infiltrazioni delle aree collinari vicine, ma anche dalle precipitazioni meteoriche dirette. La quota della falda è particolarmente elevata quest'anno a causa delle abbondanti precipitazioni dei mesi scorsi e quindi per la ricarica naturale si attesta ad una quota più alta delle medie dei decenni passati.

Per quanto riguarda la permeabilità idraulica dei terreni presenti, i sedomenti alluvionali superiori (limi argillo-sabbiosi), possiedono una permeabilità primaria bassa, con valori di K compreso tra K~ $10^{-4}/10^{-5}$ cm/s. Le sottostanti ghiaie in matrice sabbiosa possiedono una permeabilità più elevata (permeabilità per porosità), con coefficiente di permeabilità K~ 10^{-1} cm/s.

4-INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

4.1-ANALISI E RISULTATI DEGLI STENDIMENTI DI SISMICA A RIFRAZIONE MASW

Presso la proprietà Divania in occasione della realizzazione del capannone ad uso artigianale, è stato condotto uno stendimento di sismica a rifrazione MASW di 48 m di lunghezza, volto alla caratterizzazione delle proprietà meccaniche ed elastiche dei primi metri di sottosuolo così come previsto dalle normative vigenti (D.M. 14/01/2008 PUNTO 3.2.2) e alla determinazione dell'andamento delle Vs (velocità delle onde sismiche di taglio, misurata la componente verticale Vsh) nei primi 30 m di sottosuolo.
Lo scopo dell'indagine è la caratterizzazione dinamica del sottosuolo nelle prime decine di metri con 1'individuazione delle principali unità geofisiche e delle relative proprietà meccaniche elastiche, quali velocità delle onde longitudinali P (Vp), velocità delle onde trasversali S (Vs) e i relativi parametri elastici (E, G, K e v).
Sulla base dei valori di Vs e del modulo di taglio (G) sarà possibile valutare la rigidezza del suolo e fornire delle prime indicazioni sul comportamento dinamico della parte supeficiale del sottosuolo, in applicazione alla normativa nazionale

(D.G.R. 22 dicembre 2005, n. VIIUlS66 "Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T., in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 12/2005").

In riferimento alla nuova normativa antisismica presto in vigore (D.M. 14/1/2008), redatta sulla base dell'Eurocodice 7, ai fini della progettazione ingegneristica, la categoria di suolo risultante dalla prova di sismica a rifrazione è la categoria di suolo B, ovvero "*Terreni a grana grossa ben addensati o terreni a grana fine molto consistenti con Vs30 comprese tra 360 e 800 m\s" in quanto la Vs30 è pari a 441 m\s > 360 m\s.*

Stendimento sismico su foto aerea

Per la visione completa della prova di sismica a rifrazione si rimanda agli allegati in coda al testo.

4.2-ANALISI E INTERPRETAZIONI RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE

Risultati delle prove penetrometriche dinamiche continue (TG 73-100/200)

Caratteri delle prove penetrometriche come Metodo di Indagine in situ

L'indagine è stata condotta utilizzando il penetrometro dinamico pesante PAGANI TG 73-100/200 (vedi tra gli allegati l'ubicazione delle prove e i relativi grafici di interpretazione per ogni singola prova penetrometrica). Il penetrometro dinamico è uno strumento di perforazione a percussione capace di valutare con continuità lo stato di addensamento dei terreni attraversati. Si tratta di un metodo di indagine che permette di valutare le condizioni di resistenza in sito dei terreni, la presenza di falda idrica e di dedurre in parte anche la natura litologica dei terreni. Le prove penetrometriche dinamiche sono codificate secondo una conduzione standardizzata; quindi per terreni molto addensati o cementati se si registra una resistenza

all'avanzamento della punta su 30 cm di asta superiore a 60 colpi si deve sospendere la perforazione.

L'interpretazione di una prova consiste nel differenziare il terreno in strati omogenei caratterizzati da valori di resistenza simili; da questa discretizzazione si ottiene il parametro noto come Resistenza Penetrometrica Dinamica RPD, attraverso la nota Formula Olandese. Il software utilizzato per la determinazione delle resistenze consente di elaborare il numero di colpi N registrati dal penetrometro qui in uso, in numenro di colpi NSPT, ovvero in colpi della Prova penetrometrica Standard. Dal numero di colpi NSPT si determinano i parametri geotecnici sulla scorta di correlazioni note nella letteratura geotecnica specifica e di natura sperimentale. In questo caso, essendo i litotipi presenti prevalentemente ghiaiosi, le correlazioni valide sono quelle per terreni granulari, quindi si è determinata dapprima la densità relativa e da questa l'angolo di attrito □', ma anche la coesione in condizioni non drenate (parametro Cu), il contenuto medio di acqua (W) e l'indice dei vuoti (e).

Prova n 1, profondità raggiunta 6.3 m (vedi grafico prova penetrometrica n°1 e sua ubicazione, allegati in fondo):

- dal piano campagna a -0.6 m di profondità: riporto antropico, Nspt medio per questo strato = **11**. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito ϕ' = 27°. Peso di volume= 1.78 kg/cmc, modulo edometrico= 50 kg/cmq

- da 0.6 a 5.1 m si è perforato uno strato di limi argillosi e sabbiosi, Nspt medio per questo strato = **4**. Terreno che resiste a condizioni granulari e coesive, angolo di attrito ϕ' = 22.5°, coesione = 0.2 Kg/cmq. Peso di volume= 1.8 kg/cmc, modulo di elasticità= 18 kg/cmq

- da 5.1 a 6.3 m si è perforato uno strato di ghiaie, Nspt medio per questo strato = **42**. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito ϕ' = 40°, coesione = 0 Kg/cmq. Peso di volume= 2.1 kg/cmc, modulo di elasticità= 101 kg/cmq. FALDA a -3.9 m.

Prova n 2, profondità raggiunta 6 m (vedi grafico prova penetrometrica n°2 e sua ubicazione, allegati in fondo):

- dal piano campagna a -0.6 m di profondità: riporto antropico, Nspt medio per questo strato = **10**. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito ϕ' = 27°. Peso di volume= 1.8 kg/cmc, modulo edometrico= 48 kg/cmq

- da 0.6 a 5.4 m si è perforato uno strato di limi argillosi e sabbiosi, Nspt medio per questo strato = **4**. Terreno che resiste a condizioni granulari e coesive, angolo di attrito ϕ' = 22.5°, coesione = 0.2 Kg/cmq. Peso di volume= 1.8 kg/cmc, modulo di elasticità= 18 kg/cmq

- da 5.4 a 6 m si è perforato uno strato di ghiaie, Nspt medio per questo strato = **42**. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito ϕ' = 40°,

coesione = 0 Kg/cmq. Peso di volume= 2.1 kg/cmc, modulo di elasticità= 99 kg/cmq. FALDA a -3.6 m.

Prova n 3, profondità raggiunta 6 m (vedi grafico prova penetrometrica n°3 e sua ubicazione, allegati in fondo):

- dal piano campagna a -0.6 m di profondità: riporto antropico, Nspt medio per questo strato = **12**. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito ϕ' = 28°. Peso di volume= 1.78 kg/cmc, modulo edometrico= 52 kg/cmq

- da 0.6 a 5.1 m si è perforato uno strato di limi argillosi e sabbiosi, Nspt medio per questo strato = **4**. Terreno che resiste a condizioni granulari e coesive, angolo di attrito ϕ' = 22.5°, coesione = 0.2 Kg/cmq. Peso di volume= 1.8 kg/cmc, modulo di elasticità= 18 kg/cmq

- da 5.1 a 6 m si è perforato uno strato di ghiaie, Nspt medio per questo strato = **42**. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito ϕ' = 40°, coesione = 0 Kg/cmq. Peso di volume= 2.1 kg/cmc, modulo di elasticità= 103 kg/cmq. FALDA a -3.6 m.

Prova n 4, profondità raggiunta 6.3 m (vedi grafico prova penetrometrica n°4 e sua ubicazione, allegati in fondo):

- dal piano campagna a -0.6 m di profondità: riporto antropico, Nspt medio per questo strato = **12**. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito ϕ' = 28°. Peso di volume= 1.8 kg/cmc, modulo edometrico= 52 kg/cmq

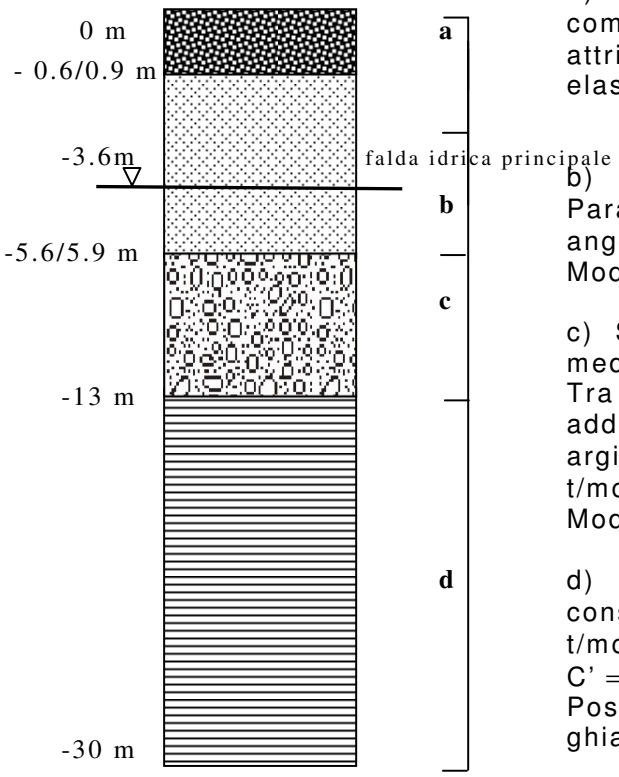
- da 0.6 a 5.7 m si è perforato uno strato di limi argillosi e sabbiosi, Nspt medio per questo strato = **5**. Terreno che resiste a condizioni granulari e coesive, angolo di attrito ϕ' = 23.5°, coesione = 0.25 Kg/cmq. Peso di volume= 1.8 kg/cmc, modulo di elasticità= 23 kg/cmq

- da 5.7 a 6.3 m si è perforato uno strato di ghiaie, Nspt medio per questo strato = 42. Terreno che resiste a condizioni granulari, angolo di attrito □' = 40°, coesione = 0 Kg/cmq. Peso di volume= 2.25 kg/cmc, modulo di elasticità= 113 kg/cmq. FALDA a -3.9 m.

5-MODELLO GEOTECNICO e STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Il modello geotecnico che deriva dall'esecuzione delle 4 prove DPSH e dalle indagini geofisiche condotte per il progetto di ampliamento, è stato integrato dalal consultazione di indagini geognostiche eseguite nella medesima area dallo scrivente negli anni scorsi ed anche dalla consultazione delle perforazioni eseguite per i pali di fondazione nella prima realizzazione del capannone stesso.

Di seguito viene indicata la stratigrafia geotecnica di riferimento ricavata sulla scorta delle indagini.



a) riporto eterogeneo calcareo di pezzatura variabile compattato: Parametri geotecnici: γn = 2 t/mc, angolo di attrito ϕ' = 38°; coesione C' = 0Kg/cmq. Modulo di elasticità E =300 Kg/cmq.

b) Limi sabbiosi e deb argillosi, poco addensati: Parametri geotecnici: γn = 1.75 t/mc, γsat = 1.9 t/mc, angolo di attrito ϕ' = 22.5°; coesione C' = 0 Kg/cmq. Modulo di elasticità E =100 Kg/cmq.

c) Sabbie e sabbie con ghiaie tra -5.9 e -8 m, da mediamente addensate ad addensate con la profondità. Tra -8 e -13 m Ghiaie alluvionali in matrice sabbiosa, addensate. Possono essere presenti locali livelli argillosi: Parametri geotecnici: γn = 2 t/mc, γsat = 2,1 t/mc, angolo di attrito ϕ' = 36°; coesione C' = 0 Kg/cmq. Modulo di elasticità E =400 Kg/cmq.

d) argille limose e argille sabbiose da mediamente consistenti a consistenti: Parametri geotecnici: γn = 2 t/mc, γsat = 2,2 t/mc, angolo di attrito ϕ' = 24°; coesione C' = 0.2 Kg/cmq. Modulo di elasticità E =500 Kg/cmq. Possono essere presenti intercalazioni di sabbie di ghiaie.

Disegno non in scala

In base alla normativa antisismica N.T.C. 2008 (DM 14.01.2008) recentemente in vigore dal 1/7/2009, per ciascuno dei diversi orizzonti stratigrafici individuati devono essere indicati i parametri geotecnici di resistenza di tipo **caratteristico** (il valore significativo ai fini del calcolo delle resistenze geomeccaniche) ma anche il valore medio e il valore minimo dei suddetti parametri. Quelli riportati a lato della stratigrafia di riferimento esprimono dunque il valore caratteristico per ogni strato a diversa natura litologica; per completezza dei dati esposti a seguire sono riportati anche i valori medi, minimi (nonché i caratteristici da utilizzare per la progettazione) per ciascuno dei parametri geotecnici sopra elencati.

riporti antropici compattati

Parametro	*Valore medio*	***Valore caratteristico***	*Valore minimo*
γn (t/mc)	2.1	**2**	1.9
ϕ' (°)	39	**38**	35
Modulo di elasticità drenato E' (Kg/cmq)	400	**300**	250

Limi sabbiosi debolmente argillosi

Parametro	*Valore medio*	***Valore caratteristico***	*Valore minimo*
γn (t/mc)	1.8	**1.75**	1.7
ϕ' (°)	24	**22.5**	22
Modulo di elasticità drenato E' (Kg/cmq)	200	**100**	10800

Sabbie e sabbie con ghiaie

Parametro	*Valore medio*	***Valore caratteristico***	*Valore minimo*
γn (t/mc)	2.1	**2**	1.9
ϕ' (°)	40	**36**	32
Modulo di elasticità drenato E' (Kg/cmq)	500	**400**	350

Argille limo sabbiose med. consistenti

Parametro	*Valore medio*	***Valore caratteristico***	*Valore minimo*
γn (t/mc)	2.3	**2.2**	1.9
ϕ' (°)	28	**24**	23
Modulo di elasticità drenato E' (Kg/cmq)	550	**500**	400

6 - SISMICITÀ

In base all'ordinanza del Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 il Comune di Terni è inserito tra le località sismiche con classe di sismicità 2 **(Gazzetta Ufficiale n. 105 del 2 del 08-05-2003 S.O. n.72).**

Nella fase di progetto si dovrà tenere conto del nuovo vincolo sismico e della nuova legislazione vigente in materia di progettazione. Per completezza dei riferimenti normativi, si ricordano comunque le ulteriori disposizioni emanate successivamente al DPCM 3274/2003:

-"Nuova Normativa Antisismica – Ordinanza n° 3316 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003"

- "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003" Ordinanza n° 3431.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 Settembre 2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Infine il DM 14.01.2009 NTC 2008.

