

COMUNE DI GUALDO TADINO

Provincia di Perugia

Oggetto: PROGETTO DI VARIANTE AL III° STRALCIO DEL PROGETTO
PER IL RISANAMENTO DELL'AREA IN FRANA IN LOC. COLLE DEI MORI

Tavola in allegato:

Elaborato:

**RELAZIONE GEOLOGICA E CONSULENZA GEOTECNICA
DI ADEGUAMENTO ALLE NORME TECNICHE
PER LE COSTRUZIONI (D.M. 14 GENNAIO 2008)**

Data:

GIUGNO 2014

GEOLOGIA
E
PROGETTAZIONE AMBIENTALE



**Dott. Diego Albini
GEOLOGO**

Via A. M. Gherardi 13 - 06023 Gualdo Tadino (PG)
Tel. e Fax 075/916435-Cellulare 347/7334566
email: geoalbini@gmail.com
C.F.: LBNDGI75B16E230Y - P.I.: 02543770545

Titolo disegno in allegato:

**MODELLAZIONE GEOLOGICA
E GEOTECNICA**

Collaboratore:

Tecnico:

Dott. Geologo Diego Albini

Committenza:

**Sig. MASSIMO CARLOTTI
Legale rappresentate LA.SA.NA S.r.l.**

data:

collaboratore:

oggetto della modifica:

Questo disegno è protetto dalle vigenti leggi d'autore e pertanto non può essere riprodotto, in tutto od in parte, né essere ceduto a terzi senza la nostra autorizzazione scritta

INDICE

1. PREMESSA

2. STUDIO GEOLOGICO

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO TERRITORIALE

2.1.1 GEOLOGIA DI AREA VASTA

2.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO TERRITORIALE

2.2.1 GEOMORFOLOGIA DI AREA VASTA

2.2.2 DATI SULLA FRANOSITA' STORICA DELL'AREA

2.2.3 GEOMORFOLOGIA DI AREA RISTRETTA

2.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO TERRITORIALE

2.3.1 IDROGEOLOGIA DI AREA VASTA

2.3.2 IDROLOGIA ED IDROGEOLOGIA DI AREA RISTRETTA

2.3.3 DATI SULL'ALLUVIONAMENTO DELL'AREA

3 ANALISI DEL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

4 VINCOLI DI NORMATIVA

5 MODELLAZIONE GEOLOGICA

5.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

5.1.1 PIANO E DESCRIZIONE DELLE INDAGINI ATTUALI

5.2 RISULTATI DELLE INDAGINI

5.3 CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA STABILITA' DEI VERSANTI

5.5 DEFINIZIONE E VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

6. MODELLAZIONE SISMICA

6.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA - SISMICITA' STORICA

6.2 DETERMINAZIONE DELL'APPROCCIO PIU' IDONEO AI FINI DELLA

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

6.3 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI

6.4 DEFINIZIONE DELL' AZIONE E DELLA RISPOSTA SISMICA

6.4.1 VITA NOMINALE DELLE STRUTTURE - V_n

6.4.2 CLASSE D'USO - Cu

6.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA - Vr

6.4.4 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

6.4.5 TEMPO DI RITORNO

6.6 APPROCCIO SEMPLIFICATO

6.6.1 CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE

6.6.2 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

6.6.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

6.6.4 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

6.6.5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

6.6.6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

7. MODELLAZIONE GEOTECNICA

7.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SUBSTRATO

*7.1.1 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI
GEOTECNICI*

7.1.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

8. STABILITA' DEL SITO

8.1 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

8.1.1 ESCLUSIONE DALLA VERIFICA

8.2 STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

8.2.1 RISULTATI DI VERIFICA

9. CONCLUSIONI

ALLEGATI :

- Classificazione bedrock (Hoek-Brown)
- Elaborati Spettri di Risposta sismica (Modello semplificato);
- Verifica di stabilit  globale;
- Elaborati di indagine geognostica:
 1. *Prospezioni sismiche M.A.S.W.,*
 2. *Indagini penetrometriche DPSH;*
- Tavola n.1: MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

1. PREMESSA

Su incarico e per conto del Sig. Massimo Carlotti Legale rappresentante LA.SA.NA S.r.l. è stato eseguito uno studio geologico e una consulenza geotecnica di adeguamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni "NTC 2008" a corredo del progetto di variante al III° stralcio del progetto per il risanamento dell'area in frana in Loc. Colle dei Mori compreso fra la quota 560m s.l.m e la quota di fondovalle di 475m s.l.m., nel Comune di Gualdo Tadino (Pg).

Il sito indagato è distinto in cartografia ufficiale I.G.M nella Tavoleta "Gualdo Tadino" I S.O." del Foglio n°123 della Carta d'Italia.

A termini catastali il lotto di terreno è censito al Foglio di mappa n.° 30, particelle n.° 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 114, 115 e 198.

La presente relazione geologica e consulenza geotecnica integrativa è stata prodotta a seguito della richiesta del Comune di Gualdo Tadino (prot. N. 11303 del 27.05.2014) di adeguare lo studio geologico utilizzato e condotto dal Dott. Geol. Alberto Bonaca a corredo del progetto di variante alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008).

Per tale motivo il presente studio si limita esclusivamente a raccogliere ed elaborare secondo i criteri definiti dalle suddette NTC 2008 le indagini già svolte precedentemente e gentilmente concesse ai fini del presente utilizzo dal Dott. Geol. Alberto Bonaca e a condurre le medesime verifiche (stabilità e resistenza del terreno) già condotte precedentemente con gli approcci proposti dal D.M. 14 gennaio 2008.

Per fare ciò si è ritenuto necessario, in accordo con il progettista delle opere, eseguire alcune nuove indagini in situ (n. 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH) e geofisiche (n. 2 stendimenti sismici MASW).

Il presente lavoro è svolto in ottemperanza alla normativa vigente:

- Ordinanza PCM n. 3274 – 20.03.03 e successiva Ordinanza n. 3519 – 28.04.06, secondo le quali il territorio comunale di Gualdo Tadino (Pg) è stato inserito in zona 2 di sismicità.
- D.M. 14.02.08 "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Eurocodice EC7 per l'ingegneria geotecnica.
- Eurocodice EC8 per la progettazione delle strutture per la resistenza sismica

2. STUDIO GEOLOGICO

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO TERRITORIALE

La geologia dell'area di interesse è quella tipica dell'Appennino Umbro-Marchigiano con le formazioni comprese tra le Marne a Furoidi e la Scaglia Cinerea.

Al di sopra di tale sequenza sono presenti, a luoghi, depositi di copertura recenti di origine continentale, conseguenza della degradazione e del trasporto gravitativo ed idraulico delle rocce appartenenti alla sequenza litostratigrafia affiorante.

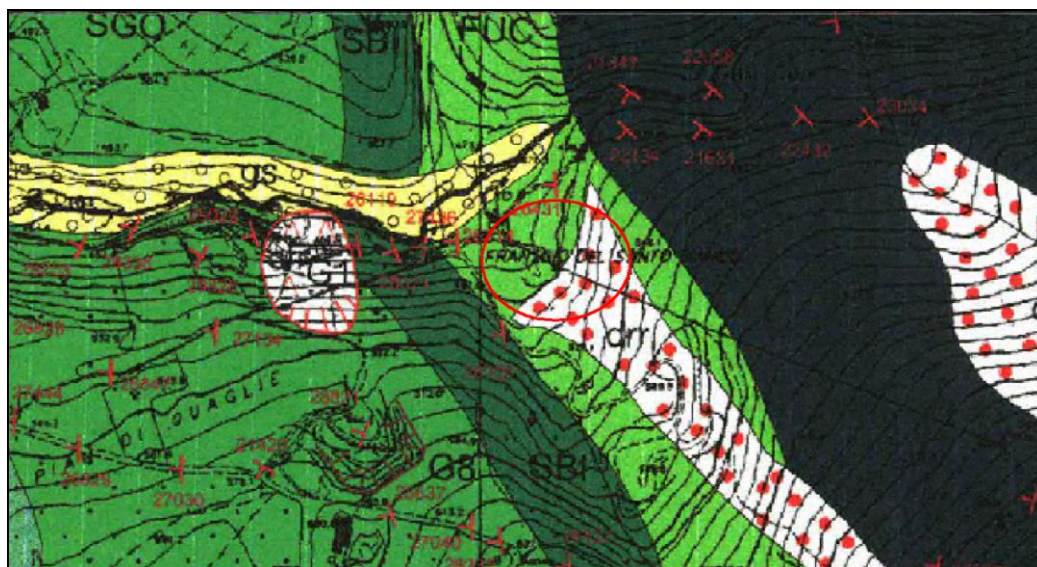
In particolare l'area in esame si estende sia sulla Formazione delle Marne a Furoidi sia su i detriti di falda recenti caratterizzati, quest'ultimi, da ghiaie sabbioso-limose.

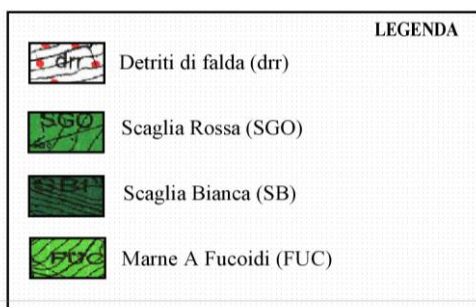
La Formazione delle Marne a Furoidi rappresenta il bed-rock su cui sono appoggiati in discordanza i detriti di falda recenti; essa è costituita da calcari marnosi, marne calcaree e marne di colore biancastro o verdolino organizzate in strati sottili o medi (membro superiore). Per lo spessore della Formazione delle Marne a Furoidi e dei detriti di falda si rimanda ai risultati delle prove geognostiche pregresse effettuate nell'area in esame.

A grande scala nell'area inoltre è presente anche la Serie della Scaglia (*Cretaceo sup.-Oligocene*). In generale le formazioni delle Scaglie sono costituite da calcari e calcari marnosi ben stratificati che vengono suddivisi in base al colore in: Scaglia Bianca, S. Rossa, S. Variegata e S. Cinerea.

Da un punto di vista tettonico-strutturale, il versante in questione non è altro che una struttura anticlinale vergente verso Est costituita come detto sopra da una successione regolare di formazioni su cui appoggiano depositi continentali.

Di seguito si riporta la Carta Geologica con ubicazione dell'area in esame:





Per un esame stratigrafico di dettaglio si rimanda ai risultati delle indagini geognostiche pregresse, delle indagini penetrometriche DPSH e delle indagini sismiche MASW effettuate.

2.1.1 GEOLOGIA DI AREA VASTA

La storia geologica di questa parte dell'Appennino risulta riconducibile a quella dell'intera dorsale ed in termini generali può essere così sintetizzata:

- dal Lias al Miocene prevale la sedimentazione di rocce soprattutto carbonatiche in mari più o meno profondi;
- dal Miocene al Quaternario prevale la spinta orogenetica con graduale sollevamento della catena e conseguenti complesse deformazioni tettoniche;

Le rocce che si formano in questa fase sono man mano meno carbonatiche e più argillose;

- nel Quaternario prevalgono le azioni morfogenetiche, che si sovrappongono ai processi sedimentari e tettonici passati.

L'area in esame si estende sia sulla Formazione delle Marne a Furoidi sia su i detriti di falda recenti.

La Formazione delle Marne a Furoidi è una delle unità che caratterizzano la dorsale appenninica, costituita in ordine temporale da est verso ovest dalle seguenti Formazioni: Marne a Furoidi (Aptiano – Albiano), Scaglia Bianca (Cenomaniano), Scaglia Rossa (Turoniano – Eocene medio), Scaglia Variegata (Eocene medio – Eocene Superiore) e Scaglia Cinerea (Eocene superiore – Oligocene superiore).

2.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO TERRITORIALE

2.2.1 GEOMORFOLOGIA DI AREA VASTA

L'area di studio è posta alla quota di 565 m s.l.m., lungo un versante inclinato verso NW, nella zona settentrionale rispetto al Colle di Mori piccolo apparato che fa parte della più complessa

struttura anticlinalica appenninica di Monte Maggio – Monte Serrasanta e subito ad ovest del Bacino plio-pleistocenico di Gualdo Tadino.

2.2.2 DATI SULLA FRANOSITÀ STORICA DELL'AREA

Nell'ambito dell'evoluzione morfologica dei rilievi, le frane costituiscono i più appariscenti fenomeni di trasporto in massa nonché quelli che provocano le conseguenze più importanti sull'attività dell'uomo.

La quasi totalità delle frane, nelle aree circostanti al sito specifico di interesse, attualmente attive è costituita da riattivazioni, parziali o totali, ripetute nel tempo di corpi franosi preesistenti con ampliamenti di superficie e sovrapposizioni di accumuli.

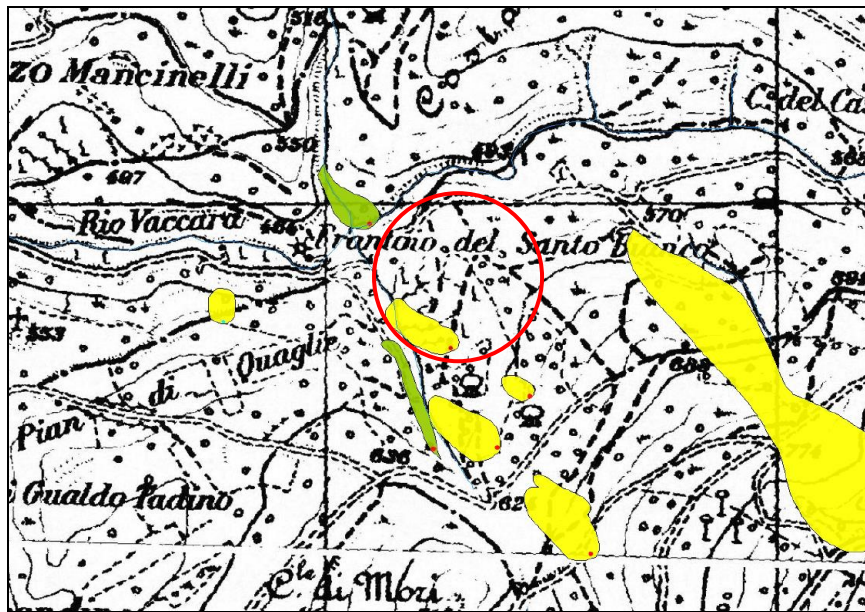
I fenomeni di neoformazione, ossia le mobilitazioni di ammassi rocciosi precedentemente integri sono estremamente rari e prevalentemente di piccole dimensioni, come è deducibile dalla analisi comparata delle immagini aeree e satellitari, disponibili da oltre 60 anni e dai dati storici sugli insediamenti e sulle segnalazioni di dissesto, disponibili, con frequenza variabile fin dalla fine del medioevo.

Le caratteristiche delle frane dell'Appennino Umbro-Marchigiano hanno due importanti implicazioni in termini di conoscenze e gestione territoriale:

1. La stabilità areale dei corpi di frana permette di realizzare una cartografia del dissesto affidabile nel tempo e quindi di effettiva utilità nella pianificazione;
2. Il comportamento intermittente in termini di stato di attività, specialmente degli accumuli di frana più estesi spesso caratterizzati da movimenti lenti, alternati a lunghi periodi di quiescenza, espone la popolazione al rischio di sottovalutare la pericolosità di siti il più delle volte poco acclivi, spesso coltivati e complessivamente "invitanti" per una espansione urbanistica, e al rischio di perdita della memoria storica di movimenti franosi spesso con tempi di ritorno superiori a una generazione.

Per tali ragioni il Progetto IFFI ha promosso le informazioni documentali sulle riattivazioni delle frane nel passato allo scopo di non disperdere la memoria storica di tali eventi e delle loro conseguenze sulla vita delle comunità locali.

Nell'area in esame ***è stata rilevata la presenza di una zona a rischio frana (da scivolamento rotazionale/traslato) segnalata dal P.A.I. come quiescente***, qui di seguito è riportato uno stralcio dell'area tratta dal Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) e redatta dall'ISPRA:



Layer IFFI

Punto Identificativo del Fenomeno Franoso

- Scheda frane di 1° Livello
- Scheda frane di 2° Livello
- Scheda frane di 3° Livello

Tipologia di frana

- Crollo/ribaltamento
- Scivolamento rotazionale/traslato
- Espansione
- Colamento lento
- Colamento rapido
- Sprofondamento
- Complesso
- N.D.
- DGPV

2.2.3 GEOMORFOLOGIA DI AREA RISTRETTA

L'area in esame si colloca ad una quota di 565 m s.l.m., lungo un versante inclinato verso NW., nella zona settentrionale rispetto a Colle di Mori. Da un punto di vista geo-litologico l'area oggetto di studio si colloca sia sulla Formazione delle Marne a Fucoidi sia su i detriti di falda recenti caratterizzati, quest'ultimi, da ghiaie sabbioso-limose.

Nell'area in oggetto è stata rilevata la presenza di una zona a rischio frana (da scivolamento rotazionale/traslato) e segnalata dal P.A.I. come quiescente, (evento franoso verificatosi nel mese di novembre del 1985, a causa di precipitazioni meteoriche particolarmente intense, a seguito delle quali grandi masse di detriti di falda sono state mobilizzate).

2.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO TERRITORIALE

2.3.1 IDROGEOLOGIA DI AREA VASTA

La circolazione idrica sotterranea nell'area assume caratteristiche diverse a seconda dei litotipi presenti. Le coperture detritiche, sia riferite ai detriti di falda che alle alluvioni, presentano permeabilità primaria da alta a medio alta. In particolare nei depositi detritici essa dipende dal grado di cementazione e dalla granulometria dei depositi stessi, mentre nelle alluvioni il controllo sulla circolazione delle acque è legato alla presenza di lenti a permeabilità maggiore. Le permeabilità di tali formazioni si attestano comunque sui 10^{-4} - 10^{-5} m/s. Il substrato roccioso è invece caratterizzato da permeabilità secondaria variabile a seconda del rapporto calcari/marne e del livello di fratturazione della roccia.

Nella dorsale M. Serra Santa - Monte Maggio si identifica distintamente un nucleo Liassico, costituito dal Calcare Massiccio che passa superiormente alla Formazione del Bugarone della serie condensata.

Il Cretacico inferiore è rappresentato dal complesso della Maiolica a cui fa seguito il complesso prevalentemente marnoso delle Marne a Furoidi che a loro volta passano alla Scaglia Rossa e successivamente alla Bianca.

Questa sfuma verso l'alto in sequenze sempre più marnose, quali la Scaglia Variegata e Cinerea. Vengono considerati come aree di infiltrazione gli affioramenti del Calcare Massiccio e della Maiolica ed agli stessi complessi viene attribuito un ruolo di serbatoio, qualora sussistano condizioni litologiche e strutturali di chiusura che consentano l'accumulo di acque sotterranee al loro interno.

Il complesso marnoso-calcareo delle Marne a Furoidi gioca un ruolo di acquiclude, di battente a bassa permeabilità che determina il tamponamento della falda ed il conseguente trabocco delle acque nel caso in cui si verificano manifestazioni sorgentizie per soglia di permeabilità sovrimposta.

Il complesso della Scaglia Rossa e Bianca assume invece un ruolo di serbatoio delimitato da due complessi relativamente meno permeabili, quello delle Marne a Furoidi e della Scaglia Cinerea, e sede di manifestazioni sorgentizie per soglia di permeabilità sovrimposta tuttavia di modesta portata. Lungo il versante sud-occidentale dell'anticlinale Monte Serra Santa – Monte Maggio sono presenti una serie di emergenze per soglia di permeabilità (Palazzo Mancinelli – i Cappuccini - Pisciarella) la cui portata, di difficile stima, risulta comunque inferiore a 5.00 l/s per ciascuna emergenza.

La modesta disponibilità idrica riscontrata nell'acquifero della Scaglia con ogni probabilità esclude che sia alimentato in modo significativo dall'acquifero basale del nucleo centrale (il cui livello piezometrico si attesta a quote sensibilmente superiori).

Tali sorgenti sono ubicate ad una quota variabile da 430 a 450m s.l.m., con un conseguente livello piezometrico attestato presumibilmente all'interno dello stesso intervallo altimetrico.

2.3.2 IDROLOGIA ED IDROGEOLOGIA DI AREA RISTRETTA

Nei pressi dell'area esaminata l'idrografia superficiale è rappresentata da corsi d'acqua secondari come il Rio Vaccara, che raccoglie e drena le acque del versante, facendole confluire nel Torrente Sciola.

Dal punto di vista idrogeologico è possibile individuare nell'area di interesse il complesso marnoso-calcareo delle Marne a Fucoidi (PERMEABILITA' BASSA).

Tale complesso è costituito da calcari marnosi, marne calcaree e marne, il quale come precedentemente detto, funge da acquiclude di battente a bassa permeabilità che determina il tamponamento della falda ed il conseguente trabocco delle acque nel caso in cui si verificano manifestazioni sorgentizie per soglia di permeabilità sovrimposta. Entrambe le emergenze idriche presenti nell'area, sedi peraltro di importanti captazioni acquedottistiche del Comune di Gualdo Tadino sono riferibili a tale sistema di circolazione idrogeologica; si tratta della Presa nella Valle della Vena a circa 520m s.l.m. situata a NW del sito in questione e la sorgente di Vaccara, nella valle dell'omonimo Rio a quota 470 m s.l.m.

Dai dati idrogeologici generali acquisiti e dalla ricostruzione idrodinamica dell'area, è stata riscontrata la presenza di una falda alla quota minima di 4.50m dal p.c.

2.3.3 DATI SULL'ALLUVIONAMENTO DELL'AREA

L'area in esame è attraversata da corsi d'acqua secondari come il Rio Vaccara, che raccoglie e drena le acque del versante, facendole confluire nel Torrente Sciola.

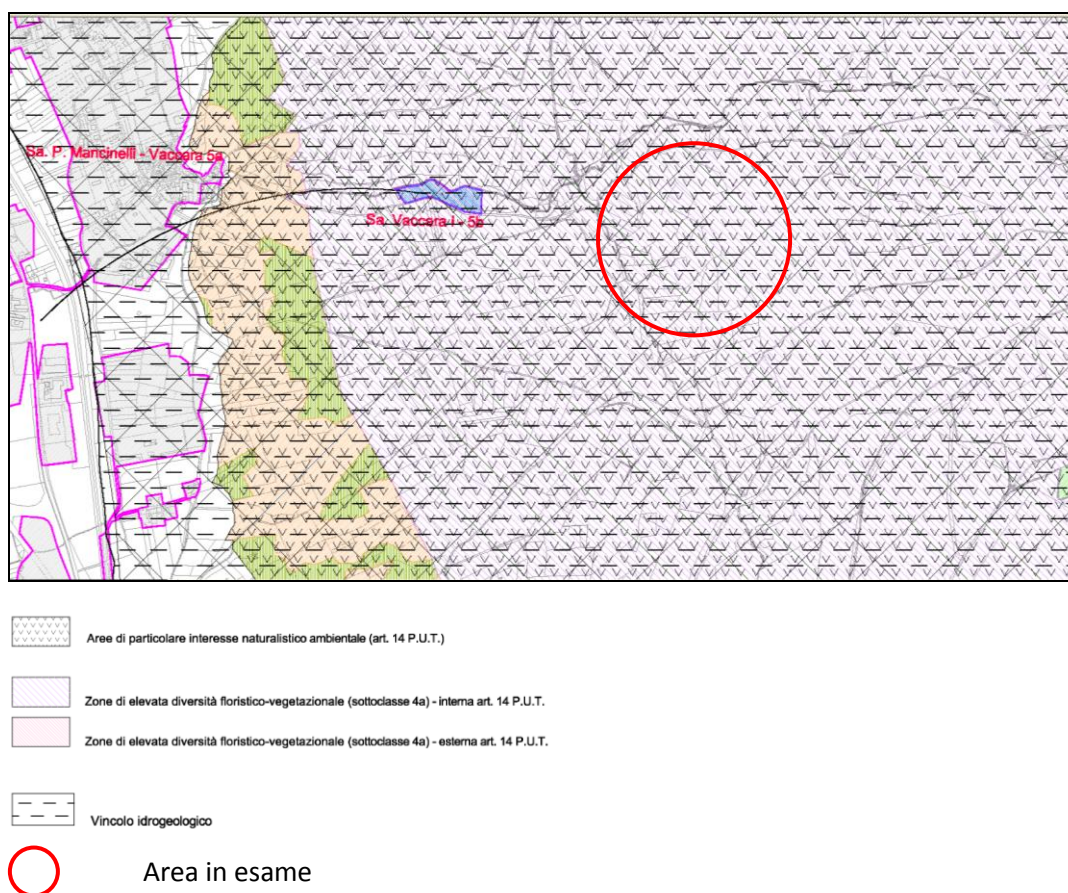
Da un'analisi molto accurata del Piano di Assetto Idrologico, elaborato dall'Autorità di Bacino, non sono state individuate aree di pericolosità idraulica e zone di rischio lungo i reticolo idrografici.

3 ANALISI DEL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

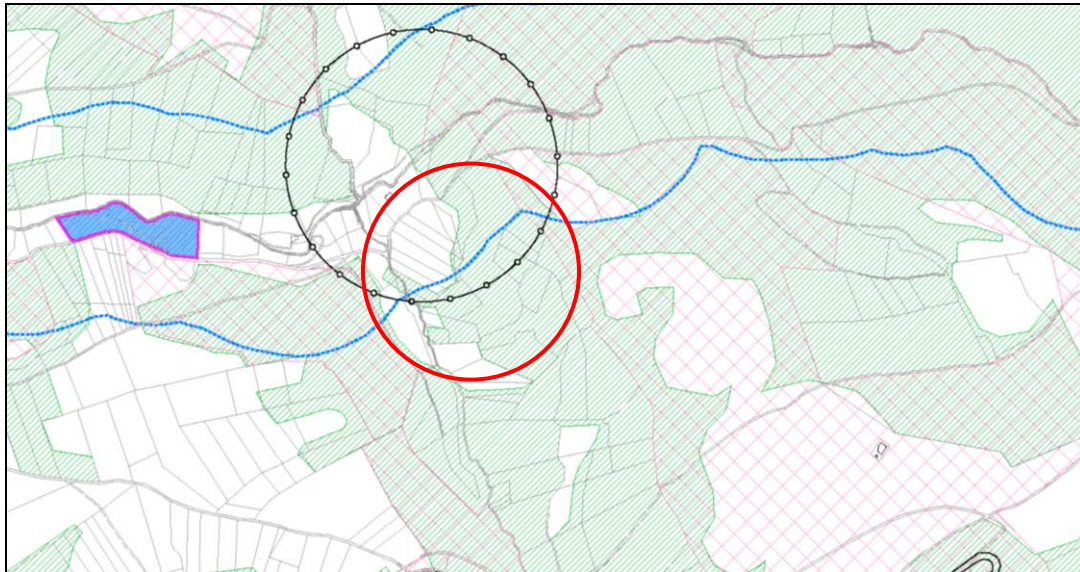
Il sito in esame come risulta dall'analisi cartografica del PAI, non è situato all'interno di aree a pericolosità idraulica e zone di rischio lungo i reticoli idrografici.