6.1 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SIMICA DI RIFERIMENTO

Per il Comune di Terni la normativa n.3274/2003 assegna un valore di accelerazione orizzontale di picco su suolo rigido di categoria A pari a 0.25 ag\g; nel proseguito del paragrafo verrà determinata l'accelerazione sismica di progetto per la categoria di suolo e per la categoria d'uso della struttura in progetto ovvero la determinazione dello spettro di risposta sismica di progetto per gli edifici in questione, nelle sue componenti orizzontali e verticali, mediante il software PS della Geostru. Il programma calcola in automatico per i 4 periodi di ritorno, corrispondenti ai quattro stati limite, le varie accelerazioni Ag, l'Fo (amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale), ed il Tc (amplificazione spettrale massima).

Nella fase successiva si determina lo spettro di risposta nelle sue componenti orizzontali e verticali per lo stato limite del danno SLD; i risultati e i parametri utilizzati, la cui scelta ultima spetta al Progettista, sono visibili tra gli allegati in coda al testo. Si consiglia comunque l'utilizzo minimo dei parametri di acc. sismica e amplificazione spettrale almeno riferite allo stato SLD.

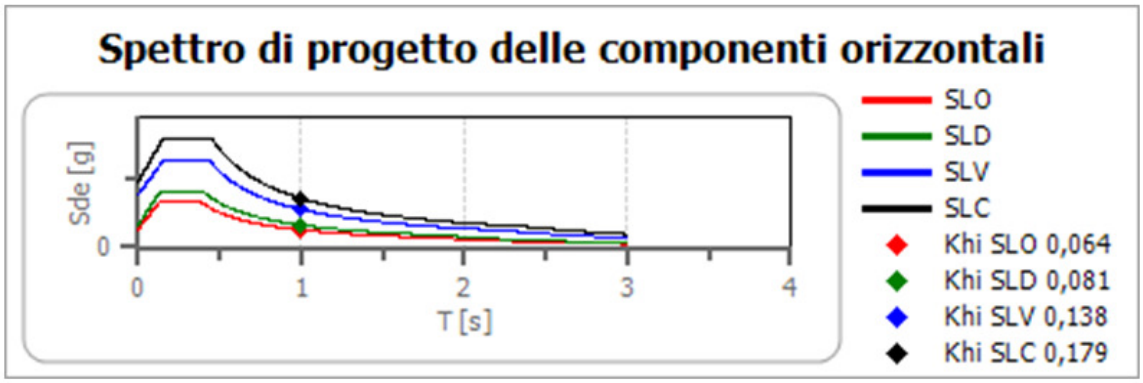
In riferimento alla nuova normativa antisismica (D.M. 14/1/2008), redatta sulla base dell'Eurocodice 8, la categoria di suolo (già indicate nella OPCM 3274), qui presente è **la B, ovvero *"Terreni a grana grossa ben addensati o terreni a grana fine molto consistenti con Vs30 comprese tra 360 e 800 m\s" in quanto la Vs30 è pari a 441 m\s > 360 m\s.*** Quanto agli aspetti morfologici, in considerazione della topografia pianeggiante, è stato considerato un incremento del coefficiente di amplificazione sismica da motivi topografici pari a 1 (categoria topografica T1 ovvero con pendenze comprese tra 15° e 0° sull'orizzontale).

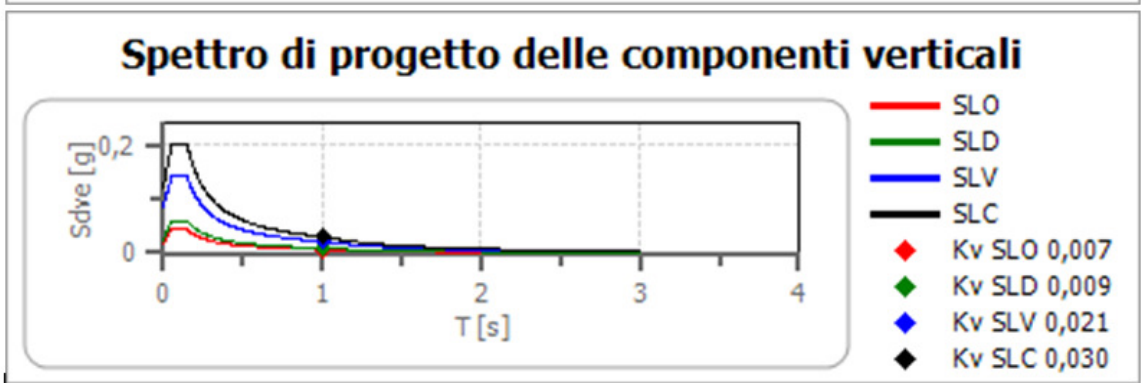
Riepilogo dati di imput sismico:

lat: 42,5445900 long: 12,6068700

categoria topografica T1

categoria stratigrafica B





Per i valori completi di amplificazione sismica e risposta sismica locale si rimanda agli allegati in coda al testo.

Ai fini della nuova normativa**, la categoria di suolo qui considerata è la B**, ovvero "*Terreni a grana grossa ben addensati o terreni a grana fine da mediamente a molto consistenti..*" con velocità delle onde sismiche di taglio Vs comprese tra 360 e 800 m/s . La Categoria Topografica è la T1, con pendii la cui inclinazione è inferiore a 15° (in questo caso il profilo topografico è pianeggiante).

7– OPERE DI FONDAZIONE CONSIGLIATE

Sulla scorta delle indagini geofisiche e geognostiche eseguite e sulla base delle prime indicazioni di progetto, si consiglia la realizzazione di fondazioni indirette su pali. Tale soluzione è l'unica che potrà permettere una stabilità delle opere di fondazione e quindi dell'edificio, in considerazione che il primo strato di terreni *in situ* è costituito da sedimenti limo-sabbiosi ed argillosi, poco addensati, estesi fino a circa -5 m di profondità. questi terreni più superficiali sono stati testati dalle prove DPSH ed hanno dato risultati di modesto stato di addensamento e quindi, nel caso di fondazioni superficiali (plinti o travi) sono suscettibili di cedimenti per consolidazione nel caso di carichi strutturali medio elevati come nel caso di capannoni prefabbricati dotati di ampie luci strutturali.
L'adozione di pali trivellati garantirà, a parità di costo, una stabilità a lungo termine dell'intero complesso terreno-struttura.
I pali di fondazione dovranno essere intestati nello strato di ghiaie presenti tra -6 e -12 m dal p.c.; quindi di consigliano pali in prima analisi di 8 m di lunghezza ed un un diametro minimo dei pali di 600 mm. Per il corretto dimensionamento delle opere di fondazione comunque si rimanda all'Ing. strutturista il quale valuterà i carichi trasmessi dalla struttura in progetto alle fondazioni e l'opportuno dimensionamento e numero di pali sotto ad ogni elemento strutturale del capannone.
In fase di perforazione dei pali si ricorda al Progettista e al Direttore dei Lavori di prevedere l'utilizzo di camice provvisorie per il mantenimento del foro di progetto in quanto sia la presenza di acqua di falda sia di sedimenti sabbioso-ghiaiosi da -6 m circa sono condizioni stratigrafiche tipiche che possono dare franamento del foro di perforazione con conseguenti problemi di corretta realizzazione dei pali ed aumento di costi non preventivati.

8-CONCLUSIONI

Il presente studio geologico, idrogeologico, sismo stratigrafico e geotecnico, commissionato dalla società DIVANIA snc, è stato redatto al fine di verificare e descrivere i caratteri geologici e geotecnici del sito dove è prevista la realizzazione di un ampliamento del capannone artigianale esistente.
I dati sopra esposti sono qui di seguito riassunti:

- L'area è ubicata in via Narni (Terni) in un contesto morfologico pianeggiante.

- Dal punto di vista stratigrafico i terreni presenti sono di natura alluvionale; si hanno, dopo un primo strato di riporti antropici, limi sabbiosi saturi a partire da -3.6 m circa, passanti a circa -5.5/-6 m a sabbie e sabbie con ghiaie che si estendono, con intercalazioni lentiformi di sedimenti limo-sabbiosi, fino a circa circa -13/-12 m. Tali sedimenti, dalle prove penetro metriche superpesanti eseguite e dalle indagini di sismica a rifrazione MASW, risultano da mediamente a ben addensati. Al di sotto delle sabbie e ghiaie sono presenti le argille sabbiose e limose grigio-giallastre consistenti di età Plio – Pleistocenica, che localmente costituiscono il substrato geologico dell'area e che si stima sia no presenti in profondità fino a circa -120/-150 m. A quella profondità è stimato il bedrock roccioso (Studi di Microzonazione sismica post terremoto di Narni del 16/12/2000, Regione Umbria; Studi di completamento della Microzonazione sismicaper il nuovo PRG di Terni, 2002-2005).

- Nell'area di ampliamento sono state condotte 4 prove penetrometriche superpesanti (DPSH) volte alla definizione dello stato di addensamento dei terreni presenti ed uno stendimento di sismica a rifrazione MASW REMI per valutare la categoria di sottosuolo e la determinazione della velocità delle onde di taglio Vs30. Le prove penetrometriche sono state ubicate ai 4 spigoli del futuro ampliamento ed hanno fornito una stratigrafia omogenea con rifiuto strumentale a circa -6 m. Da dati di pozzo limitrofi e dalle perforazioni eseguite alcuni anni or sono per i pali di fondazione dell'edificio esistente (di cui si vuole realizzare l'ampliamento) la stratigrafia più profonda vede la presenza di ghiaie e sabbie fino a circa -12/-13 m.

- La prova di sismica a rifrazione eseguita ai fini della valutazione delle Vs30 (come previsto dal D.M. 14/01/2008) ha confermato che è presente un sismo strato da -8 m di profondità fino a circa -13 m caratterizzato da Velocità

delle onde di taglio Vs pari a 523 m/s e ben si correla con i dati di perforazione sopra citati. La categoria di suolo risultante dalla Vs30 è di tipo B, con Vs30 di 441 m\s.

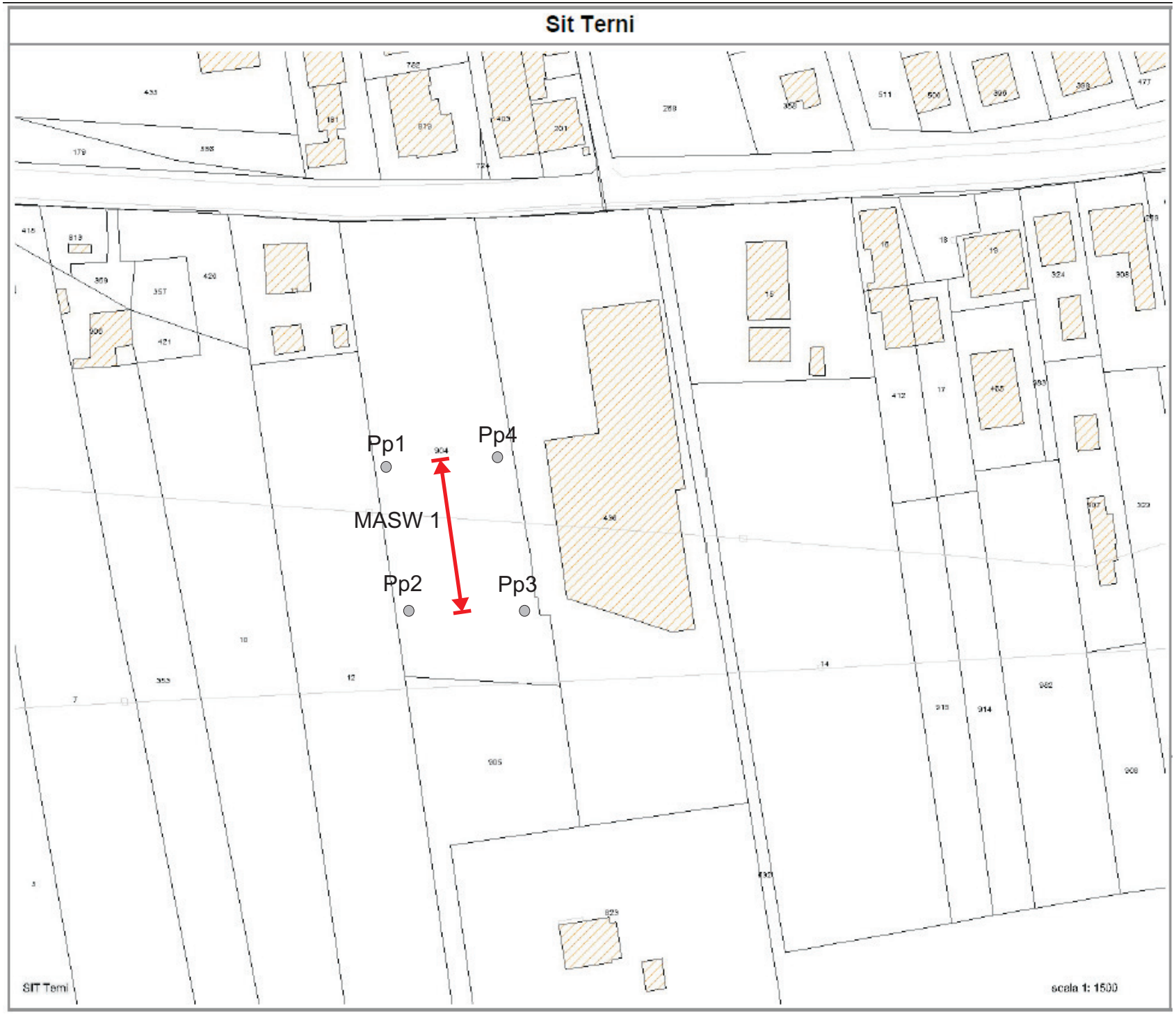
- Per quanto attiene alle opere di fondazione consigliate, per la struttura in ampliamento, si ritiene opportuno realizzare fondazioni profonde su pali trivellati in c.a., in modo da oltrepassare lo strato di limi sabbiosi scarsamente addensati e acquiferi estesi fino a circa -5 m di profondità e suscettibili di fenomeni di consolidazione e quindi di cedimenti primari troppo elevati e disomogenei per l'ampliamento che si vuole realizzare. I pali di fondazione si consiglia di intestarli all'interno dello strato di sabbie e ghiaie addensate presenti tra -6 e -12/-13 m di profondità, così che essi possano dare la maggiore portanza per attrito laterale e soprattutto per resistenza di punta. La lunghezza minima consigliata è di 8 m e diametro minimo di 600 mm, meglio se da 800 mm. Si ricorda di prevedere l'uso di camicie provvisorie in fase di perforazione per la presenza di acqua e per il possibile franamento del foro nella porzione bassa (tra -6 e -8 m).
  Si rimanda comunque all'Ingegnere strutturista il dimensionamento e la disposizione, diametro e numero di pali necessari nonché le ulteriori verifiche e scelte per quanto attiene le fondazioni.
- Si raccomanda infine di raccogliere e smaltire correttamente le acque di pioggia siano essi provenienti dai tetti che dai piazzali ed anche da eventuali fossi o scoline provenienti da monte.