4 VINCOLI DI NORMATIVA

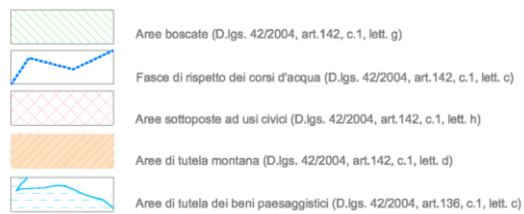
La verifica degli elementi riguardanti la pericolosità idrogeologica e idraulica eseguita sul P.R.G. comunale di Gualdo Tadino ha evidenziato che l'area non si estende all'interno di aree esondabili ma rientra in un'area sottoposta a vincolo idrogeologico:



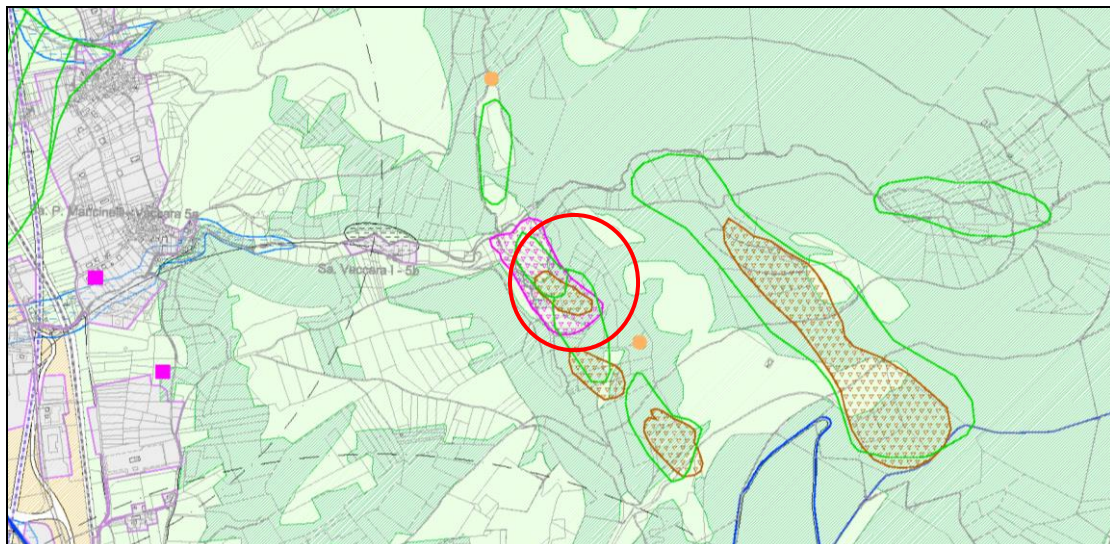
L'area si trova all'interno di fasce di rispetto di corsi d'acqua (Vincolo ambientale); qui di seguito è riportato uno stralcio del PRG del comune di Gualdo Tadino:



Ambiti di tutela ai sensi del D.Lgs. 42/2004



Inoltre come precedentemente detto è stata rilevata la presenza di un'area a rischio frana (da scivolamento rotazionale/traslativo) segnalata dal P.A.I. come quiescente.





5 MODELLAZIONE GEOLOGICA

5.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la determinazione dei parametri geotecnici relativi ai litotipi presenti si utilizzano:

1. i risultati ottenuti attraverso una campagna geognostica eseguita in precedenza a supporto dello studio geologico eseguito a corredo del progetto originario; tali dati sono stati gentilmente concessi per l'utilizzo di cui alla presente relazione integrativa dal Dott. Geol. Alberto Bonaca.
2. I risultati di una campagna di indagini geofisiche di superficie a rifrazione svolte dal sottoscritto nel 2006;
3. Una campagna geognostica eseguita ad hoc a supporto del presente studio costituita da n. 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH e da n. 2 stendimenti sismici MASW.

5.1.1 PIANO E DESCRIZIONE DELLE INDAGINI ATTUALI

Tutte le indagini eseguite sono state svolte nel rispetto delle specifiche tecniche inserite al Cap. 6.2.2 della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti n. 617/2009: "Istruzioni per le applicazioni delle Nuove Norme Tecniche per Costruzioni" e delle Linee Guida sulla "Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili" redatto e da un gruppo di lavoro costituito da: Protezione Civile, ReLUIS, ALIG e ALGI.

Lo *stendimento sismico n°1 MASW 54 ch.* con determinazione delle onde S presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- lunghezza stendimento = 54m,
- distanza intergeofonica d=2m,

- punti di scoppio posizionati agli estremi dello stendimento.

Lo *stendimento sismico n°2 MASW 54 ch.* con determinazione delle onde S presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- lunghezza stendimento = 54m,
- distanza intergeofonica d=2m,
- punti di scoppio posizionati agli estremi dello stendimento.

L'esatta ubicazione delle indagini è visibile negli elaborati grafici, così come per le caratteristiche strumentali e le metodologie interpretative si vedano gli elaborati di indagine in allegato alla presente relazione.

5.2 RISULTATI DELLE INDAGINI PREGRESSE

Per la determinazione degli spessori e delle velocità delle onde sismiche Vp dei litotipi presenti nell'area in esame sono stati presi in considerazione dati pregressi dedotti (per lo stesso sito) tramite l'elaborazione di n. 8 stendimenti sismici a rifrazione con Metodo Reciproco Generalizzato (G.R.M.) e dei sondaggi effettuati.

5.2.1 INTERPRETAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

Dai sondaggi pregressi si riscontra uno spessore minimo dei materiali di falda in corrispondenza dell'ex cava comunale di circa 2.5 m, mentre raggiungono un massimo spessore di 25 m nella zona SW dell'area di cava.

Si riporta di seguito le verticali sismiche a rifrazione con tecnica G.R.M.:

STENDIMENTO SISMICO N.1

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. Vp 300-400 m/s :suolo vegetale,
2. Vp = 1100-1250m/s: ghiaie sabbioso-limose – detrito di falda,
3. Vp = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 11.0m e 13.50m.

STENDIMENTO SISMICO N.2

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. Vp 250-300 m/s :suolo vegetale,
2. Vp = 850-1170m/s: ghiaie sabbioso-limose – detrito di falda,
3. Vp = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 12.00m e 14.00m.

STENDIMENTO SISMICO N.3

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. V_p 200-300 m/s :suolo vegetale,
2. V_p = 1000-1300m/s: ghiaie sabbioso-limose – detrito di falda,
3. V_p = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 6.00 e 7.50m (solo sullo shot n.6 si rileva uno spessore del detrito superiore fino a circa e 11.00m).

STENDIMENTO SISMICO N.4

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. V_p 200-300 m/s :suolo vegetale,
2. V_p = 1000-1300m/s: ghiaie sabbioso-limose – detrito di falda,
3. V_p = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 8.00m e 13.60m.

STENDIMENTO SISMICO N.5

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. V_p 330-500 m/s :suolo vegetale,
2. V_p = 1000-1200m/s: ghiaie sabbioso-limose – detrito di falda,
3. V_p = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 8.00 e 15.60m.

STENDIMENTO SISMICO N.6

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. V_p 330-450 m/s :suolo vegetale,
2. V_p = 1000-1350m/s: ghiaie sabbioso-limose – detrito di falda,
3. V_p = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 13.00 e 14.50m.

STENDIMENTO SISMICO N.7

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. V_p 250-350 m/s :suolo vegetale,
2. V_p = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 1.50 e 2.0m.

STENDIMENTO SISMICO N.8

Sono stati individuati tre sismostrati:

1. V_p 250-280 m/s :suolo vegetale,
2. V_p = 500 600m/s: ghiaie sabbioso-limose – detrito di falda,
3. V_p = >3000m/s: bed-rock.

La profondità del bed-rock è variabile tra 1.90 e 5.70m (solo sullo shot n.2 si rileva uno spessore apprezzabile del detrito di circa 5.70m).

5.3 RISULTATI DELLE INDAGINI EFFETTUATE

L'esatta ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche DPSH è stata concordata con il progettista dell'intervento ed è visionabile nella Tav. 1 in allegato.

Al fine di verificare lo spessore di suolo sottoposto a penetrometria dinamica DPSH, si è provveduto al prelievo di campioni di terreno mediante infissione a battuta di un campionatore costituito da una fustella in acciaio avvitato alla punta della prima asta della colonna.

Le indagini sono state condotte fino a rifiuto.

Si riportano di seguito le colonne stratigrafiche sulle verticali dei sondaggi penetrometrici dinamici DPSH.

5.3.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH

VERTICALE DPSH1

0.00m- 0.40m	suolo;
0.40m- 7.60m	ghiaie sabbioso – limose mediamente addensate- detrito di falda;
> 7.60m	bed-rock (rifiuto).

VERTICALE DPSH2

0.00m- 0.60m	suolo;
0.60m- 2.20m	ghiaie sabbioso – limose sciolte- detrito di falda;
2.20m- 7.60m	ghiaie sabbioso – limose mediamente addensate- detrito di falda;
> 7.60m	bed-rock (rifiuto).

5.3.2 PROSPEZIONE SISMICA MASW

5.3.2.1 PROSPEZIONI SISMICHE MASW

Al fine di individuare le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi e classificare sismicamente il suolo, secondo la normativa vigente (D.M. 14 gennaio 2008) sono state effettuate due prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves), ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh.

5.3.2.2 DESCRIZIONE DEL METODO BASATO SULLE ONDE SUPERFICIALI

Le onde di Rayleigh sono polarizzate in un piano verticale (Fig. 7) e si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente. In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione delle onde che vengono generate. Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a $0.92VS$. In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e $0.92 VS$. La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).



Fig. 7 - Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

La determinazione della velocità delle onde di taglio VS tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da \sqrt{r} e non da r come per le onde di volume. I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla VP e dalla densità, è funzione innanzitutto della VS , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 14 gennaio 2008). Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde S è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo

scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P , risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno.

La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_S , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 8).

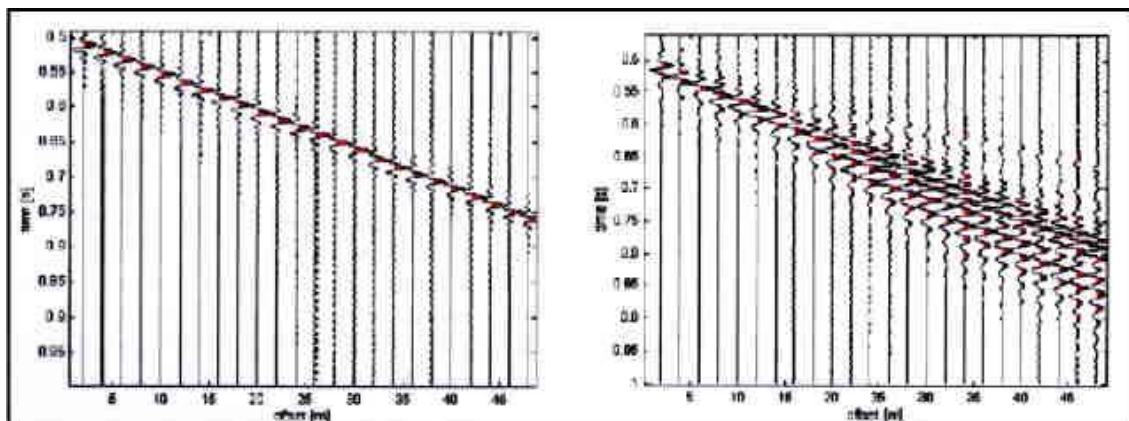


Fig. 8 – Segnali sismici che evidenziano (in rosso) le onde superficiali di Rayleigh in un mezzo non stratificato (a sinistra) e in un mezzo stratificato (a destra). Risulta evidente il fenomeno della dispersione delle onde superficiali di Rayleigh in un mezzo stratificato.

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità, tramite processo di inversione (Fig. 9).

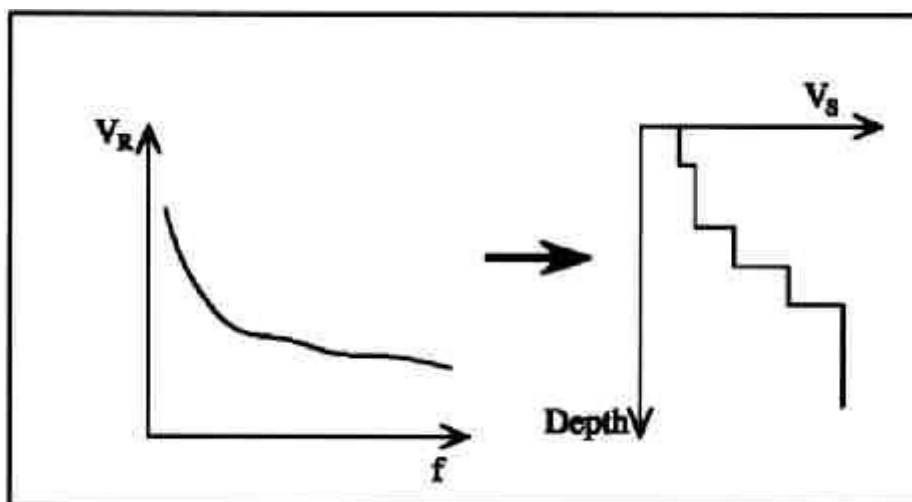


Fig. 9 – Velocità delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (a sinistra) e profilo di velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (a destra), ricavato tramite processo d'inversione.