Dott. PAOLOPACCARAGeologo
Ordine dei Geologi dell'Umbria
Iscrizione Albo Professionale n° 219

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE UMBRIA
PACCARA PAOLO
ALBO 219

ALLEGATI:
- Planimetria catastale scala 1:2.000 con ubicazione delle indagini eseguite;
- estratto di carta tecnica regionale scala 1/10.000ù
- spettri di risposta e amplificazione sismica locale
- risultati delle prove di sismica a rifrazione MASW
- risultati e interpretazione prove penetrometriche superpesanti dinamiche DPSH

ALLEGATI AL TESTO



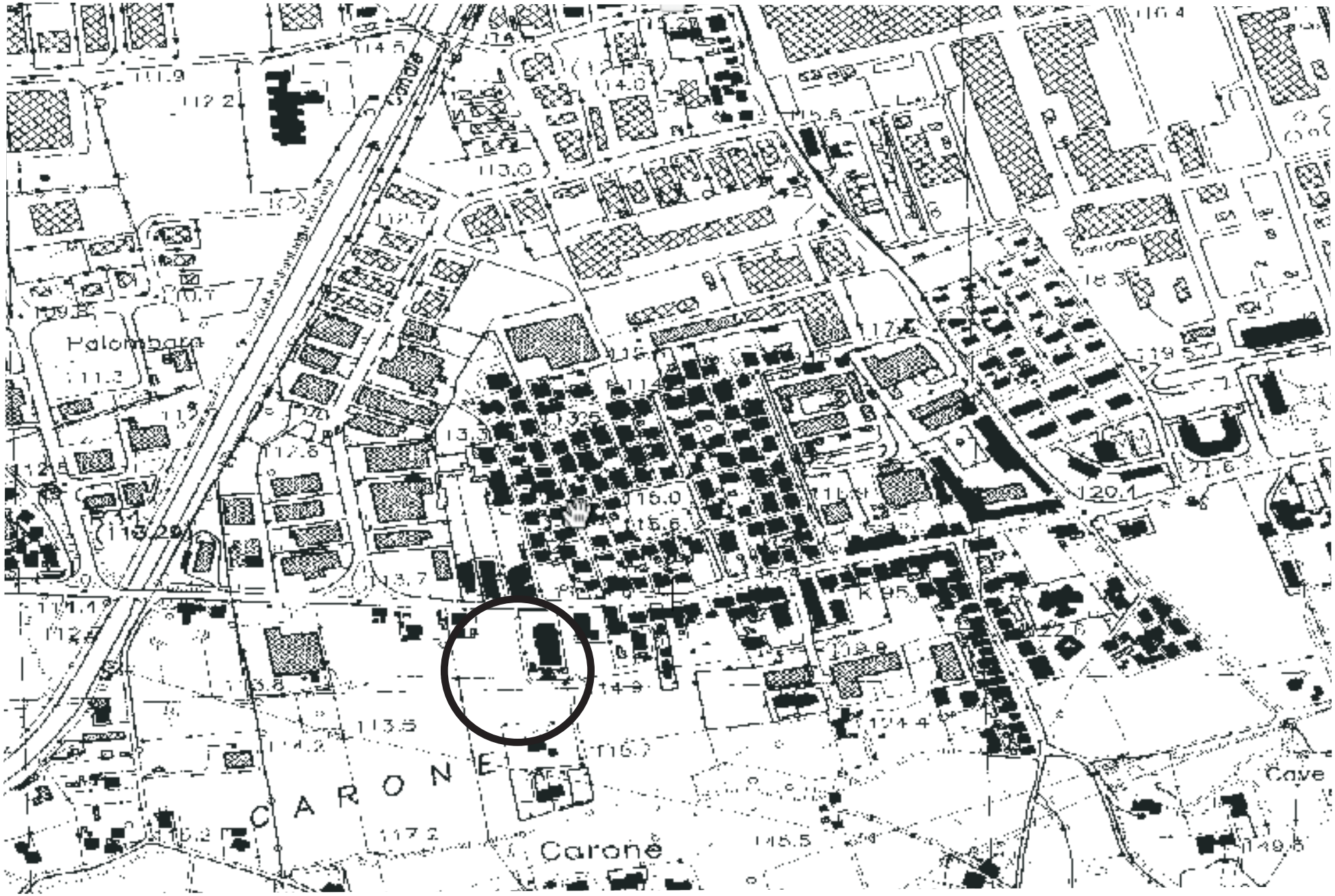
DIVANIA SNC

UBICAZIONE DELLE INDAGINI SVOLTE

Pp1 PROVE PENETROMETRICHE SUPERPESANTI

STENDIMENTO SISMICA A RIFRAZIONE MASW DA 48 m

CARTA COROGRAFICA BASE CTR - CARTA TECNICA REGIONALE SCALA 1/10.000
UBICAZIONE PROPRIETA' DIVANIA Snc



ANALISI DI SISMICA A RIFRAZIONE MASW

(Multichannel Analysis of Surface Waves)

SITO: via Narni (TERNI)

Data: marzo 2014

II metodo ***MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)*** una tecnica dí indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori (geofoni nel caso specifico) posti sulla superficie del suolo.

II contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive (fenomeno della dispersione geometrica), perciò le onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda conte si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

II metodo di indagine MASW utilizzato è di tipo attivo in quanto le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo (tramite energizzazione con mazza battente) e misurate da uno stendimento lineare di sensori. II metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5-10 Hz e 70-100 Hz, quindi fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30 m - 50 m, in funzione della rigidezza del suolo e delle caratteristiche della sorgente.

I fondamenti teorici del metodo MASW fanno riferimento ad un semispazio stratificato con strati paralleli e orizzontali, quindi una limitazione alla sua applicabilità potrebbe essere rappresentata dalla presenza di pendenze significative superiori a 20°, sia della topografia sia delle diverse discontinuità elastiche.

La metodologia utilizzata consiste in tre fasi:

· calcolo della curva di dispersione sperimentale dal campo di moto acquisito nel dominio spazio-tempo lungo lo stendimento, energizzando alternativamente ai due estremi dello stendimento;

· calcolo della curva di dispersione apparente numerica mediante il metodo Roma (2001)

· calcolo della curva di dispersione effettiva numerica mediante il metodo Lai-Rix (1998)

· individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vsv, modificando opportunamente lo spessore h, le velocità delle onde di taglio Vsv e di compressione VP (o in alternativa il coefficiente di Poisson u), la densità di massa r degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.
L'affidabilità del profilo di velocità Vs trovato durante il processo di inversione è valutata tramite la definizione dell'errore relativo tra le due curve.

Nel metodo dei "**Refraction Microtremor - REMI**" (Louie, 2001) si registra il segnale relativo a microtremori spontaneamente presenti nell'ambiente (cioè sollecitazioni di qualsiasi origine, anche antropica, provenienti da sorgenti ignote e isotropiche (disposte in tutte le direzioni) rispetto allo stendimento geofonico. A causa della bassa intensità dei microtremori il rapporto segnale rumore non è ottimale e, quindi si incrementa il tempo di registrazione (minimo 30 secondi). Per evidenziare la dispersione delle onde di Rayleigh alle basse frequenze abbiamo inoltre bisogno di stendimenti sismici abbastanza lunghi (da 60 a 150-200 m); a volte, per valutare l'influenza della direttività del segnale, può essere infine necessario utilizzare 2 stendimenti ortogonali o uno stendimento circolare.

Strumentazione utilizzata:

Sismografo digitale SARA Instruments a 16 canali e 16 Bit:

Dotato di

- registrazione ad incremento di segnale (stacking);
- funzione di monitoring dei disturbi;
- dispositivi di filtraggio selettivo;
- ritardo di acquisizione preselezionabile;
- interfaccia seriale per lo scaricamento dei dati.

Geofoni verticali

Dotati di

- frequenza caratteristica di 4,5 Hz, consentono di convertire in segnali elettrici gli spostamenti che si verificano nel terreno, collegati al sismografo tramite degli appositi cavi multipolari;
- massa movente di 23.6 g

- tripodi di appoggio per superfici compatte;

Accessori

- Cavi sismici multipolari 16 prese interasse massimo 5 m;
- Sorgente sismica con Massa battente da 8 Kg e piastra di energizzazione terreno di diametro 25 cm;
- Geofono starter per la funzione time-break:
- PC per registrazione dati
- interfaccia DOREMI posta tra la catena strumentale e il personal computer

<u>ubicazione stendimento Masw su foto aerea</u>

1 - Dati sperimentali

Nome del file delle tracce
C:\Users\Tatiana\Desktop\doremi\divania\2014-03-11_17-15-58_01000_00200_016_Acquis.drm
Numero di ricevitori.....16
Distanza tra i sensori:.....0m
Numero di campioni temporali 2000
Passo temporale di acquisizione 1ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi 16
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a..... 0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a 1999ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