La velocità delle onde di Rayleigh (VR) è pari a circa il 90% delle onde di taglio (VS). Le tecniche di analisi delle onde di Rayleigh vengono realizzate con procedure operative meno onerose della comune sismica a rifrazione e delle prove in foro e hanno un grado di incertezza nella determinazione delle $VS < 15\%$.

La modellazione del sottosuolo mediante l'impiego di comuni geofoni verticali a 4.5Hz e l'analisi delle onde superficiali di Rayleigh viene ottenuta con le seguenti metodologie: ReMi (Refraction Microtremor), FTAN (Frequency Time ANALysis), SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

La tecnica ReMi consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle VS relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento messo in opera. Questa tecnica viene estensivamente utilizzata negli Stati Uniti nell'ambito del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) tanto che il software fornisce anche direttamente il valore di $VS30$ e la categoria della classificazione del suolo secondo la normativa americana.

Il metodo FTAN per la determinazione delle $VS30$ ha bisogno di un solo ricevitore e permette la definizione di un profilo medio su distanze di decine-centinaia di metri. Inoltre il metodo fornisce valori di velocità delle onde di taglio in buon accordo con le misure in foro.

Il metodo SASW viene generalmente impiegato per la determinazione delle VS di strati superficiali ($< 30m$) e per la determinazione delle proprietà elastiche di strade e pavimentazioni (Stokoe & Nazarian, 1985) e, pertanto, sembra essere tra i metodi non invasivi, quello più popolare tra gli ingegneri.

La tecnica MASW, fondata sulla tecnica SASW, consente una dettagliatissima ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo.

5.3.2.3 PROSPEZIONI SISMICHE MASW

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio VS . Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, simili alla tecnica SASW, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW prevede 4 passi fondamentali:

1. Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici (Fig. 5), generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni che viene spostato lungo la linea dello stendimento stesso dopo ogni acquisizione;
2. Estrazione del modo fondamentale dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione);
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle VS (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico);
4. Ricostruzione di una sezione (modello 1D) delle VS dei terreni con approccio multicanale (con almeno due acquisizioni dei segnali, ovvero uno spostamento lungo la linea dello stendimento).

Quando vengono generate onde sismiche usando una sorgente impattante come un martello su una piastra vengono generate sia onde di volume (P ed S), sia onde di superficie (Rayleigh e Love), che si propagano in tutte le direzioni. Alcune di queste onde vengono riflesse e disperse quando incontrano oggetti superficiali o poco profondi (ad esempio, fondazioni di edifici, canali sotterranei, trovanti lapidei, ecc.) e diventano rumore.

Inoltre, vengono quasi sempre rilevate vibrazioni da rumore ambientale proveniente dal traffico veicolare, dall'attività industriale e, in generale, dall'attività umana.

Il vantaggio principale dell'approccio multicanale della tecnica MASW sta nella sua intrinseca capacità di distinguere tutte queste onde dovute al rumore e di isolarle dalle onde superficiali di Rayleigh evidenziando solo il modo fondamentale di oscillazione dei terreni.

L'isolamento del modo fondamentale di oscillazione si basa su molteplici caratteristiche sismiche dei segnali.

Le proprietà della dispersione di tutti i tipi di onde (di volume e superficiali) sono visualizzate attraverso un metodo di trasformazione (basato sull'analisi spettrale dei segnali sismici) del campo d'onda che converte direttamente i segnali sismici acquisiti (Fig. 10) in un'immagine dove un modello di dispersione è riconosciuto nella distribuzione dell'energia trasformata in oscillazioni (Fig. 11).

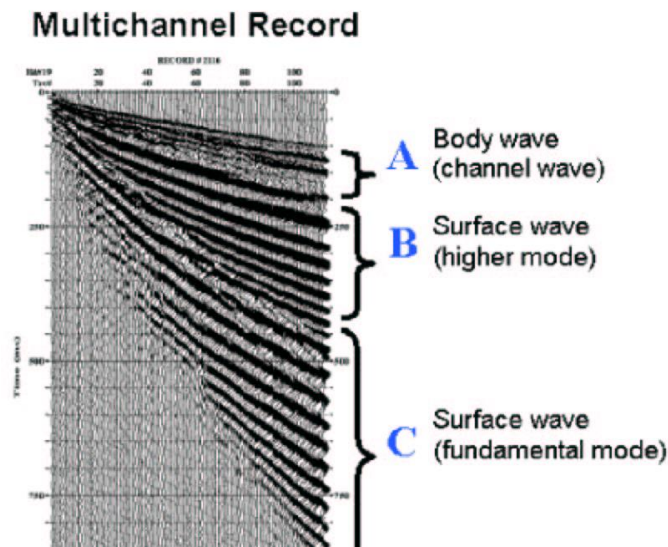


Fig. 10 – Segnali sismici con acquisizione multicanale e riconoscimento delle varie fasi sismiche (onde di volume, modo fondamentale e modi superiori delle onde superficiali).

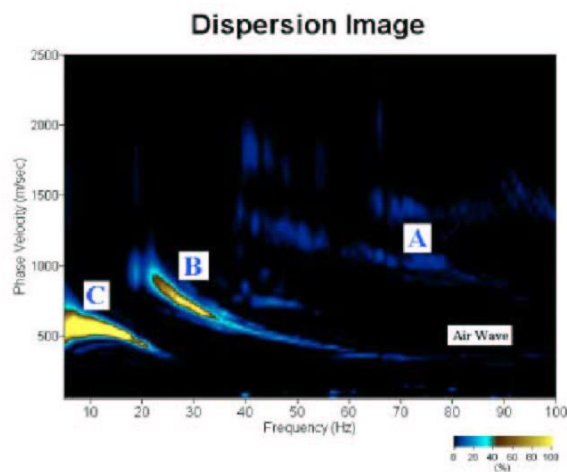


Fig. 11 – Curva di dispersione della velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh relativa ai segnali sismici in Fig. 5. Il picco energetico in corrispondenza di C rappresenta, nel modello della dispersione, il modo fondamentale da estrarre. Il picco energetico in B rappresenta il primo modo, mentre quello in A, poco evidente, rappresenterebbe il secondo modo.

Successivamente, il modo fondamentale (proprietà fondamentale della dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh) viene estratto da un modello specifico. Tutte le altre onde (riflesse, disperse, modi superiori delle onde superficiali, noise ambientale) vengono quindi rimosse durante il processo di elaborazione.

5.3.2.4 INDAGINI M.A.S.W ESEGUITE

Al fine di caratterizzare sismicamente il suolo in area progettuale, sono state eseguite due prospezioni sismiche MASW con stendimento geofonico di 54.0m.

Le indagini sono state condotte mediante l'utilizzo del sismografo DoReMi 16 bit 24 canali. L'elevata dinamica unita alla notevole memoria per l'acquisizione, consente l'utilizzo di tale sismografo per tecniche di indagine di tipo convenzionale (riflessione e rifrazione) e non convenzionale (ReMi, S.A.S.W, M.A.S.W). L'ambiente operativo dello strumento è quello di Microsoft Windows XP.

La sorgente sismica è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di 8kg che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un sensore ad innesto nella piastra posizionata alla distanza di: 4.0m primo geofono.

Quando la battuta sulla superficie della piastra non risultava netta o veniva colpita due volte erroneamente, la prova veniva ripetuta.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni verticali da 4.5Hz posizionati lungo il profilo di indagine con distanza intergeofonica di 2.0m.

La lunghezza complessiva degli stendimenti è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia dei terreni di sedime fino alla profondità di circa 30 m dal p.c..

5.3.2.5 ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale $T=2.0s$, sono state effettuate con passo di campionamento $dt=1.0ms$.

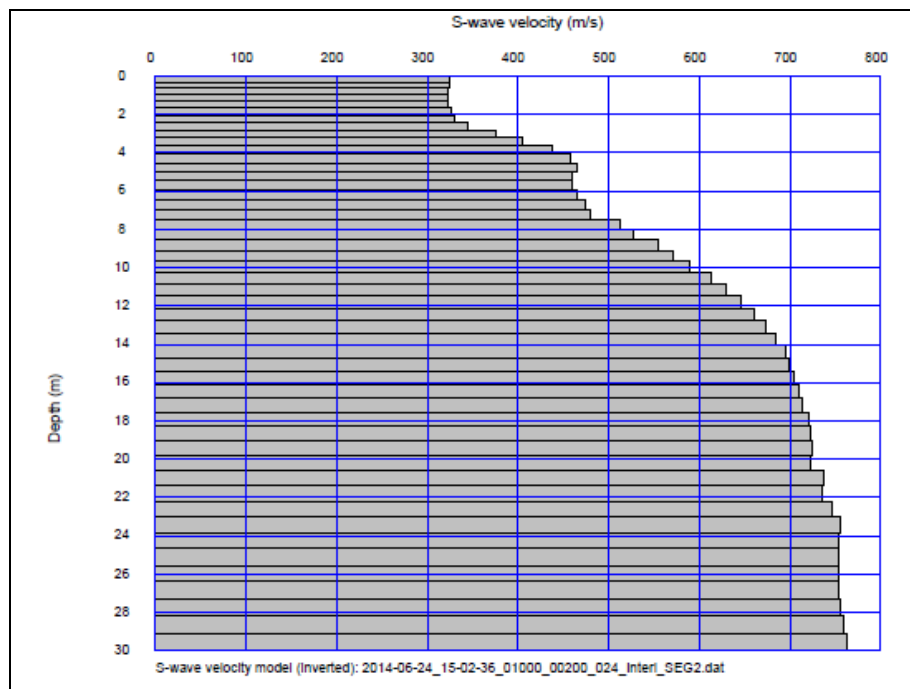
La frequenza di campionamento è data da: $f_{campionamento}=1/dt=1000Hz$.

Gli elaborati relativi alla prova effettuata sono riportati in allegato, mentre le colonne sismostratigrafiche sulle verticali degli shots sono di seguito riportate:

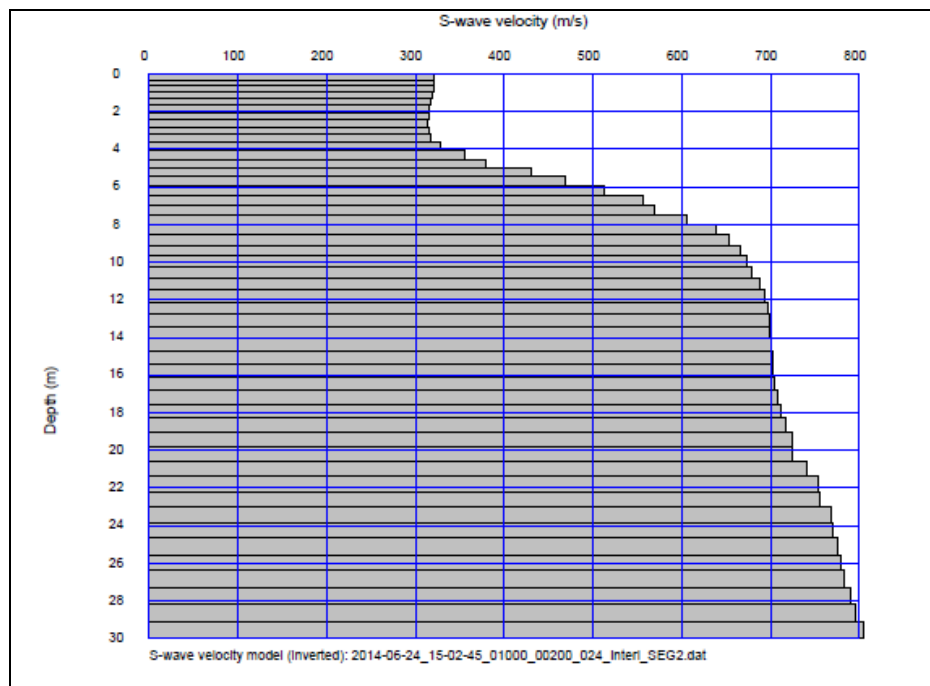
VERTICALI MASW

VERTICALI MASW n.1

SHOT N.1

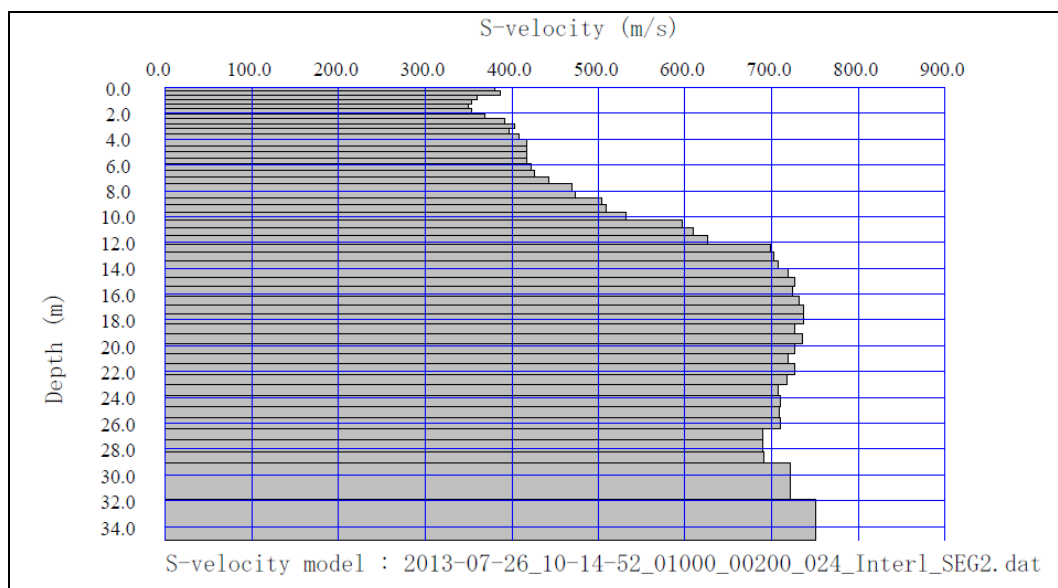


SHOT N.2

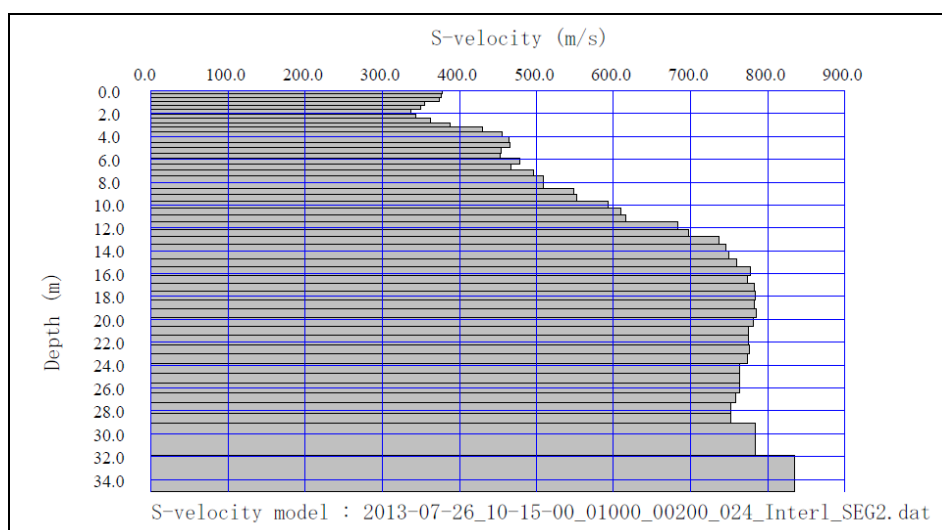


VERTICALI MASW n.2

SHOT N.1



SHOT N.2



5.3.3 INTERPRETAZIONE ED ANALISI DEI DATI- APPROCCIO SEMPLIFICATO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel cap. 7.11.3 delle Norme Tecniche.

Tuttavia considerando la natura dei terreni d'indagine e l'assenza del bed-rock sismico ($V_S > 800$ m/s) a profondità inferiori a 30 m, per la definizione dell'azione sismica è possibile fare riferimento ad una categoria di suolo di riferimento.

Alla luce di quanto detto, le indagini eseguite, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di 30,00m, hanno fornito dei risultati che permetterebbero di collocare i terreni oggetto d'indagine in categoria B del D.M. 14 gennaio 2008 (Tab. 1; Tab. 2).

Infatti applicando la formula:

$$V_{s30} = \frac{30m}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $G < 10^{-6}$) dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei primi 30m di profondità, si ottengono le seguenti V_{s30} rispettivamente per lo Shot n° 1 e per lo shot n° 2. Considerando un'incertezza di misura dell'ordine del 20% (Mulargia & Castellaro, 2009, Seism. Res. Lett., 80, 958, 989), il sito in esame ricade in **categoria B**:

Masw n.1:

$V_{s30} 1 = 591.755 \pm 118.351$ m/s da cui si ottiene per difetto **$V_{s30} 1 = 473.404$ m/s;**

$V_{s30} 2 = 595.7398 \pm 119.148$ m/s da cui si ottiene per difetto **$V_{s30} 2 = 476.592$ m/s;**

Masw n.2:

$V_{s30} 1 = 579.9583 \pm 115.992$ m/s da cui si ottiene per difetto **$V_{s30} 1 = 463.967$ m/s;**

$V_{s30} 2 = 615.9813 \pm 123.196$ m/s da cui si ottiene per difetto **$V_{s30} 2 = 492.785$ m/s;**

5.3 CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA STABILITÀ DEI VERSANTI

L'area in esame si estende sia sulla Formazione delle Marne a Fucoidi sia sui detriti di falda recenti ad una quota quota di 565 m s.l.m., lungo un versante inclinato verso NW., nella zona settentrionale rispetto a Colle di Mori.

La frana di cui, con il progetto in variante al III stralcio, si intende eliminare la pericolosità e la vulnerabilità alla riattivazione, è classificabile come quiescente.

Tutto l'intervento in esame è finalizzato alla sistemazione definitiva di tale dissesto verificatosi nel mese di novembre del 1985, a causa di precipitazioni meteoriche particolarmente intense, a seguito delle quali grandi masse di detrito di falda sono state mobilizzate.

5.4 DEFINIZIONE E VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

La pericolosità sismica di base e locale è intesa come la misura dello scuotimento al suolo atteso in un determinato sito ed è legata alle caratteristiche sismotettoniche, alle modalità di rilascio dell'energia alla sorgente, al percorso di propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito e alla loro interazione con la geologia e la geomorfologia locale.

Di seguito si riportano gli elementi geologici e geomorfologici dell'area di interesse, utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica di base e locale.

- Elementi geologici: l'area in esame ricade all'interno di un'area di affioramento dei detriti di falda recenti caratterizzati da ghiaie sabbioso-limose poggianti sul un bed-rock calcareo marnoso e marnoso calcareo appartenente alla Formazione delle Marne a Fucoidi;
- Elementi geomorfologici: dal punto di vista geomorfologico l'area studiata si trova lungo un versante inclinato verso NW posizionata in un'area a rischio frana (frana da scivolamento rotazionale/traslatoivo quiescente).

Nel caso specifico, come riscontrato anche dalle indagini sismiche MASW, data l'assenza di un bed –rock sismico a profondità inferiori a 30 m ($V_s > 800$ m/s), non sono state individuate situazioni che potrebbero indurre ad un'amplificazione diffusa del moto del suolo in occasione di un evento sismico.

6. MODELLAZIONE SISMICA

6.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA – SISMICITA' STORICA

Sia in tempi storici che attuali, l'Umbria e le Marche sono state interessate da una diffusa e frequente attività sismica.

La massima intensità sismica osservata nell'area umbro – marchigiana è pari al X grado della scala Mercalli, che corrisponde ad una percentuale di distruzione pari a circa il 75%.

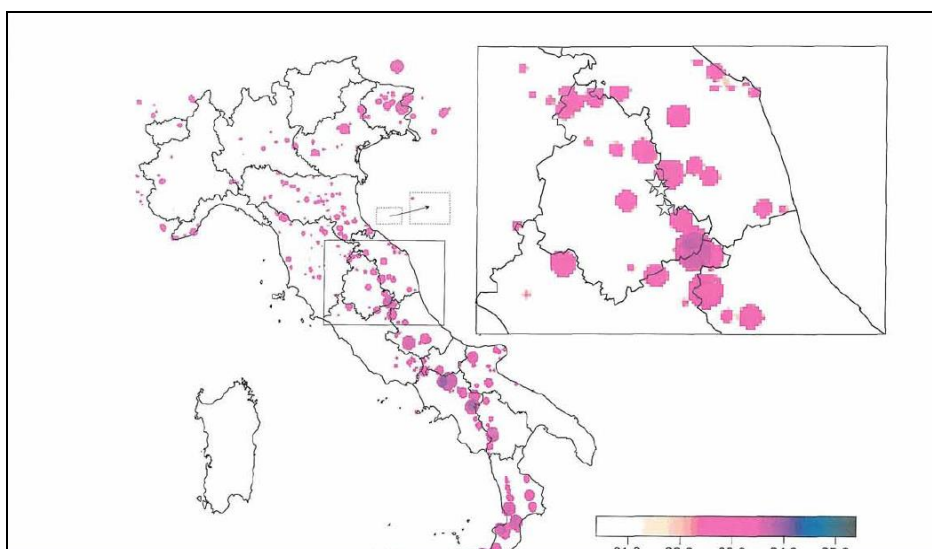
La massima magnitudo mai registrata espressa secondo la scala Richter è circa 6.5. Inoltre, l'attività sismica è concentrata prevalentemente nella crosta terrestre a profondità inferiore a 15 Km. Infatti, circa il 95% degli eventi con magnitudo > 3 avvenuti tra il 1983 e il 1990 si sono verificati al di sopra di questa profondità, all'interno di uno strato definibile sismogenetico. La restante percentuale è distribuita nella crosta inferiore e nel sottostante mantello litosferico.

I terremoti non avvengono con la stessa frequenza ed intensità su tutta l'area, ma sono concentrati in alcune fasce ben definite dal punto di vista geologico e fisiografico.

Nell'area della catena appenninica si individuano i centri sismici che da Gubbio e Cagli raggiungono le zone della Valnerina, di Norcia e Cascia.

Va precisato che I terremoti che colpiscono periodicamente l'appennino umbro – marchigiano sono espressione di un campo di sforzi tettonici ancora attivo, le cui caratteristiche possono essere desunte dall'analisi dei meccanismi focali.

Qui di seguito è riportata una mappa che rappresenta la densità di rilascio di energia sismica a partire dall'anno 1000 in particolare per la regione Umbra con la localizzazione delle scosse principali.



6.2 DETERMINAZIONE DELL'APPROCCIO PIÙ IDONEO AI FINI DELLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Dato che il sito in esame è riconducibile ad un modello geologico e sismostratigrafico molto semplice, si ritiene sufficientemente cautelativo utilizzare per la definizione dell'azione sismica un approccio semplificato, che si basa cioè su categorie di sottosuolo e topografiche di riferimento.

6.3 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), viene definita

mediante un approccio “sito dipendente”. Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra 4 punti della griglia di accelerazioni (Allegato B – NTC 2008), tramite media pesata utilizzando la formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p = valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i = valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i = distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i parametri spettrali P(a_g, F₀, T_c^{*}):

- a_g= accelerazione massima orizzontale attesa sul sito rigido specifico di interesse
- F₀= valore massimo del fattore di amplificazione nello spettro in accelerazione con componente orizzontale
- T_c^{*}= periodo di inizio del tratto a velocità costante nello spettro in accelerazione orizzontale

Tali parametri, descrivono i caratteri del moto sismico orizzontale sul sito di riferimento rigido le cui grandezze, definiscono le forme spettrali relative alla particolare P_{VR}.

Il sito in esame è ascrivibile alla categoria di suolo B (Le coordinate del sito sono espresse in ED50)

Sito in esame.

latitudine: 43,2544808712118

longitudine: 12,786173812215

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 22522	Lat: 43,2325	Lon: 12,7352	Distanza: 4798,946
Sito 2	ID: 22523	Lat: 43,2329	Lon: 12,8038	Distanza: 2795,852
Sito 3	ID: 22301	Lat: 43,2829	Lon: 12,8033	Distanza: 3448,223
Sito 4	ID: 22300	Lat: 43,2825	Lon: 12,7346	Distanza: 5206,649

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,069 g
Fo: 2,404
Tc:* 0,273 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,088 g
Fo: 2,389
Tc:* 0,283 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,219 g
Fo: 2,411
Tc:* 0,315 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,279	g
Fo:	2,433	
Tc*:	0,325	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,430
St:	1,200
Kh:	0,020
Kv:	0,010
Amax:	0,976
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,200
Cc:	1,420
St:	1,200
Kh:	0,025
Kv:	0,013
Amax:	1,243
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,190
Cc:	1,390
St:	1,200
Kh:	0,088
Kv:	0,044
Amax:	3,069
Beta:	0,280

SLC:

Ss: 1,130

Cc: 1,380

St: 1,200

Kh: 0,106

Kv: 0,053

Amax: 3,716

Beta: 0,280

6.4 DEFINIZIONE DELL'AZIONE E DELLA RISPOSTA SISMICA

6.4.1 VITA NOMINALE DELLE STRUTTURE – V_N

La normativa (DM - NTC 2008) definisce la Vita Nominale V_N delle strutture (art. 2.4.1) a cui si associano tre tipi di costruzioni con diverso valore, espresso in anni, della loro durata come definito al variare della classe d'uso come mostra la tabella sottostante:

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

All'opera in progetto è stato assegnato allo stesso una $V_N = 50$ anni

6.4.2 CLASSE D'USO - C_U

La normativa (DM – NTC 2008) definisce l'azione sismica per quattro classi d'uso C_U delle costruzioni (art. 2.4.2) a cui si associa un coefficiente d'uso C_u definito al variare della classe d'uso come mostra la seguente tabella.

CLASSE D'USO	Descrizione	C_U
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0,7
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.	1

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.	1,5
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 di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. 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.	2

Nel caso in esame l'area rientra nella "Classe d'uso" II ed il conseguente coefficiente **C_u = 1**.

6.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA - V_R

La normativa NTC 2008, inoltre, prevede la definizione di un periodo di riferimento V_R per le azioni sismiche su ciascuna costruzione ottenibile dalla formula:

$$V_R = V_N \times C_u$$

dove V_N è la vita nominale di un'opera strutturale intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel nostro caso, il periodo di riferimento:

$$V_R = 50 \times 1 = 50$$

6.4.4 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

La normativa (D.M. 14 gennaio 2008) nei confronti delle azioni (cap. 3.2.1) definisce quattro stati limite, al fine di indicare il comportamento, in chiave sismica, che dovrà sopportare la struttura in progetto come mostra la tabella sottostante:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)
SLO – Stato LIMITE di OPERATIVITA': non deve subire danni.
SLD – Stato LIMITE di DANNO: danni lievi ma rimane in esercizio.
STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
SLV – Stato LIMITE di salvaguardia della VITA: crolli parziali. Buona resistenza verticale e margini di sicurezza orizzontale di collasso.