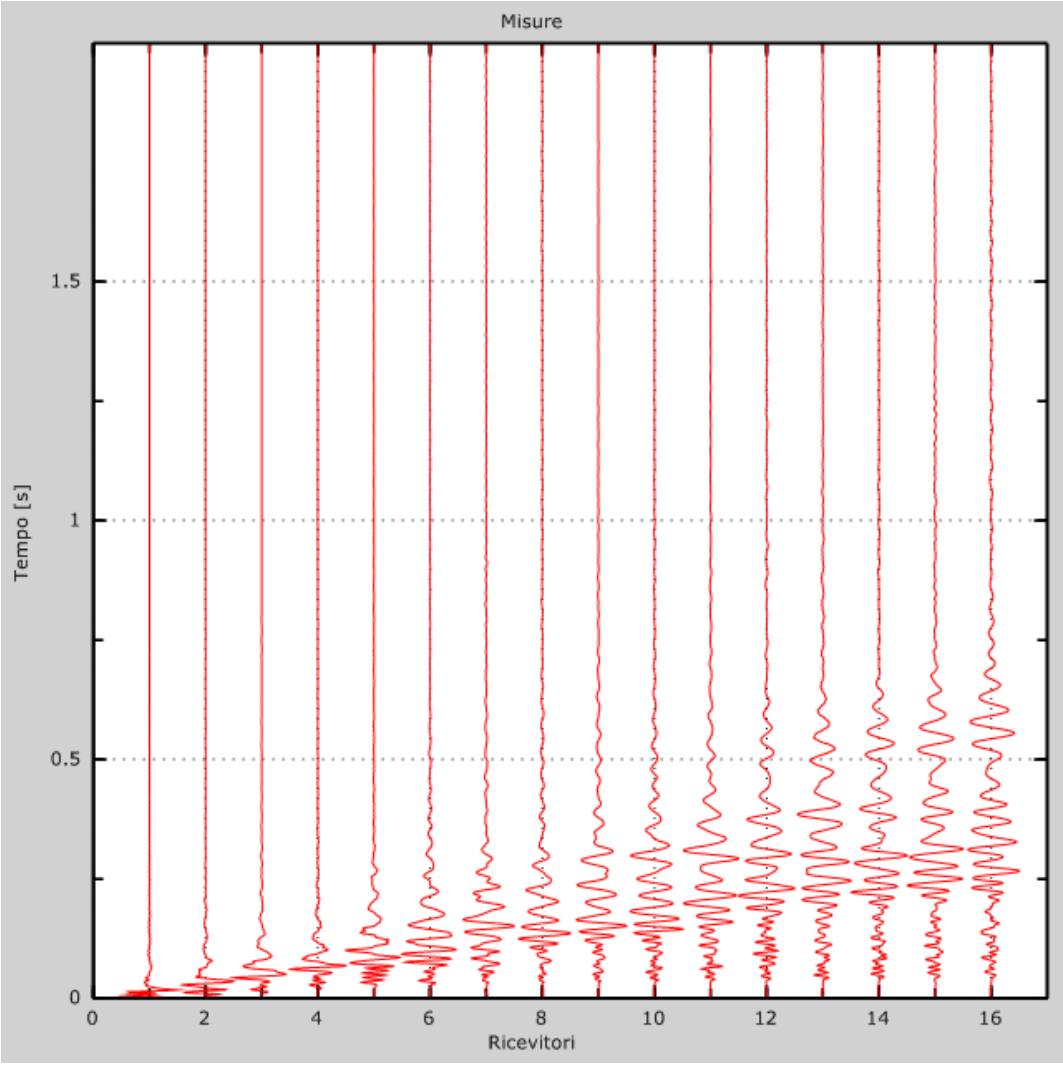


Figura 1: Tracce sperimentali

2 - Risultati delle analisi

Frequenza finale 70Hz
Frequenza iniziale 2Hz

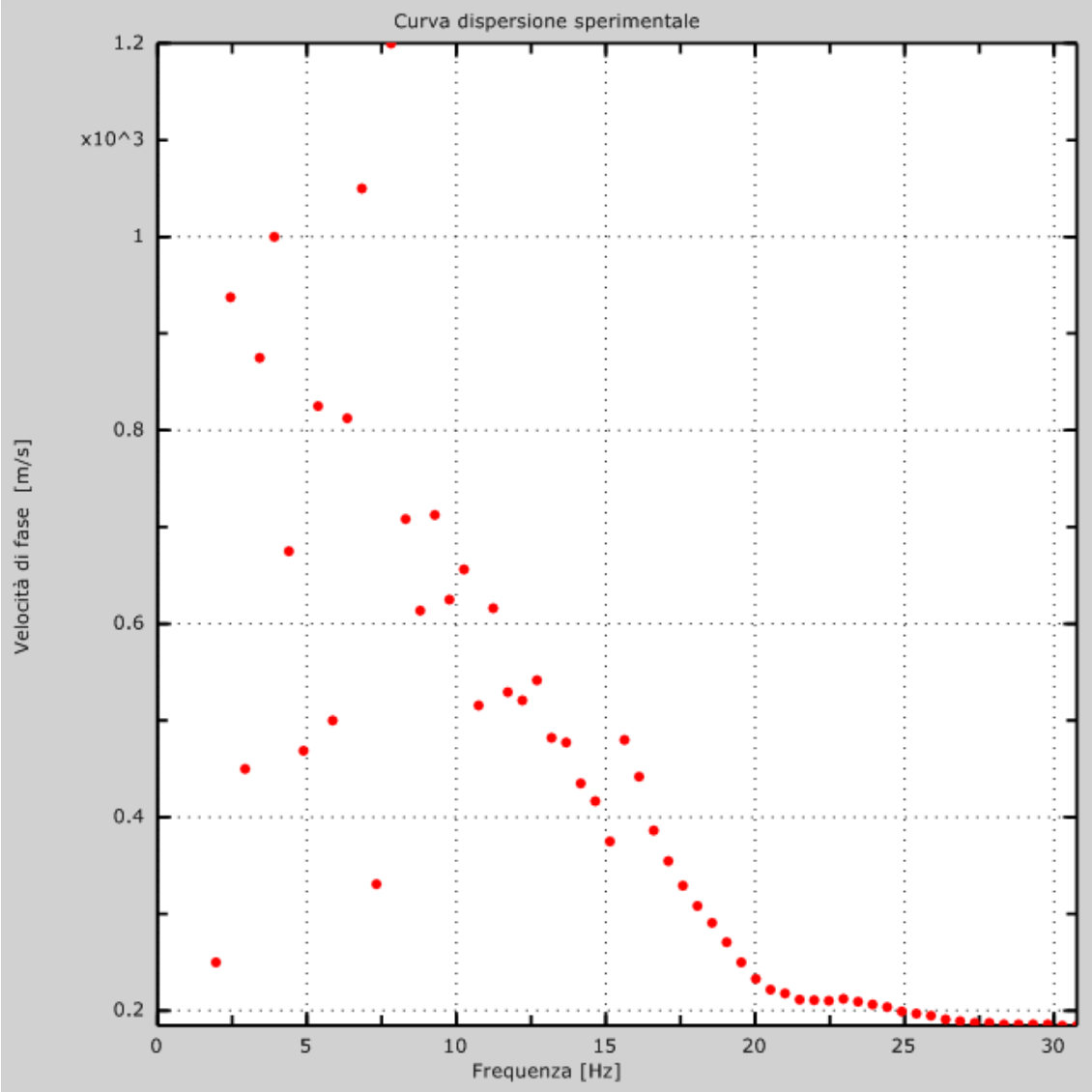


Figura 2: Curva dispersione sperimentale

3 - Risultati delle analisi (tecnica passiva)

Nome del file delle tracce
C:\Users\Tatiana\Desktop\doremi\divania\2014-03-11_17-17-42_00500_06000_016_Acquis.drm
Numero di ricevitori.....16
Numero di campioni temporali 3.26787e-312
Passo temporale di acquisizione 2ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi 16
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a..... 0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a 59998ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

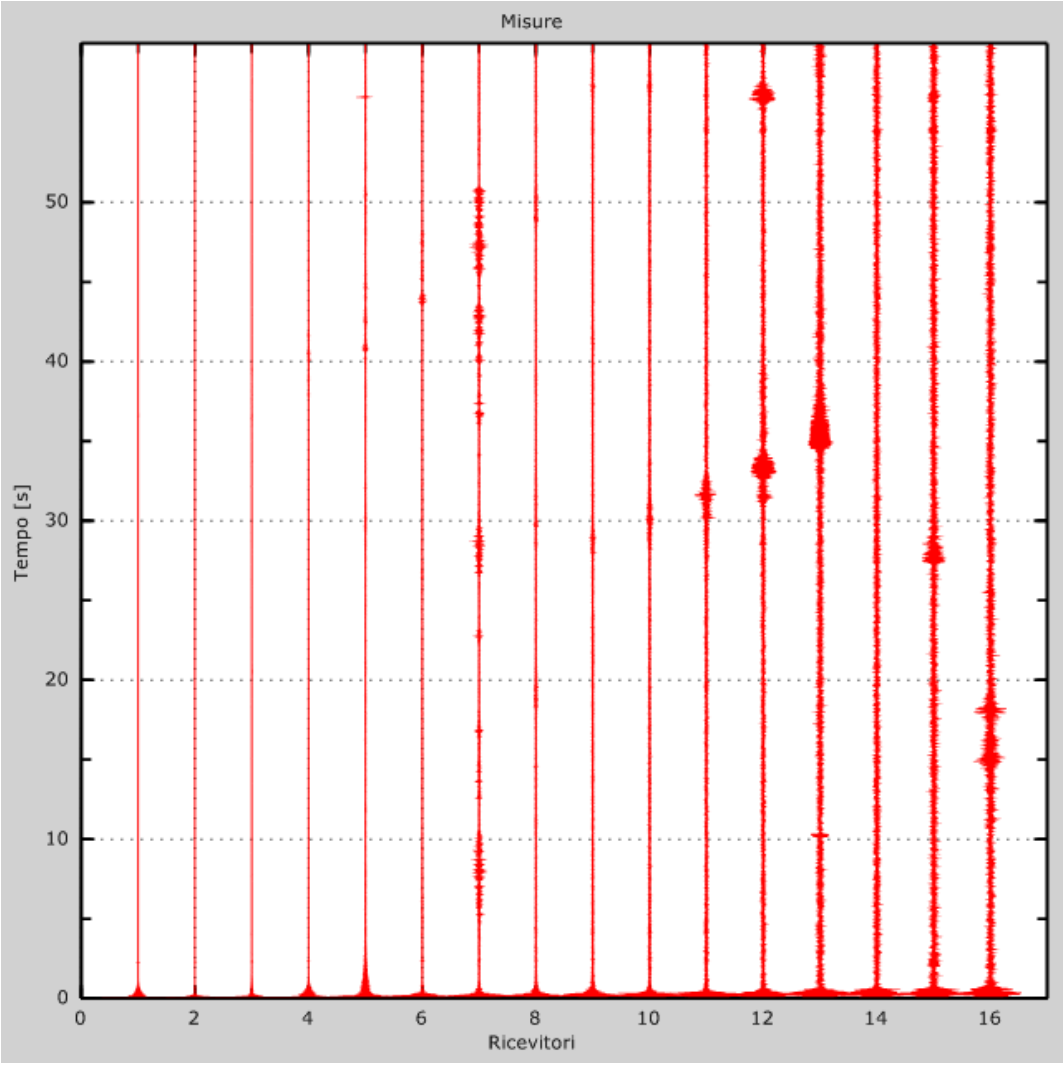


Figura 3: Tracce sperimentali

4 - Curva di dispersione

Tabella 1:Curva di dispersione

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase Max [m/s]
5.39551	808.75	727.875	889.625
8.83789	623.523	561.17	685.875
12.2803	523.958	471.563	576.354
15.7227	472.393	425.154	519.632
19.165	265.625	239.063	292.188
22.6074	210.961	189.865	232.057
26.0498	193.518	174.166	212.869
29.4922	185.96	167.364	204.557

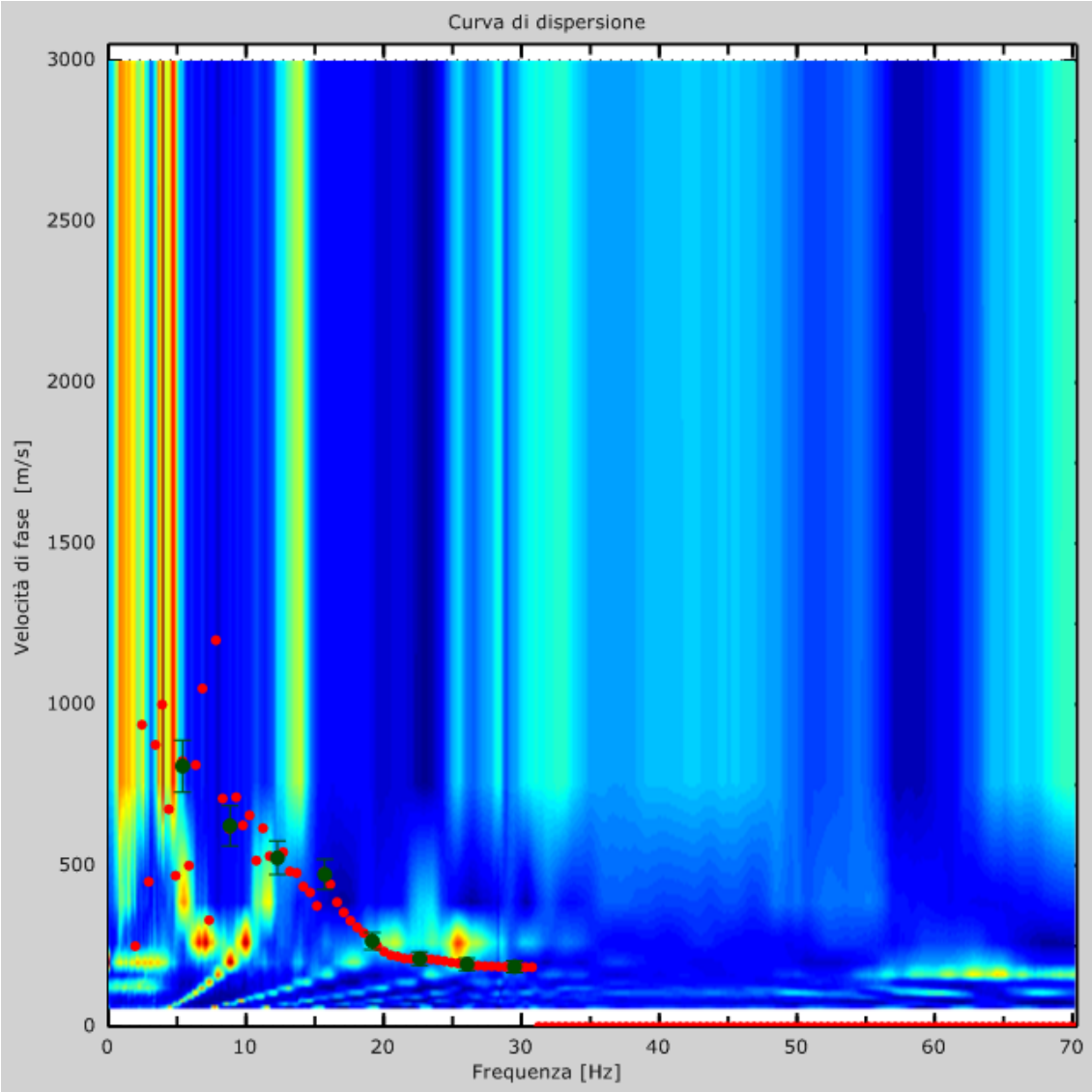


Figura 4: Curva di dispersione

5 - Profilo in sito

Numero di strati (incluso semispazio) 4
Spaziatura ricevitori 3m
Numero ricevitori 16
Numero modi 1
Numero iterazioni 1
Massimo errore [%] 2.000000e-001
Evita forti contrasti di rigidezza tra 2 strati consecutivi

Strato 1

h [m] 5
z [m] ..... -5
Densità [kg/m^3] 1850
Poisson 0.35
Vs [m/s] 215
Vp [m/s] 429
Vs min [m/s] 110
Vs max [m/s] 440
Falda non presente nello strato
Strato non alluvionale
Vs fin.[m/s] 206

Strato 2

h [m] 3
z [m] ..... -8
Densità [kg/m^3] 1900
Poisson 0.48
Vs [m/s] 295
Vp [m/s] 1968
Vs min [m/s] 148
Vs max [m/s] 590
Falda presente nello strato
Strato non alluvionale
Vs fin.[m/s] 386

Strato 3

h [m] 5
z [m] ..... -13
Densità [kg/m^3] 2000
Poisson 0.48

Vs [m/s].....525
Vp [m/s] 2667
Vs min [m/s] 262
Vs max [m/s].....1050
Falda presente nello strato
Strato non alluvionale
Vs fin.[m/s] 523

Strato 4

h [m].....0
z [m] .....-oo
Densità [kg/m^3].....2200
Poisson 0.25
Vs [m/s].....582
Vp [m/s] 1115
Vs min [m/s] 291
Vs max [m/s].....1164
Falda non presente nello strato
Strato non alluvionale
Vs fin.[m/s] 644

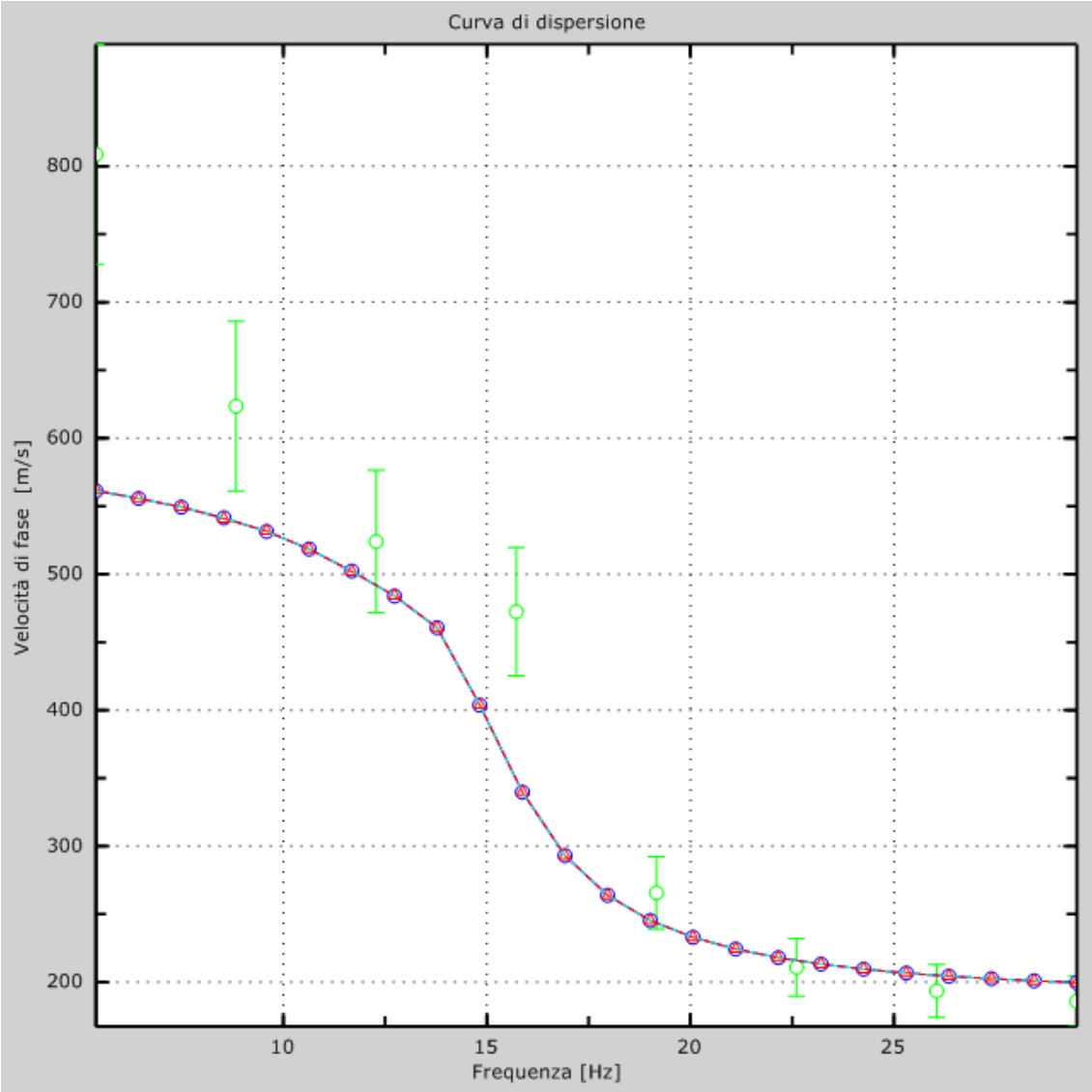


Figura 5: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigth (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)

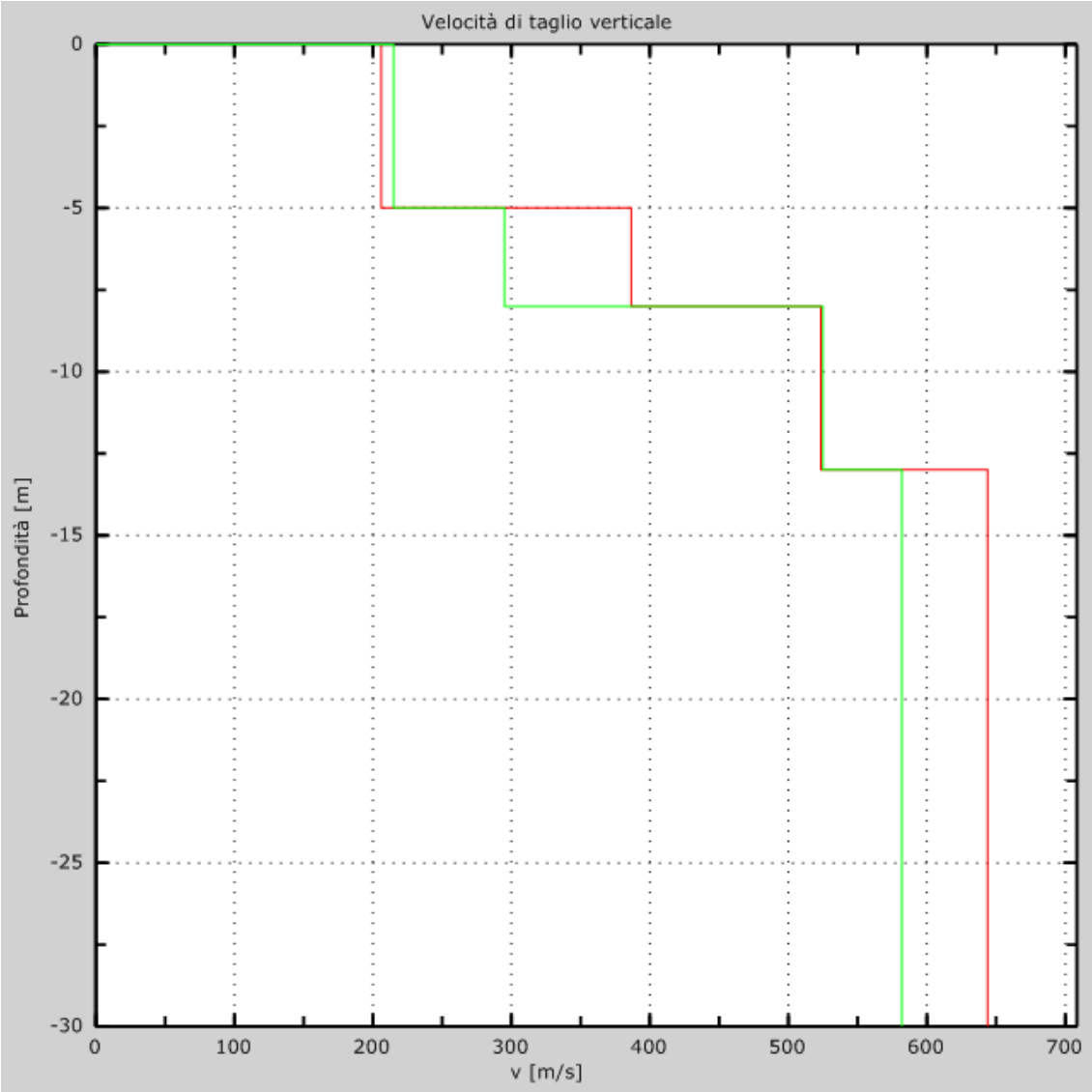


Figura 6: Velocità

6 - Risultati finali

Piano di riferimento z=0 [m].....0
Vs30 [m/s].....441
La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008
Il sito appartiene alle classi A, B, C, D, E o S1 (alluvionale, ghiaia, sabbia, limo, argilla, roccia).
Il sito non è suscettibile di liquefazione e non è argilla sensitiva.
L'unità geotecnica dello strato rigido è la numero 4
Le caratteristiche meccaniche degli strati migliorano gradualmente con la profondità
Tipo di suolo .....B

Appendice
Tipo di suolo

- ✓ Tipo A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

- ✓ **Tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenticon spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50nei terreni a granagrossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).**

- ✓ Tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni agrana grossa e 70 < cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

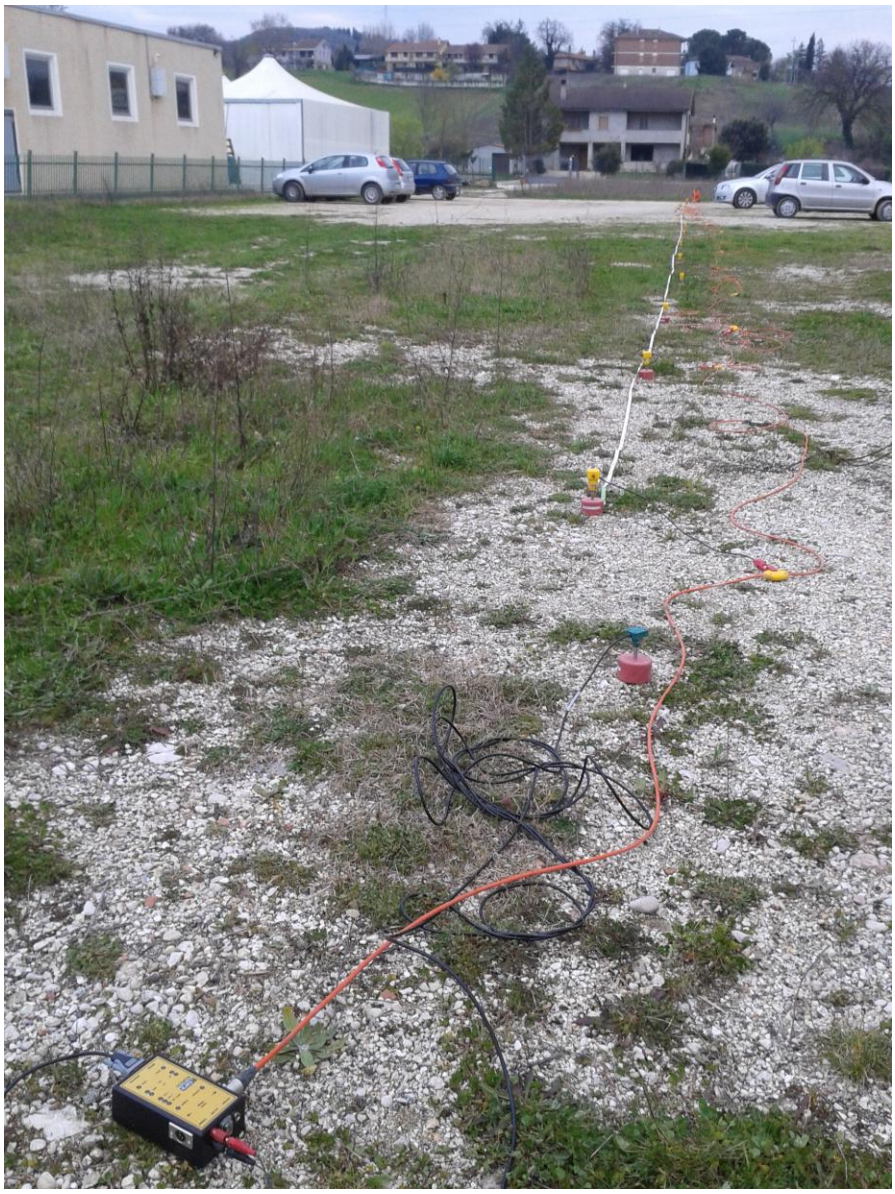
- ✓ Tipo D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamenteconsistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

- ✓ Tipo E: Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento(con Vs > 800 m/s).

- ✓ Tipo S1: Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs,30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu,30 < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

- ✓ Tipo S2: Depositi di terreno liquefacibile o argille sensitive o altri profili di terreno non inclusi nei tipi A, B, C, D, E o S1.Attenzione: la nuova norma classifica come S2 una serie di siti che prima erano classificati come B, C, D, E.

foto dello stendimento di sismica a rifrazione MASW REMI
lunghezza 48 m, 16 canali interspazio 3 m.



GEOSTRU SOFTWARE - PS ADVANCED

SPETTRI DI RISPOSTA E AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

1. PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare quel *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative *probabilità di superamento*, è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la ***pericolosità sismica di base*** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

2. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nelle NTC08 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \times C_U \qquad (2.1)$$

dove:

$V_R = periodo\ di\ riferimento$

$V_N = vita\ nominale$

$C_U = coefficiente\ d'uso$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N, secondo le NTC08, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

- $V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.
- $V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

- $V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Nel caso specifico **V_N = 50 anni**.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC08 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso **C_U = 1**.

Una volta ottenuti V_N e C_U, è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R, che qui vale:

V_R = 50 * 1 = 50 anni.

3. STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC08 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano

compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le NTC08, in presenza di azioni sismiche, richiedono le verifiche allo SLO solo per gli elementi non strutturali e per gli impianti di strutture di classi d'uso III e IV (NTC08, punto 7.1). Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC08, punto 7.10).

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R, si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di $\mathbf{a_g}$ prefissata ($\mathbf{a_g}$ = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\boldsymbol{\lambda} = 1/T_R$ ($\mathbf{T_R}$ = periodo di ritorno).

Tabella 3.1 – Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stati limite			$\mathbf{P_{VR}}$
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81%
	Stato limite di danno	SLD	63%
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10%
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5%

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'**Allegato A** delle NTC08:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \qquad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è **V_R = 50 anni**, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2 – Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stati limite			**T_R**
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	**30**
	Stato limite di danno	SLD	**50**
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	**475**
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	**975**

4. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC08, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC08 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV http://esse1-gis.mi.ingv.it/, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC08 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g, il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_o e **T_C*** i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (figura 4.2), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

			$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
ID	**LON**	**LAT**	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Figura 4.2 – Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (figura 3), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \qquad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_{1,\,2}$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1,\,2}$.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}} \qquad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell'i-esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo vertice della suddetta maglia.