SLC – Stato LIMITE di prevenzione COLLASSO: danni gravi, margine di sicurezza buono per azioni verticali. Esiguo margine di sicurezza orizzontale di collasso.

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento dell'evento sismico atteso come sotto indicato:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		Pvr: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

6.4.5 TEMPO DI RITORNO

Noti P_{VR} e V_R si ottiene il valore del tempo di ritorno espresso in anni, attraverso la formula:

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

Per la verifica degli edifici in progetto, considerando lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) si considera un tempo di ritorno **$T_R = 475$ anni**.

6.5 APPROCCIO SEMPLIFICATO

6.5.1 CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel cap. 7.11.3 delle Norme Tecniche.

Tuttavia considerando la natura dei terreni d'indagine e l'assenza del bed-rock sismico ($V_{S30} > 800$ m/s) a profondità inferiori a 30 m, per la definizione dell'azione sismica è possibile fare riferimento ad una categoria di suolo semplificata.

Tabella 3.2.II

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con</i>

	spessore massimo pari a 3.00m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessori non superiori a 20 m</i> , posti su substrato di riferimento (con $V_{S30} > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{S30} inferiore a 100 m/s (ovvero $1 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria si sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Il sito in esame è ascrivibile alla categoria di suolo semplificata **B**.

6.5.2 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_c^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella sottostante tabella, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

6.5.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Tabella 3.2.IV

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

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

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

All'area in esame, si assegna la categoria topografica **T2**.

6.5.4 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T (nel nostro caso $S_T = 1.20$), riportati nella tabella seguente, in funzione delle categorie topografiche precedentemente e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Secondo le Norme Tecniche, l'azione sismica può essere descritta per mezzo dell'accelerazione orizzontale di picco attesa in superficie, definita dalla pericolosità sismica di base ed eventualmente modificata per tener conto degli effetti di sito. Alternativamente, in funzione del tipo di analisi da eseguire, l'azione sismica può essere descritta dallo spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale e verticale), oppure da opportune terne accelerometriche. In questo caso, per la valutazione dell'azione sismica di base (e della risposta sismica di progetto), si è utilizzato il modello dello *spettro di risposta elastico in accelerazione*, con smorzamento strutturale del 5%, tramite l'utilizzo del software sperimentale SPETTRI NTC 1.0.3 sviluppato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. La pericolosità del sito è stata individuata sulla base dei risultati del progetto S1 dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). In allegato alla presente relazione si trovano gli elaborati per la definizione dell'azione sismica di riferimento.

6.7 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La definizione degli spettri di risposta di progetto dovranno essere ottenuti allo Stato Limite di Esercizio (SLD – Stato Limite di Danno) e allo Stato Limite Ultimo (SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

Gli spettri di risposta elastici ottenuti (in allegato) sono rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per la tipologia di sito (categoria di suoli **B** – categoria topografica **T2**) individuata nell'area oggetto di indagine. In allegato alla presente relazione si trovano gli elaborati per la definizione dell'azione sismica di progetto.

7. MODELLAZIONE GEOTECNICA

7.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SUBSTRATO

I parametri assegnati alle unità geotecniche individuate sono stati calcolati sulla base dei risultati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche DPSH, e delle indagini geofisiche effettuate, adeguatamente corretti e modificati, agendo comunque sempre in favore della sicurezza.

Vengono di seguito riportati i valori medi stimati dei parametri geotecnici delle unità geotecniche individuate ad esclusione del suolo, la cui asportazione sarà propedeutica ad ogni lavorazione.

Unità geotecnica 1 – ghiaie sabbioso-limose sciolte - depositi di falda

Peso di volume - $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$

Angolo di attrito - $\phi = 28.05^\circ$

Coesione efficace - $C' = 0 \text{ kg/cm}^2$

Velocità delle onde P - $V_p = 759 \text{ m/s}$

Velocità delle onde S - $V_s = 377 \text{ m/s}$

Coefficiente di Poisson - $\nu = 0.336$

Modulo di taglio dinamico - $G_0 = 2629.387 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di Young dinamico - $E_0 = 7026.977 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di Young statico - $E = 438.72 \text{ Kg/cm}^2$

Unità geotecnica 2 – ghiaie sabbioso-limose mediamente addensate - depositi di falda

Peso di volume - $\gamma = 1.95 \text{ t/m}^3$

Angolo di attrito - $\phi = 31.22^\circ$

Coesione efficace - $C' = 0 \text{ kg/cm}^2$

Velocità delle onde P - $V_p = 770 \text{ m/s}$

Velocità delle onde S - $V_s = 390 \text{ m/s}$

Coefficiente di Poisson - $\nu = 0.327$

Modulo di taglio dinamico - $G_0 = 2889.9 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di Young dinamico - $E_0 = 7672.527 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di Young statico - $E = 587.4 \text{ Kg/cm}^2$

In forma del tutto cautelativa, l'assegnazione dei parametri geomeccanici del bedrock è stata effettuata mediante il criterio di Hoek e Brown ("Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition",

pubblicazione reperibile in formato pdf presso il sito www.rocscience.com, assieme al manuale d'uso del software). Tale versione costituisce uno sviluppo del classico metodo RMR di Beniaowski, fornendo tra l'altro i valori di angolo di attrito, coesione e modulo elastico attraverso classificazioni parametriche dell'ammasso. L'output del programma Roclab della Rocscience è allegato alla presente relazione per utilizzo generale (fondazioni).

La caratterizzazione dell'ammasso roccioso, effettuata sugli affioramenti visibili nei dintorni del sito, è stata eseguita mediante l'assegnazione dei parametri nella seguente tabella. In considerazione della disomogeneità del bedrock, sono stati adottati parametri cautelativi relativi alla facies calcareo marnosa e marnoso calcarea osservata.

Tabella caratteristiche del bedrock

Parametro di Hoek-Brown	Simbolo	Valore	Note
Resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta	σ_{ci}	25 MPa	Determinato in base alla tipologia di roccia e alla sua resistenza con metodi di campagna
Geological strenght index	GSI	45	Determinato in base alla tipologia di roccia, alla configurazione delle fratture e delle alternanze e allo stato delle discontinuità
Costante del materiale	mi	12	Determinato in base alla tipologia di roccia
Fattore di disturbo	D	0	Scavo meccanico in roccia di scarsa resistenza

Il programma Roclab, a partire da detti parametri, ha fornito i seguenti valori dei parametri geotecnici di interesse (integrati con i parametri dinamici rilevate con le indagini geofisiche eseguite), da utilizzare come input per le verifiche:

<p>Unità geotecnica 3 – substrato roccioso alterato e fratturato appartenente alla Formazione delle Marne a Fucoidi</p> <p>Peso di volume - $\gamma=2.25 \text{ t/m}^3$</p> <p>Angolo di attrito - $\phi=30^\circ$</p> <p>Coesione efficace - $C'=0.50 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Velocità delle onde P - $V_p=885\text{m/s}$</p> <p>Velocità delle onde S - $V_s=450\text{m/s}$</p> <p>Coefficiente di Poisson - $\nu=0.325$</p> <p>Modulo di taglio dinamico - $G_0=4455\text{Kg/cm}^2$</p> <p>Modulo di Young dinamico - $E_0=11811.53\text{Kg/cm}^2$</p>
--

Modulo di Young statico – $E=906\text{Kg/cm}^2$

Nell'ottica di una progettazione basata sul metodo degli stati limite, i valori dei parametri geotecnici devono essere interpretati in termini di valori caratteristici, ovverosia di valori ottenuti con una stima cautelativa di un dato parametro, in relazione agli stati limite considerati per il progetto.

7.1.1 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Secondo l'Eurocodice 7 e le NTC, i valori caratteristici X_k consistono in una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite. Il § C6.2.2.4 della Circolare illustra chiaramente come tali valori debbano essere scelti. In particolare:

“Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata. Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.”

I valori caratteristici dei parametri sono stati ricavati in base a quanto segue:

- I valori dei parametri geotecnici medi illustrati nelle precedenti tabelle descrivono il comportamento medio dei depositi di falda e del substrato alterato e fratturato.

- Il parametro medio è quello che influenza l'insorgere degli SLU e degli SLE nel caso in esame.
- Al parametro γ è stato assegnato un coefficiente di variazione ricavato dalla letteratura tecnica (COV=5%).
- Al parametri geotecnici sono stati assegnati i seguenti coefficienti di variazione:
 - Unità geotecnica 1: COV(ϕ)=9.05 %
 - Unità geotecnica 2: COV(ϕ)=3.19 %
 - Unità geotecnica 3: COV(ϕ)=10.0%
$$\text{COV}(c') = 30.0\%$$
- Al modulo di deformazione è stato assegnato un coefficiente di variazione cautelativo pari al 40%.
- È anche stata ipotizzata una correlazione negativa dei due parametri Φ e c' , tratta dalla letteratura tecnica ($\rho = -0.49$)
- È stato infine applicato il metodo statistico in presenza di un solo dato e varianza nota.
- Le relazioni applicate sono le seguenti:

Statistica della varianza nota:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

Dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

\bar{x} con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

z è la distribuzione normale standardizzata

σ è la deviazione standard della popolazione

n è la numerosità del campione

Distribuzione condizionata di c' rispetto a Φ

$$E(C | \Phi = \varphi_k) = \mu_c + \rho \sigma_c \left(\frac{\varphi_k - \mu_\varphi}{\sigma_\varphi} \right)$$

$$VAR(C | \Phi = \varphi_k) = \sigma_c^2 (1 - \rho^2)$$

Dove:

$\phi_k = \phi$ caratteristico (in questo caso, 5° percentile della distribuzione del campione)

μ_i è la media di i , dove $i = \phi, c$

σ_i è la deviazione standard di i dove $i = \phi, c$

ρ è il coefficiente di correlazione tra ϕ e c

Distribuzione log normale con varianza nota (per il modulo elastico):

$$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$$

Dove:

\bar{Y} è il valore medio del dataset con distribuzione log normale

Z è la distribuzione normale standardizzata

t è il valore della distribuzione di student ad $n-1$ gradi di libertà

S è la deviazione standard della popolazione

n è il numero di dati.

7.1.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

UNITA' GEOTECNICA 1 – COMPORTAMENTO GRANULARE					
ghiaie sabbioso-limose sciolte- depositi di falda					
<u>Parametro geotecnico</u>	<u>Valore medio</u> <u>(X_m)</u>	<u>Valore</u> <u>caratteristico</u> <u>(X_k)</u>	<u>Metodo Utilizzato</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M1)</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M2)</u>
ϕ – Angolo di attrito	28.05°	26.91°	Statistica della varianza nota, COV= 9.05%	26.91°	22.1°
γ – Peso di volume	1900 kg/m ³	1850 kg/m ³	Statistica della varianza nota, COV= 5%	1850kg/m ³	1850 kg/m ³

UNITA' GEOTECNICA 2 – COMPORTAMENTO GRANULARE					
ghiaie sabbioso-limose mediamente addensate- depositi di falda					
<u>Parametro geotecnico</u>	<u>Valore medio</u> <u>(X_m)</u>	<u>Valore</u> <u>caratteristico</u> <u>(X_k)</u>	<u>Metodo Utilizzato</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M1)</u>	<u>Valore di</u> <u>progetto (M2)</u>

ϕ – Angolo di attrito	31.22°	31°	Statistica della varianza nota, COV= 3.19%	31°	25.66°
γ – Peso di volume	1950 kg/m ³	1900 kg/m ³	Statistica della varianza nota, COV= 5%	1900kg/m ³	1900 kg/m ³

UNITA' GEOTECNICA 3– COMPORTAMENTO LITOIDE substrato alterato e fratturato appartenente alla Formazione delle Marne a Fucoidi					
Parametro geotecnico	Valore medio (X_m)	Valore caratteristico (X_k)	Metodo Utilizzato	Valore di progetto (M1)	Valore di progetto (M2)
ϕ – Angolo di attrito	30	28.36°	Statistica della varianza nota, COV= 10.0%	28.36°	23.36°
γ – Peso di volume	2250 kg/m ³	2200 kg/m ³	Statistica della varianza nota, COV= 5%	2200 kg/m ³	2200kg/m ³
C – coesione	0.50 kg/cm ²	0.42 kg/cm ²	Statistica della varianza nota, COV= 30%	0.42 kg/cm ²	0.34 kg/cm ²

7.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il presente studio riporta, oltre la caratterizzazione sismica del sito, i risultati necessari alla sola verifica agli SLU (SLV).

Per le verifiche relative agli stati limite ultimi (SLU) - SLV deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e Rd è il valore di progetto della resistenza del terreno.

Va, inoltre, precisato che tutte le stime della resistenza di progetto del terreno (Rd) non sono confrontate con il valore dell'azioni di progetto (Ed), che verrà direttamente fornito dal progettista.

7.3 CALCOLO DEL VALORE CARATTERISTICO Rk E DI PROGETTO Rd CON FONDAZIONI PROFONDE

Il progetto prevede la realizzazione di un ponte di attraversamento del fosso delle Lacenaie, sono stati quindi forniti esempi di calcolo di resistenza del terreno allo stato di progetto considerando fondazioni profonde (pali) secondo l'approccio 2, fino al raggiungimento del substrato presente (unità geotecnica 3).

Sono stati riportati pertanto i valori geotecnici dei litotipi attraversati dalle fondazioni profonde (unità geotecnica 1 e 2) e quello sui cui verranno infissi (unità geotecnica 3).

Si raccomanda, in ogni caso, di considerare con la massima attenzione la tipologia di fondazione da utilizzare in relazione all'entità dei carichi strutturali applicati, al fine di scegliere la soluzione progettuale maggiormente attinente.

Nel caso delle fondazioni di tipo profonde il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche R_k .

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale (*)	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressimetriche, ecc.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo $R_{c,k}$, o a trazione $R_{t,k}$, dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Tabella 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Di seguito vengono riportati i valori della resistenza di progetto laterale e totale

Palo (D = 0.60 m L = 9.00m)

	[kg]	[tonn]
Resistenza di progetto base	11193.2469	11.19
Resistenza di progetto laterale	26263.3932	26.26
Resistenza di progetto totale	30969.3087	30.96

PALO (D= 0.60m L= 10.00m)

	[kg]	[tonn]
Resistenza di progetto base	12232.3212	12.23
Resistenza di progetto laterale	31121.244	31.12
Resistenza di progetto totale	36145.3059	36.45

PALO (D= 0.60m L= 11.00m)

	[kg]	[tonn]
Resistenza di progetto base	13271.3955	13.27
Resistenza di progetto laterale	36408.3885	36.40
Resistenza di progetto totale	41750.5968	41.75

7.5 VERIFICA DEI CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti per fondazioni profonde è stata effettuata secondo il metodo di Fleming. In allegato alla presente relazione sono riportati i cedimenti terreno-fondazione, calcolati per le unità geotecniche in questione.

4.7 COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il valore del coefficiente di sottofondo verticale, relativamente alle opere di fondazioni stimato attraverso relazioni empiriche sulle varie unità geotecniche risulta essere:

- unità geotecnica 1: $K_w = 1.60 \text{ Kg/cm}^3$
- unità geotecnica 2: $K_w = 3.60 \text{ Kg/cm}^3$
- unità geotecnica 3: $K_w = 6.40 \text{ Kg/cm}^3$

Il valore del coefficiente K_h , stimato attraverso relazioni empiriche sulle varie unità geotecniche risulta essere:

- unità geotecnica 1: $K_h = 1.80 \text{ Kg/cm}^3$
- unità geotecnica 2: $K_h = 5.20 \text{ Kg/cm}^3$
- unità geotecnica 3: $K_h \geq 10 \text{ Kg/cm}^3$

8. STABILITA' DEL SITO

8.1 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

I fenomeni di liquefazione che interessano i depositi sabbiosi saturi dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata
- genesi e storia geologica dei terreni
- fattori ambientali

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Quindi, maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante).

In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto < è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto > è la probabilità che, a parità di condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche su un deposito, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo. Inoltre la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

8.1.1 ESCLUSIONE DALLA VERIFICA

La verifica alla liquefazione, secondo quanto prescritto nelle NTC08, può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguente circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano di campagna, per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove

- penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.

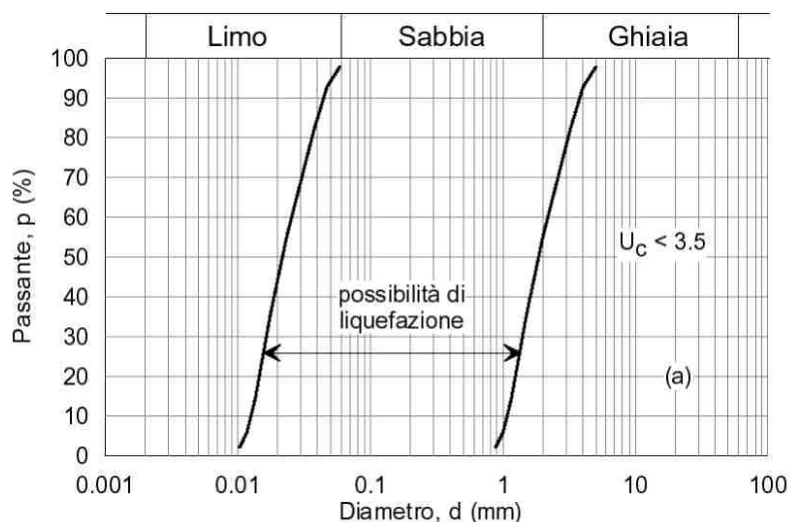


Figura 7.11.1(a)

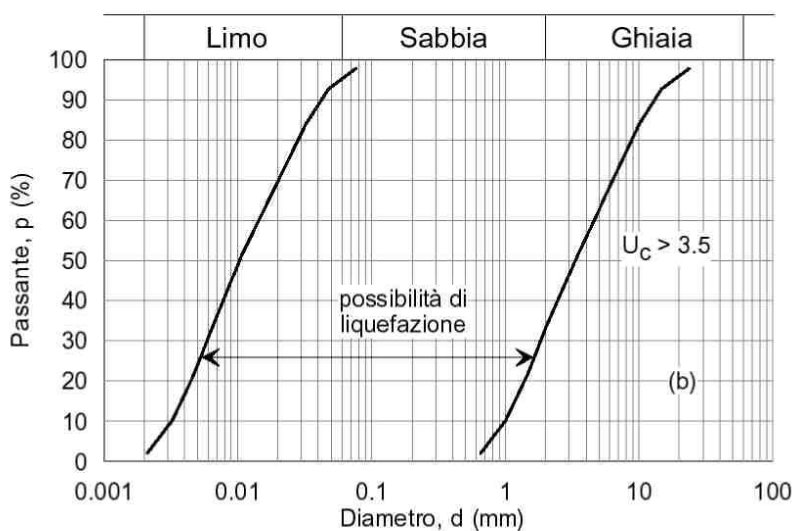


Figura 7.11.1(b)

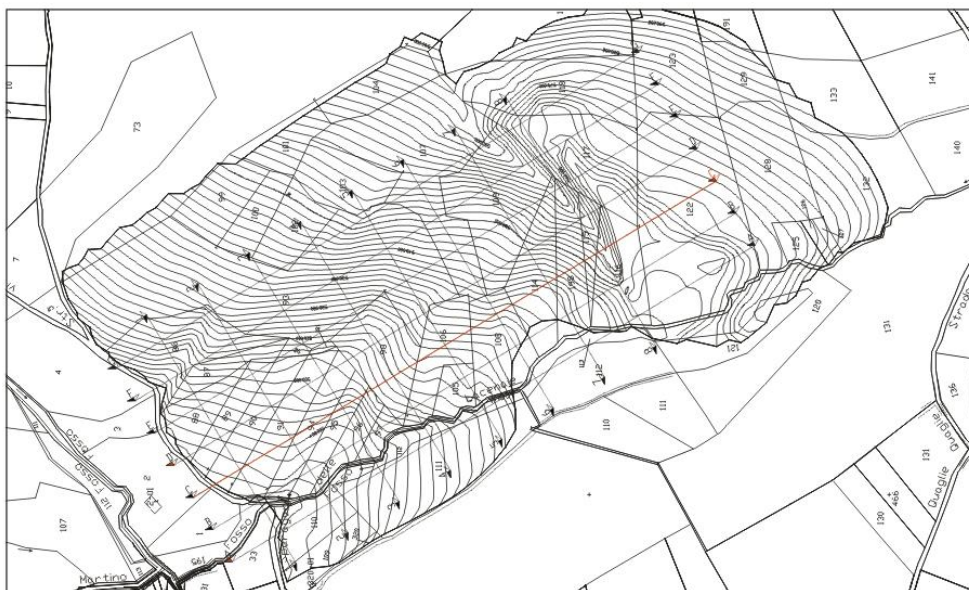
Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

Nel nostro caso, dato che la distribuzione granulometrica dei litotipi in esame, non rientra nel range dei terreni potenzialmente liquefacibili, la verifica alla liquefazione è stata omessa.

5.2 STABILITA' GLOBALE DEI VERSANTI

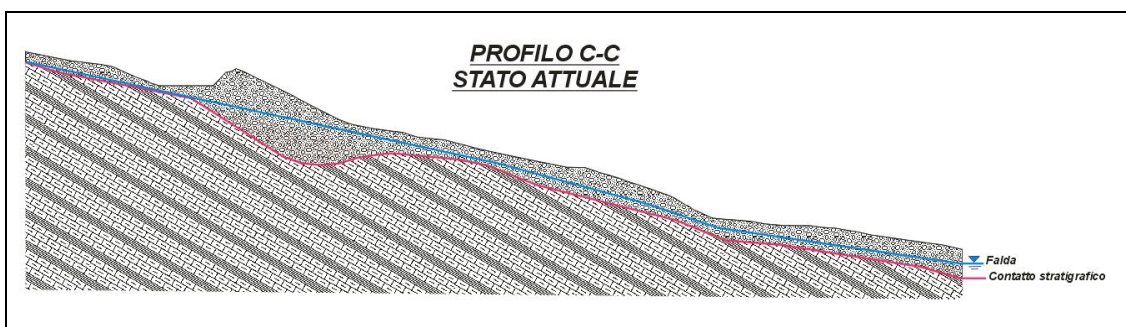
Nella presente studio di adeguamento alle NTC 2008 si è proceduto a sottoporre a verifica la stabilità della sezione C (la stessa sottoposta a verifica nello studio di cui, con la presente relazione, si produce l'adeguamento).

Tale sezione, verificata sia allo stato attuale che di progetto, in condizioni di presenza di falda e dinamiche è ritenuta quella maggiormente significativa dell'area della Cava Colle dei Mori (vedi fig. sottostante).



5.2.1 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DEL VERSANTE – STATO ATTUALE

Nel presente studio si è proceduto alla verifica di stabilità globale del versante allo stato attuale lungo il profilo riportato nella figura sottostante.



Il metodo utilizzato è quello pseudo-statico, il quale rappresenta un'estensione del metodo dell'equilibrio limite, con l'aggiunta di una componente di inerzia che rappresenta l'azione.

Le valutazioni sulla stabilità vengono effettuate con riferimento ai valori caratteristici, in considerazione del fatto che si tratta di un pendio naturale. La procedura di calcolo adottata è quella di vari autori, tra cui Bishop con il metodo semplificato, Jambu con il metodo semplificato ed il metodo corretto, Fellenius, Spencer e Morgenstern-Price e con il metodo rigoroso di Corps of Engineering.

5.2.2 RISULTATI DI VERIFICA

Nelle figure sottostanti sono riportate in pianta le sezioni su cui sono state eseguite le verifiche di stabilità.

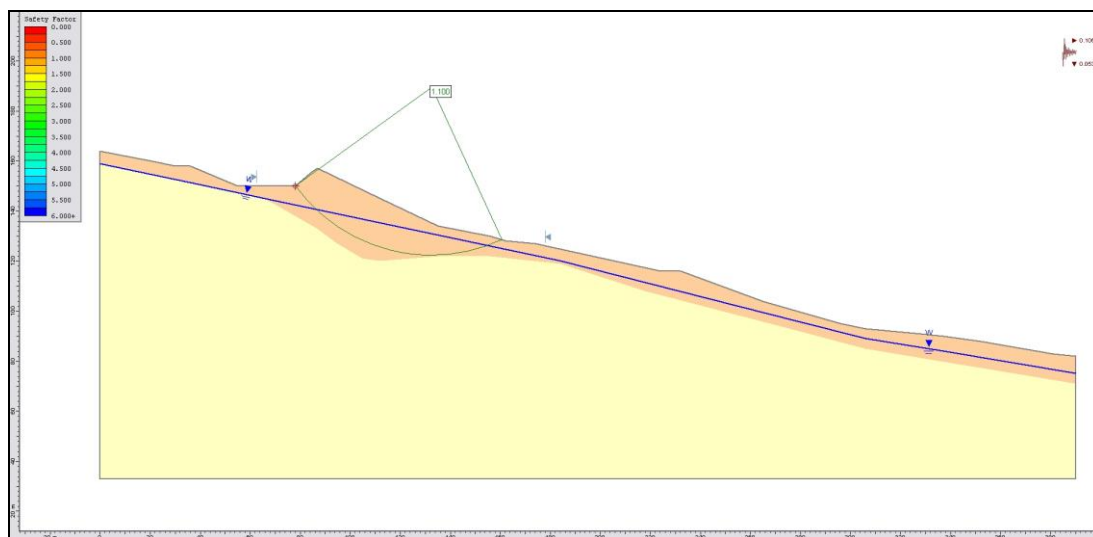


Fig. 21 - Verifiche di stabilità globali– Superficie minima di scivolamento– $F_s = 1.1$