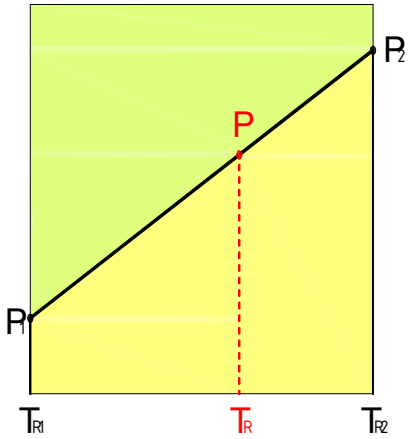


Figura 4.3 – Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella figura 4.

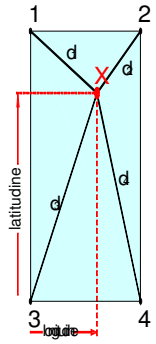


Figura 4.4 – Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(lat\beta) \cdot \sin(lat\alpha) + \cos(lat\beta) \cdot \cos(lat\alpha) \cdot \cos(lon\alpha - lon\beta)] \qquad (4.3)$$

dove R = 6371 è il raggio medio terrestre in km, mentre latα, lonα, latβ e lonβ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di ±0,01g ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

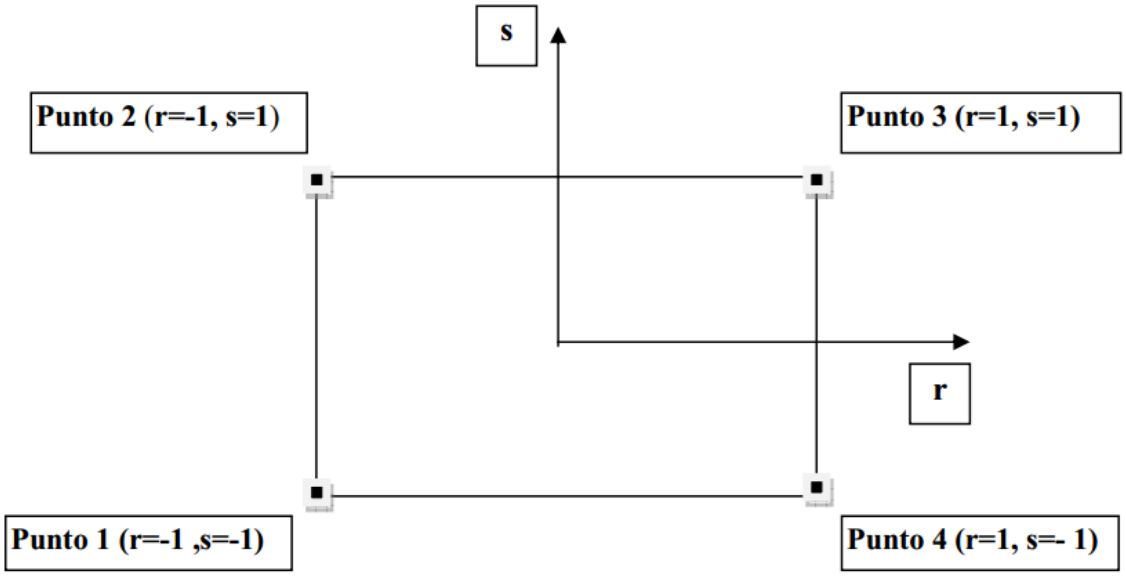


Figura 4.5 – Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1 - r)(1 - s)/4 \qquad (4.4)$$

$$h_2 = (1 - r)(1 + s)/4 \qquad (4.5)$$

$$h_3 = (1 + r)(1 + s)/4 \qquad (4.6)$$

$$h_4 = (1 + r)(1 - s)/4 \qquad (4.7)$$

Tra le coordinate x,y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^{4} h_i x_i = [(1-r)(1-s)x_1 + (1-r)(1+s)x_2 + (1+r)(1+s)x_3 + (1+r)(1-s)x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^{4} h_i y_i = [(1-r)(1-s)y_1 + (1-r)(1+s)y_2 + (1+r)(1+s)y_3 + (1+r)(1-s)y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s, si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^{4} h_i p_i = [(1-r)(1-s)p_1 + (1-r)(1+s)p_2 + (1+r)(1+s)p_3 + (1+r)(1-s)p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5. Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

5.1. Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1-PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

5.2. Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti K_h e K_v sono così determinati:

$$K_h = \beta s \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0{,}5 \times K_h$$

Con

βs coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

I valori di **βs** sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,30	0,28
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \, S_T \, a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq Ss \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).
S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: $S_T = 1.0$; **T2**: $S_T = 1.20$; **T3:** $S_T = 1.2$; **T4:** $S_T = 1.40$.

5.3. Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti K_h e K_v sono così determinati:

$$K_h = \beta_m \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0{,}5 \times K_h$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati nella Tabella 5.2.

Tabella 5.2. - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \, S_T \, a_g$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica Ss e di amplificazione topografica S_T.
a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.4 Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:
g è l'accelerazione di gravità;
k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;
$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva **H** della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

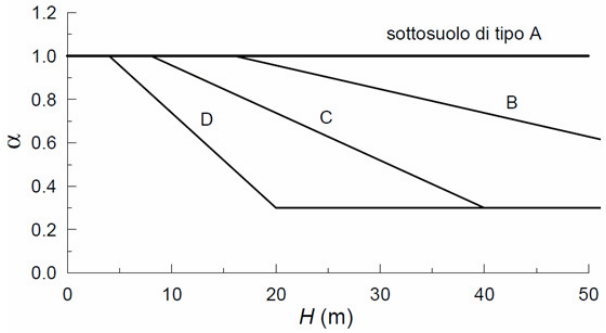


Figura 5.1 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi α = 1.

β≤1 è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento *us* che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per us = 0 si ha β = 1; us≤0.00H

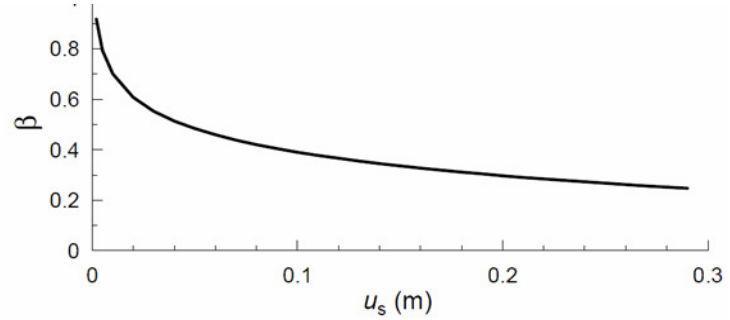


Tabella 5.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max}=S\cdot a_g=S_S\cdot S_T\cdot a_g$$

dove:
S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;
$\mathbf{a_g}$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Se α×β ≤ 0,2 deve assumersi k_h = 0,2×amax/g.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data:	24/03/2014	
Vita nominale (Vn):	50	[anni]
Classe d'uso:	II	
Coefficiente d'uso (Cu):	1	
Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata	
Coordinate geografiche del punto		
Latitudine (WGS84):	42,5445900	[°]
Longitudine (WGS84):	12,6068700	[°]
Latitudine (ED50):	42,5455600	[°]
Longitudine (ED50):	12,6078000	[°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	25627	42,530980	12,540180	5772,42
2	25628	42,531520	12,608030	1560,75
3	25406	42,581510	12,607320	3998,19
4	25405	42,580970	12,539440	6844,86

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,054	2,519	0,265
SLD	50	0,066	2,521	0,278
SLV	475	0,157	2,446	0,311
SLC	975	0,197	2,462	0,321

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,055	2,514	0,268
SLD	50	0,068	2,513	0,280
SLV	475	0,161	2,452	0,317
SLC	975	0,201	2,474	0,327

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,056	2,509	0,269
SLD	50	0,069	2,501	0,281
SLV	475	0,163	2,456	0,318
SLC	975	0,204	2,480	0,329

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,054	2,522	0,267
SLD	50	0,067	2,520	0,279
SLV	475	0,158	2,453	0,313

SLC	975	0,198	2,468	0,322

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,055	2,514	0,267
SLD	50	0,068	2,512	0,280
SLV	475	0,160	2,452	0,316
SLC	975	0,201	2,473	0,326

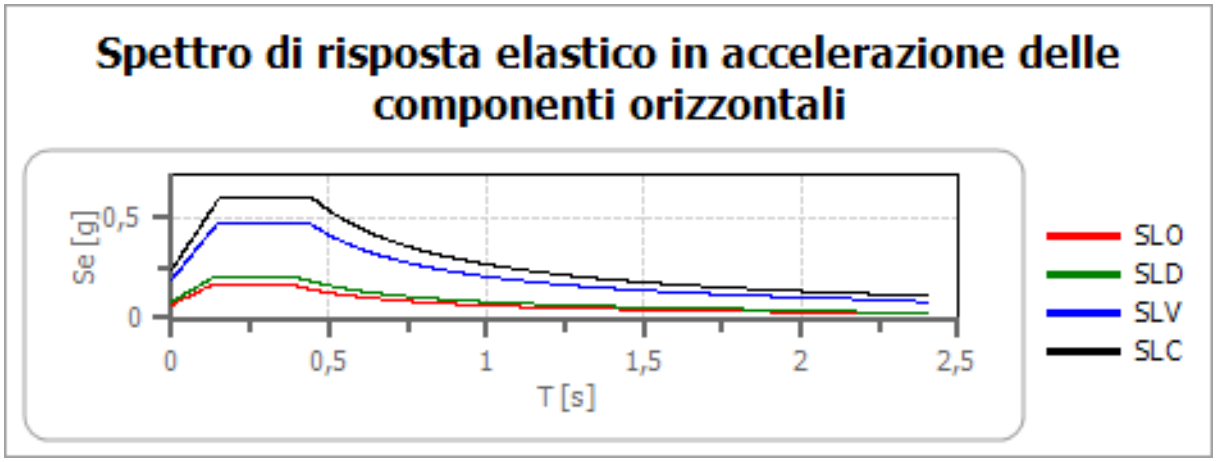
PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1,000
Categoria sottosuolo:
B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessorisuperiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 maggiore di 50 nei terreni a grana grossa e cu30maggiore di 250 kPa nei terreni a grana fine).
Categoria topografica:
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,016	0,046	0,068
kv	0,007	0,008	0,023	0,034
Amax [m/s²]	0,648	0,796	1,888	2,364
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

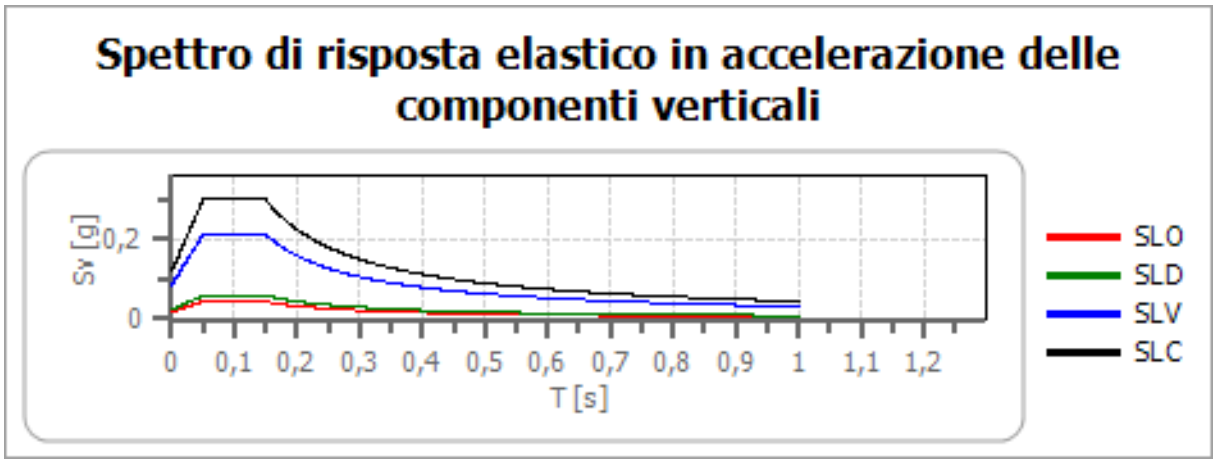


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,055	2,514	0,267	1,200	1,430	1,000	1,200	1,000	0,127	0,382	1,820	0,066	0,166
SLD	1,0	0,068	2,512	0,280	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,132	0,397	1,871	0,081	0,204
SLV	1,0	0,160	2,452	0,316	1,200	1,390	1,000	1,200	1,000	0,146	0,439	2,242	0,193	0,472
SLC	1,0	0,201	2,473	0,326	1,200	1,380	1,000	1,200	1,000	0,150	0,450	2,404	0,241	0,596

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1,000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,055	2,514	0,267	1	1,430	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,017	0,044
SLD	1,0	0,068	2,512	0,280	1	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,024	0,060
SLV	1,0	0,160	2,452	0,316	1	1,390	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,087	0,213
SLC	1,0	0,201	2,473	0,326	1	1,380	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,122	0,301

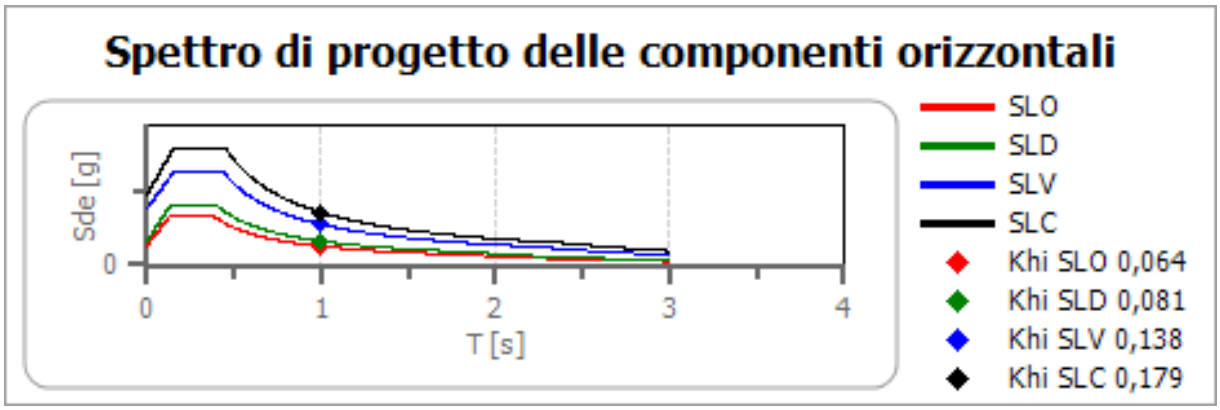
Spettro di progetto

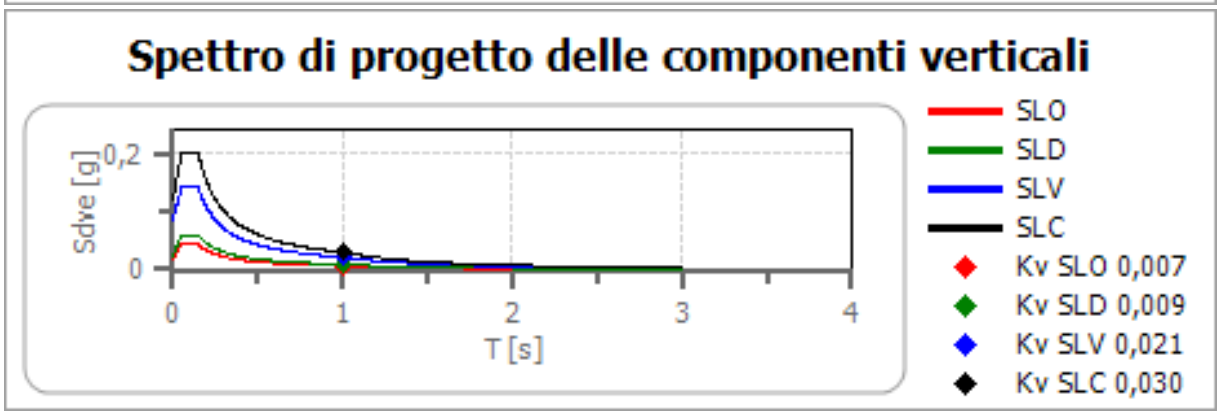
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50

Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50

Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Ori [g]	0,064	0,081	0,138	0,179
kv = Sdve(T) Ver [g]	0,007	0,009	0,021	0,030





	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzon	1,0	0,055	2,514	0,267	1,200	1,430	1,000	1,200	1,000	0,127	0,382	1,820	0,066	0,166
SLO vertica	1,0	0,055	2,514	0,267	1,200	1,430	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,017	0,044
SLD orizzon	1,0	0,068	2,512	0,280	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,132	0,397	1,871	0,081	0,204
SLD vertica	1,0	0,068	2,512	0,280	1,200	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,024	0,060
SLV orizzon	1,0	0,160	2,452	0,316	1,200	1,390	1,000	1,200	1,500	0,146	0,439	2,242	0,193	0,315
SLV vertica	1,0	0,160	2,452	0,316	1,200	1,390	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,087	0,142
SLC orizzon	1,0	0,201	2,473	0,326	1,200	1,380	1,000	1,200	1,500	0,150	0,450	2,404	0,241	0,397
SLC vertica	1,0	0,201	2,473	0,326	1,200	1,380	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,122	0,200

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Dott. Geol. Paolo Paccara Cantiere: Località: Via Narni (TR)	

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: SCPT TG 73 -100 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	6 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm²
Lunghezza delle aste	1.5 m
Peso aste a metro	11 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	1.20 m
Avanzamento punta	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1.15
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

Soc. Geologica S.r.l.

SOCIETA' GEOLOGICA s.r.l.
Via G. Di Vittorio, 18 - 05100 TERNI
Tel. 0744 402427 / Fax 0744 293784
P. IVA 01374990552

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI
Prova eseguita in data 11/03/2014
Profondità prova 6.30 mt
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.30	11	0.853	69.42	81.42	3.47	4.07
0.60	9	0.847	56.42	66.61	2.82	3.33
0.90	5	0.842	31.14	37.01	1.56	1.85
1.20	3	0.836	18.57	22.20	0.93	1.11
1.50	4	0.831	21.93	26.38	1.10	1.32
1.80	4	0.826	21.80	26.38	1.09	1.32
2.10	4	0.822	21.68	26.38	1.08	1.32
2.40	5	0.817	26.95	32.98	1.35	1.65
2.70	4	0.813	21.44	26.38	1.07	1.32
3.00	4	0.809	19.24	23.79	0.96	1.19
3.30	3	0.805	14.36	17.84	0.72	0.89
3.60	3	0.801	14.29	17.84	0.71	0.89
3.90	2	0.797	9.48	11.90	0.47	0.59
4.20	2	0.794	9.44	11.90	0.47	0.59
4.50	3	0.790	12.84	16.25	0.64	0.81
4.80	4	0.787	17.05	21.66	0.85	1.08
5.10	6	0.784	25.48	32.49	1.27	1.62
5.40	18	0.731	71.26	97.48	3.56	4.87
5.70	29	0.678	106.51	157.05	5.33	7.85
6.00	38	0.625	118.15	188.90	5.91	9.45
6.30	41	0.573	116.76	203.81	5.84	10.19

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo Saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) Riporto	0.00-0.60	11	Incoerente	1.76	1.92	27.85	--	50.06
Strato (2) Limi argillosi - sabbiosi	0.60-5.10	4	Coesivo Incoerente	1.70	1.87	22.75	0.20	18.35
Strato (3) Ghiaie	5.10-6.30	42	Incoerente	2.18	2.50	40.1	--	101.41

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI
Prova eseguita in data 11/03/2014
Profondità prova 6.00 mt
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.30	7	0.853	44.18	51.81	2.21	2.59
0.60	11	0.847	68.96	81.42	3.45	4.07
0.90	5	0.842	31.14	37.01	1.56	1.85
1.20	4	0.836	24.76	29.61	1.24	1.48
1.50	3	0.831	16.45	19.79	0.82	0.99
1.80	4	0.826	21.80	26.38	1.09	1.32
2.10	4	0.822	21.68	26.38	1.08	1.32
2.40	4	0.817	21.56	26.38	1.08	1.32
2.70	3	0.813	16.08	19.79	0.80	0.99
3.00	3	0.809	14.43	17.84	0.72	0.89
3.30	3	0.805	14.36	17.84	0.72	0.89
3.60	2	0.801	9.53	11.90	0.48	0.59
3.90	2	0.797	9.48	11.90	0.47	0.59
4.20	2	0.794	9.44	11.90	0.47	0.59
4.50	2	0.790	8.56	10.83	0.43	0.54
4.80	3	0.787	12.79	16.25	0.64	0.81
5.10	6	0.784	25.48	32.49	1.27	1.62
5.40	6	0.781	25.38	32.49	1.27	1.62
5.70	25	0.678	91.82	135.39	4.59	6.77
6.00	36	0.625	111.93	178.96	5.60	8.95

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo Saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) Riporto	0.00-0.60	10	Incoerente	1.73	1.92	27.25	--	48.00
Strato (2) Limi argillosi - sabbiosi	0.60-5.40	4	Coesivo Incoerente	1.70	1.87	22.75	0.20	18.35
Strato (3) Ghiaie	5.40-6.00	42	Incoerente	2.18	2.50	40.11	--	99.36

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI
Prova eseguita in data 11/03/2014
Profondità prova 6.00 mt
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.30	10	0.853	63.11	74.01	3.16	3.70
0.60	12	0.847	75.23	88.82	3.76	4.44
0.90	5	0.842	31.14	37.01	1.56	1.85
1.20	6	0.836	37.14	44.41	1.86	2.22
1.50	1	0.831	5.48	6.60	0.27	0.33
1.80	4	0.826	21.80	26.38	1.09	1.32
2.10	4	0.822	21.68	26.38	1.08	1.32
2.40	4	0.817	21.56	26.38	1.08	1.32
2.70	6	0.813	32.16	39.57	1.61	1.98
3.00	3	0.809	14.43	17.84	0.72	0.89
3.30	3	0.805	14.36	17.84	0.72	0.89
3.60	4	0.801	19.05	23.79	0.95	1.19
3.90	1	0.797	4.74	5.95	0.24	0.30
4.20	1	0.794	4.72	5.95	0.24	0.30
4.50	1	0.790	4.28	5.42	0.21	0.27
4.80	6	0.787	25.58	32.49	1.28	1.62
5.10	8	0.784	33.97	43.33	1.70	2.17
5.40	18	0.731	71.26	97.48	3.56	4.87
5.70	36	0.628	122.48	194.96	6.12	9.75
6.00	45	0.575	128.73	223.70	6.44	11.18

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo Saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) Riporto	0.00-0.60	12	Incoerente	1.79	1.93	28.42	--	52.11
Strato (2) Limi argillosi - sabbiosi	0.60-5.10	4	Coesivo Incoerente	1.70	1.87	22.75	0.20	18.35
Strato (3) Ghiaie	5.10-6.00	42	Incoerente	2.19	2.50	40.1	--	103.46

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI
Prova eseguita in data 11/03/2014
Profondità prova 6.30 mt
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.30	7	0.853	44.18	51.81	2.21	2.59
0.60	15	0.797	88.48	111.02	4.42	5.55
0.90	8	0.842	49.83	59.21	2.49	2.96
1.20	5	0.836	30.95	37.01	1.55	1.85
1.50	5	0.831	27.41	32.98	1.37	1.65
1.80	4	0.826	21.80	26.38	1.09	1.32
2.10	5	0.822	27.09	32.98	1.35	1.65
2.40	3	0.817	16.17	19.79	0.81	0.99
2.70	4	0.813	21.44	26.38	1.07	1.32
3.00	4	0.809	19.24	23.79	0.96	1.19
3.30	8	0.805	38.29	47.58	1.91	2.38
3.60	7	0.801	33.34	41.63	1.67	2.08
3.90	4	0.797	18.97	23.79	0.95	1.19
4.20	3	0.794	14.16	17.84	0.71	0.89
4.50	1	0.790	4.28	5.42	0.21	0.27
4.80	1	0.787	4.26	5.42	0.21	0.27
5.10	5	0.784	21.23	27.08	1.06	1.35
5.40	5	0.781	21.15	27.08	1.06	1.35
5.70	10	0.778	42.14	54.16	2.11	2.71
6.00	35	0.625	108.83	173.99	5.44	8.70
6.30	39	0.573	111.06	193.87	5.55	9.69

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo Saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) Riporto	0.00-0.60	12	Incoerente	1.79	1.93	28.42	--	52.11
Strato (2) Limi argillosi - sabbiosi	0.60-5.70	5	Coesivo Incoerente	1.76	1.88	23.66	0.25	22.94
Strato (3) Ghiaie	5.70-6.30	42	Incoerente	2.21	2.50	40.1	--	113.73

Società Geologica S.r.l.
Via G. Di Vitalone 18
05100 Terni (TR)
www.societageologica.it

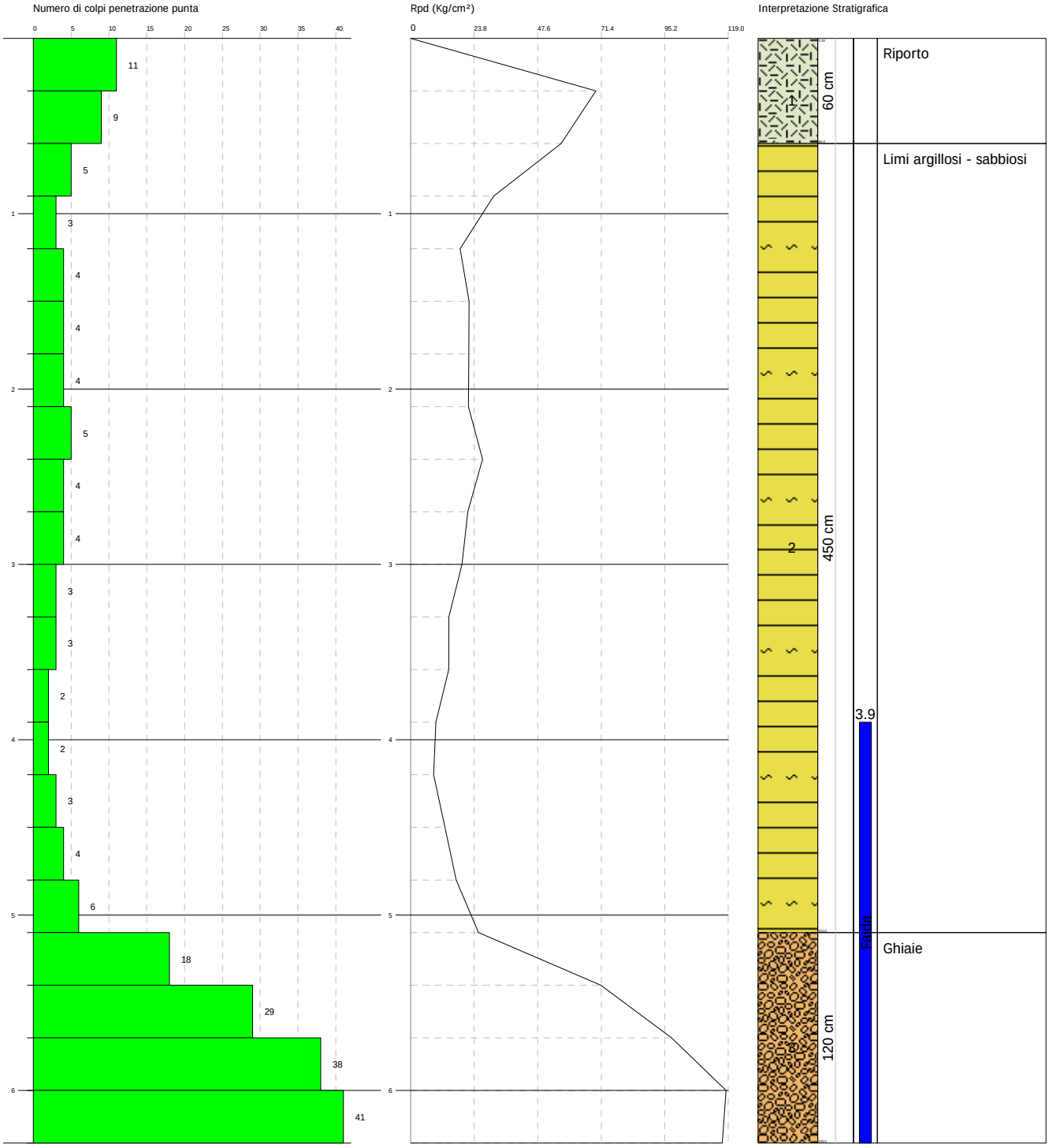
Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti
DPR 380/01 Art. 59 Circolare 7619/STC del 08/09/2010
Concessione per l'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche prelievo di campioni e prove in situ
Decreto n° 0004895. del 26/04/2012 .

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI

Committente: Dott. Geol. Paolo Paccara
Cantiere:
Località: Via Narni (TR)

Data: 11/03/2014

Scala 1:34



Società Geologica S.r.l.
Via G. Di Vitalone 18
05100 Terni (TR)
www.societageologica.it

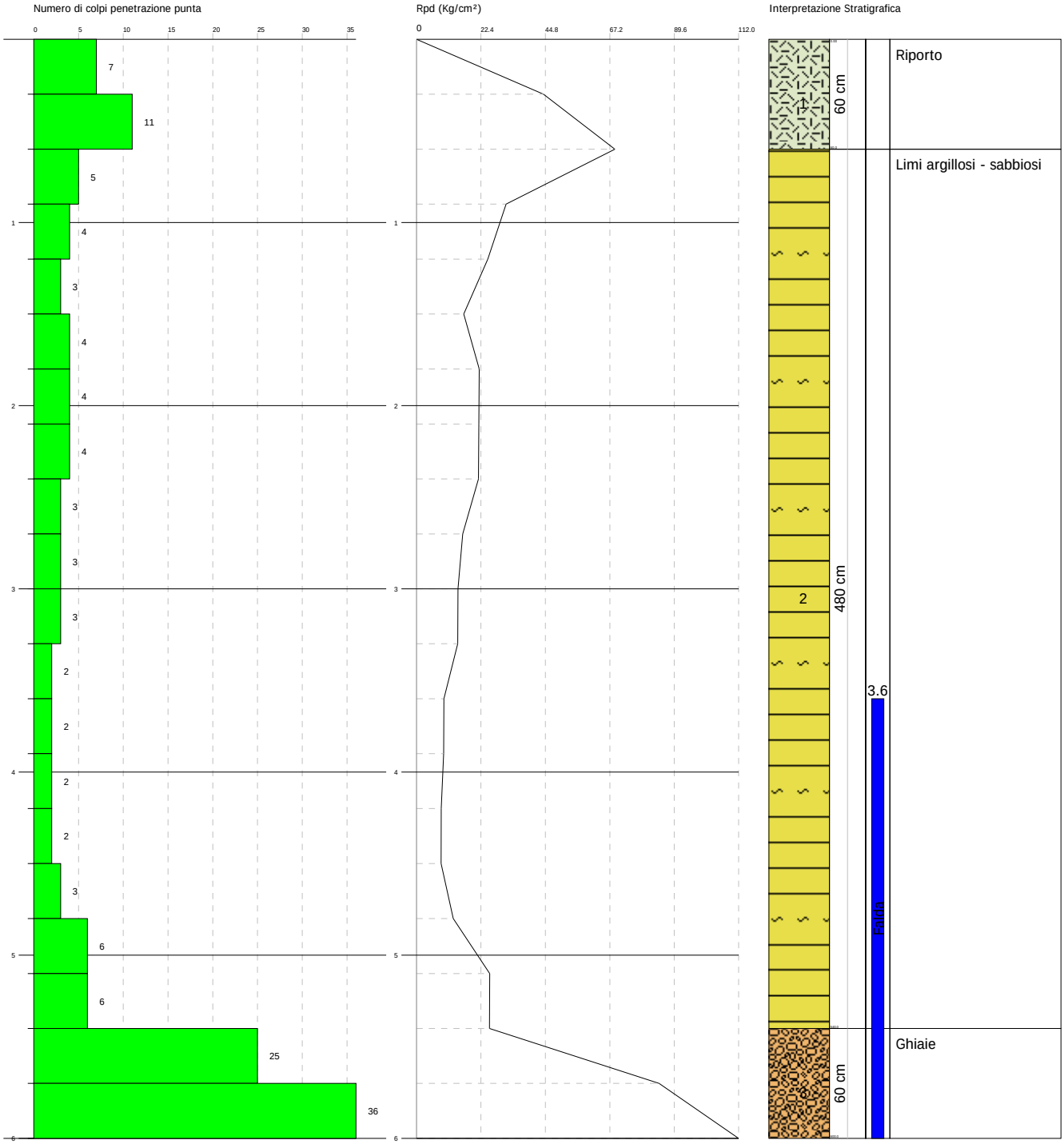
Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti
DPR 380/01 Art. 59 Circolare 7619/STC del 08/09/2010
Concessione per l'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche prelievo di campioni e prove in situ
Decreto n° 0004895. del 26/04/2012 .

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI

Committente: Dott. Geol. Paolo Paccara
Cantiere:
Località: Via Narni (TR)

Data: 11/03/2014

Scala 1:33



Società Geologica S.r.l.
Via G. Di Vitalone 18
05100 Terni (TR)
www.societageologica.it

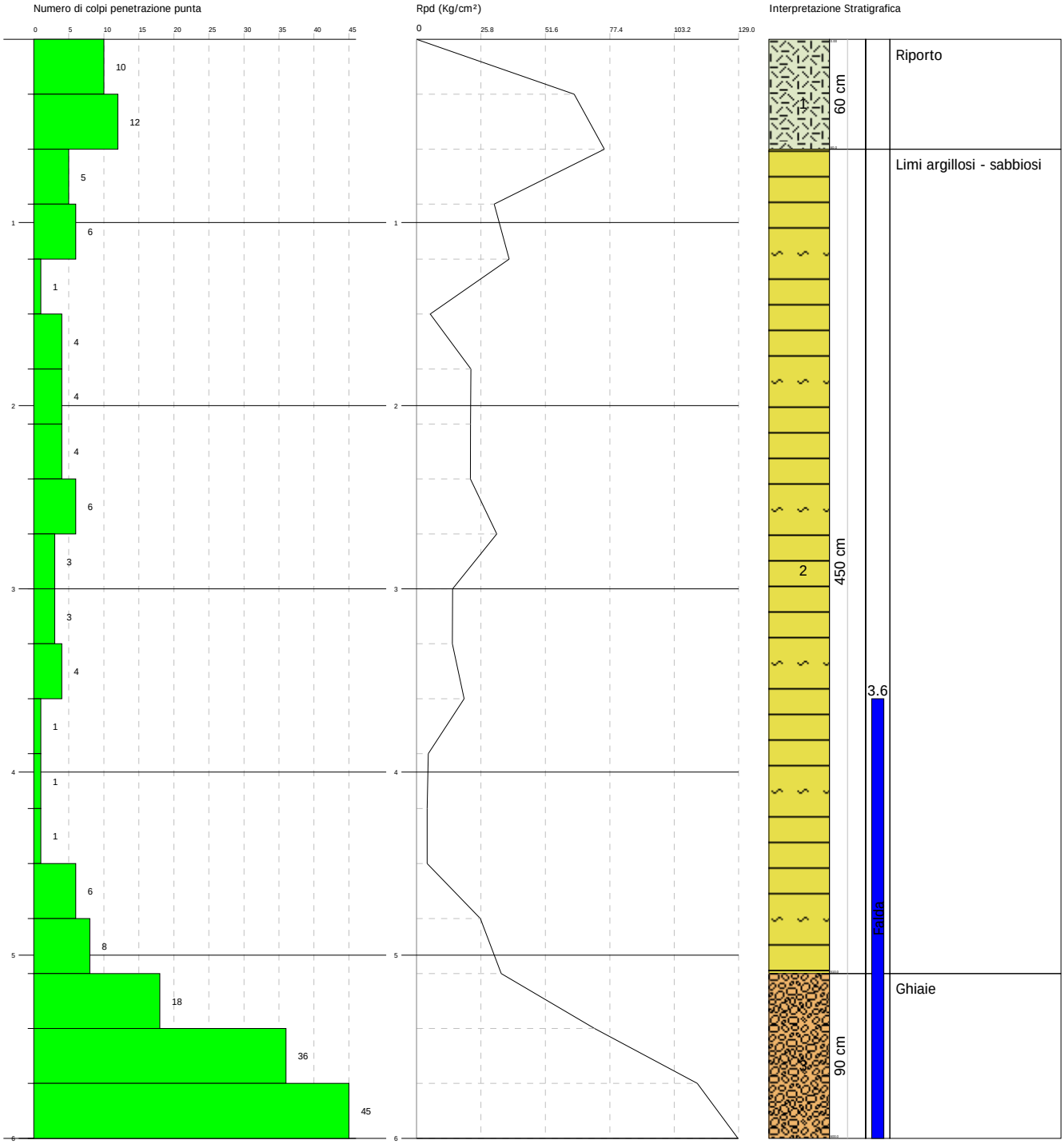
Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti
DPR 380/01 Art. 59 Circolare 7619/STC del 08/09/2010
Concessione per l'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche prelievo di campioni e prove in situ
Decreto n° 0004895. del 26/04/2012 .

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI

Committente: Dott. Geol. Paolo Paccara
Cantiere:
Località: Via Narni (TR)

Data: 11/03/2014

Scala 1:33



Società Geologica S.r.l.
Via G. Di Vitalone 18
05100 Terni (TR)
www.societageologica.it

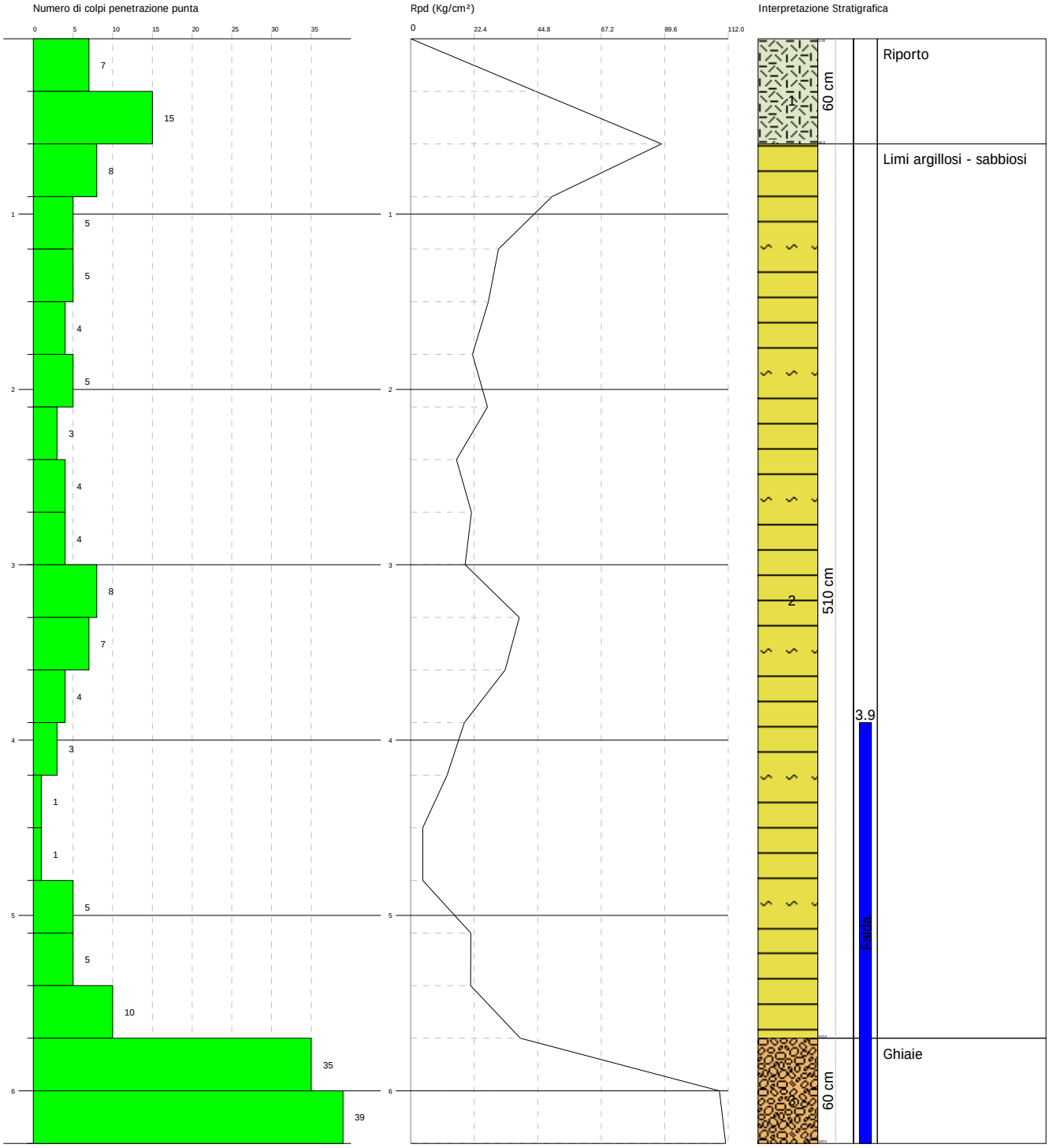
Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti
DPR 380/01 Art. 59 Circolare 7619/STC del 08/09/2010
Concessione per l'esecuzione e certificazione di indagini geognostiche prelievo di campioni e prove in situ
Decreto n° 0004895. del 26/04/2012 .

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... SCPT TG 73 -100 PAGANI

Committente: Dott. Geol. Paolo Paccara
Cantiere:
Località: Via Narni (TR)

Data: 11/03/2014

Scala 1:34



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

PROVA PENETROMETRICA N° 1 - PP1

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

PROVA PENETROMETRICA N° 2 – PP2

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

PROVA PENETROMETRICA N° 3 – PP3

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

PROVA PENETROMETRICA N° 4 – PP4

UBICAZIONE INDAGINI