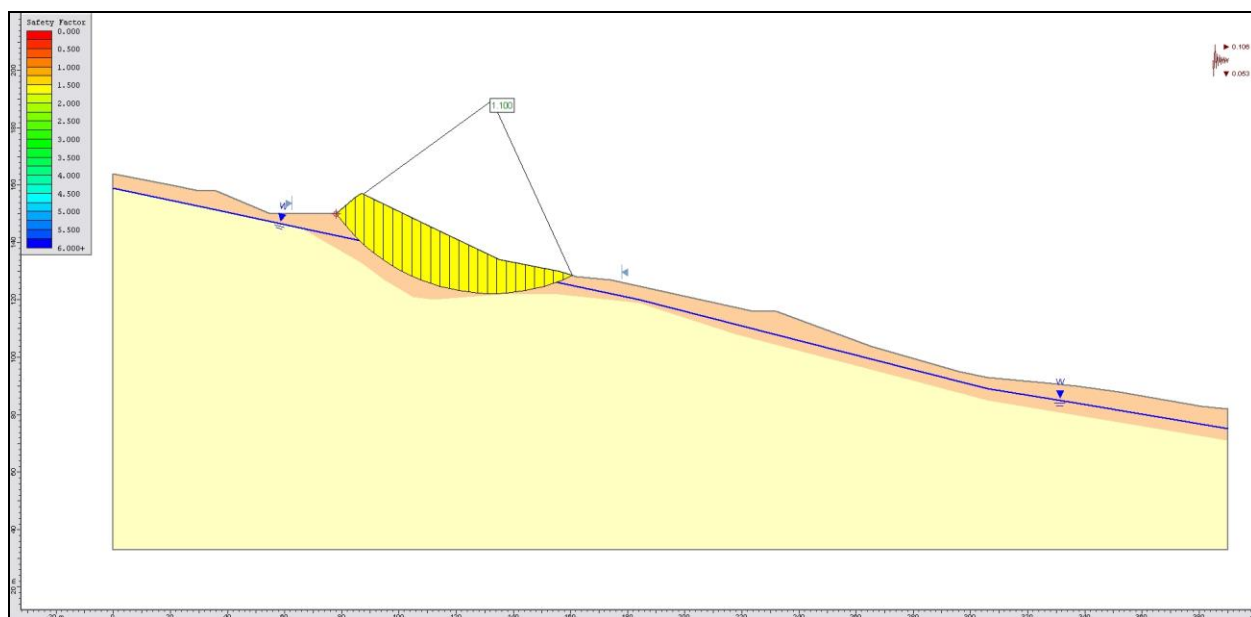


Fig. 22 - Verifiche di stabilità globali– Conci con superficie minima di scivolamento – $F_s = 1.1$

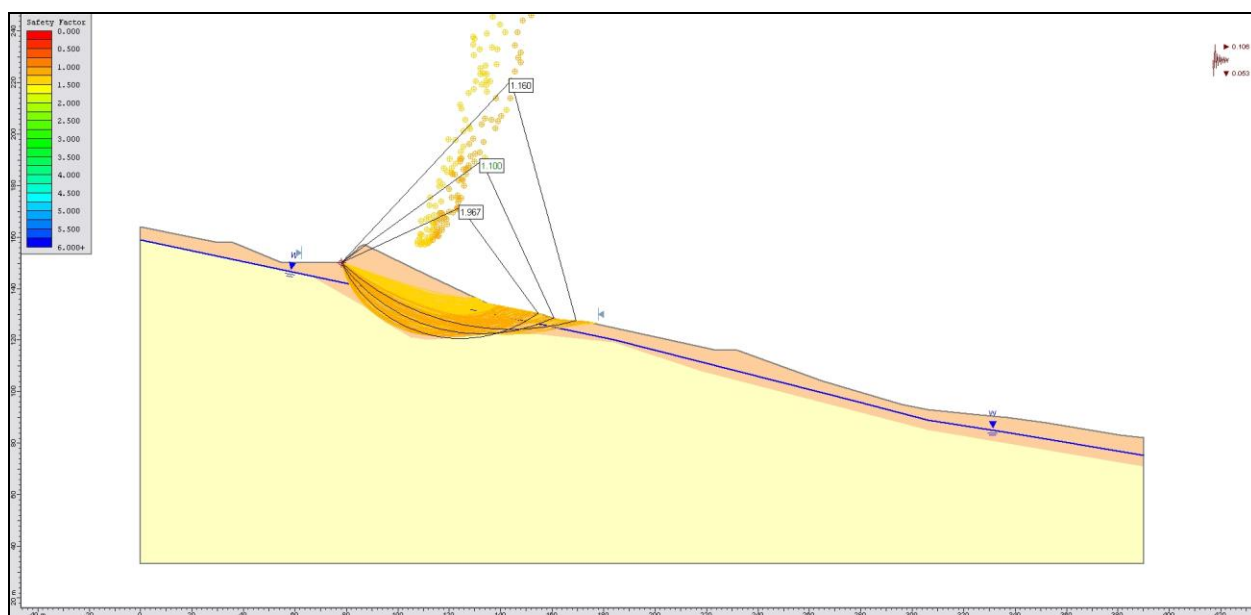
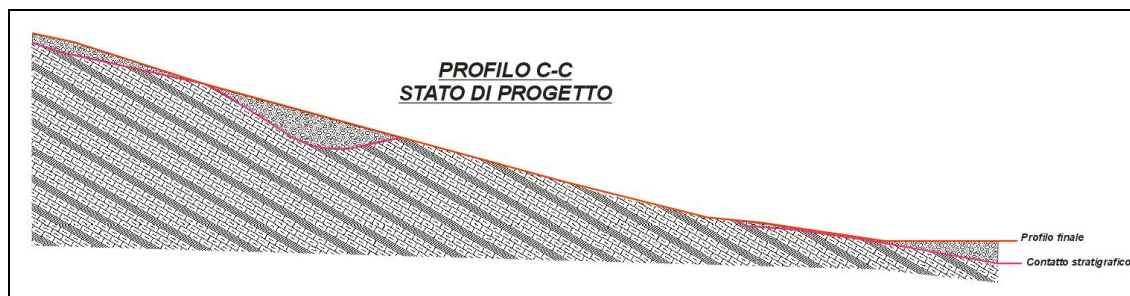


Fig. 23 - Verifiche di stabilità globali– Superfici di scivolamento– F_s corretto= 1.1

I report delle verifiche sono riportate in allegato alla presente relazione.

5.2.3 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DEL VERSANTE – STATO DI PROGETTO

Si è proceduto alla verifica di stabilità globali del versante lungo il profilo allo stato di progetto (figura sottostante), il metodo utilizzato è quello pseudo-statico, il quale rappresenta un'estensione del metodo dell'equilibrio limite, con l'aggiunta di una componente di inerzia che rappresenta l'azione indotta dal sisma.



Le valutazioni sulla stabilità vengono effettuate con riferimento ai valori di progetto, mentre l'adeguatezza del margine di sicurezza dovrà essere in ogni modo valutata dal progettista. La procedura di calcolo adottata è quella di vari autori, tra cui Bishop con il metodo semplificato, Jambu con il metodo semplificato ed il metodo corretto, Fellenius, Spencer e Morgenstern-Price e con il metodo rigoroso di Corps of Engineering.

Le verifiche sono state condotte nelle condizioni peggiori, cioè utilizzando i coefficienti sismici di cui al § 3.6 e la combinazione dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC: (A2+M2+R2), in cui i coefficienti A2 sono moltiplicativi delle azioni e i coefficienti M2 e R2 sono rispettivamente riduttivi dei parametri di resistenza e della resistenza globale del sistema.

Tabella 6.2.I NTC 2008 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Tabella 6.2.II NTC 2008 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_{ik}$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_{ik}	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Table 6.8.I NTC 2008 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

5.2.3 RISULTATI DI VERIFICA

Verifica n.1

Nelle figure sottostanti sono riportate le sezioni su cui sono state eseguite le verifiche di stabilità, prendendo in considerazione potenziali superfici di scivolamento.

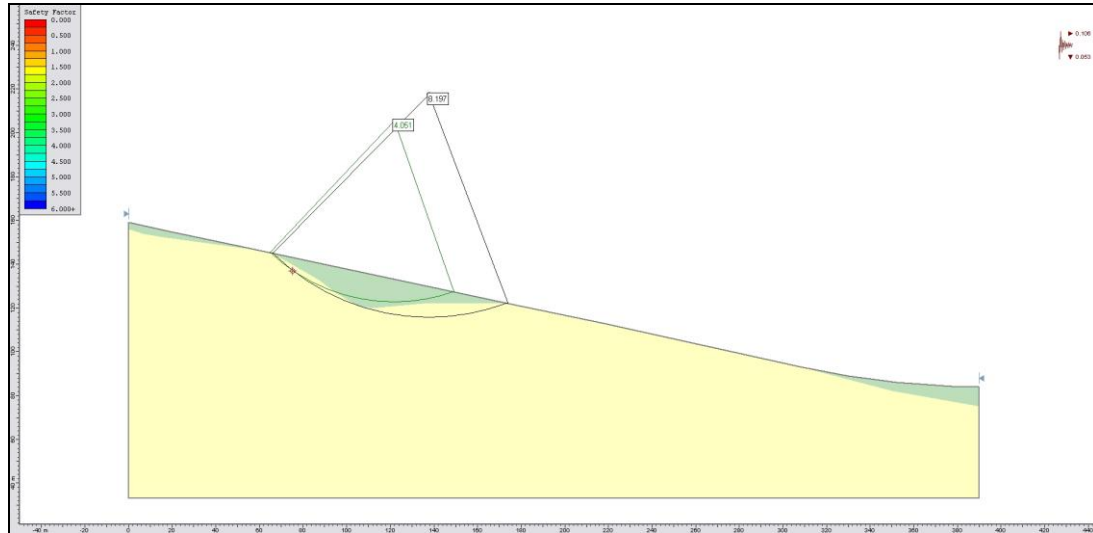


Fig. 24 - Verifiche di stabilità globali opera - terreno – Superficie minima di scivolamento–
Fs corretto= 3.58

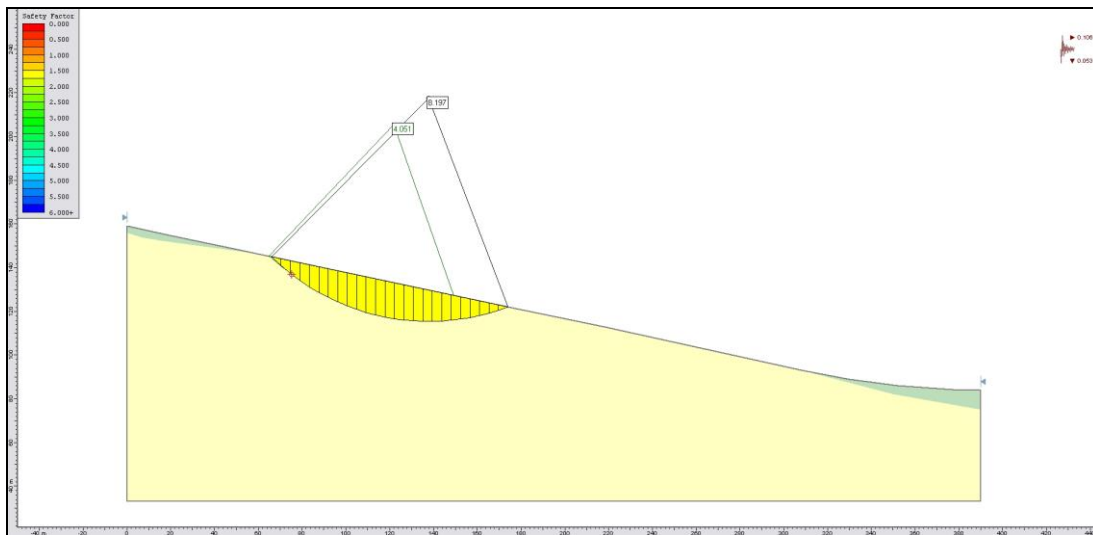


Fig. 25 - Verifiche di stabilità globali opera - terreno – Conci con superficie minima di scivolamento –
Fs corretto = 3.58

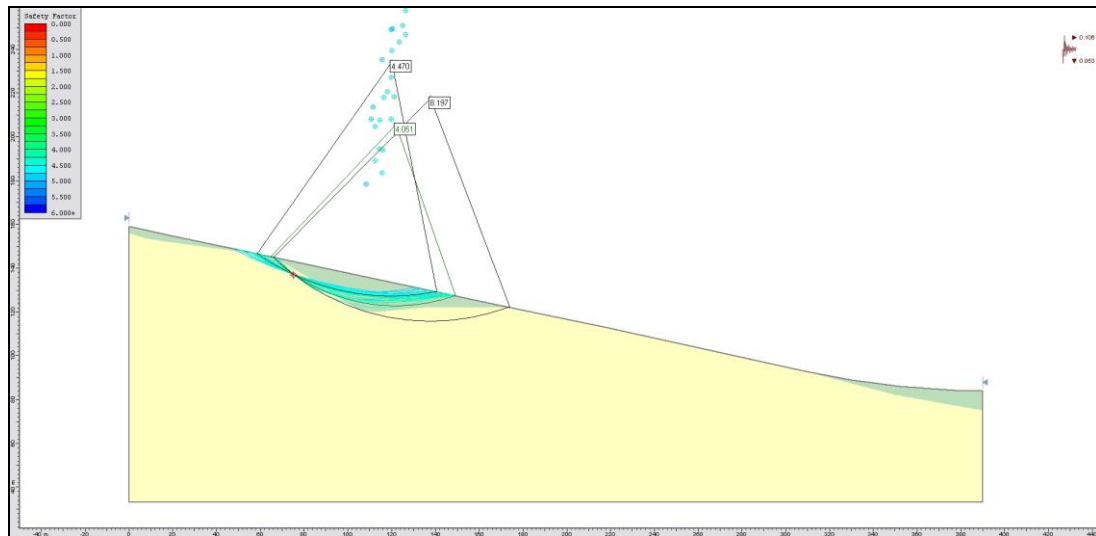


Fig. 26 - Verifiche di stabilità globali opera - terreno – Superfici di scivolamento–
Fs corretto= 3.58

Verifica n.2

Nelle figure sottostanti sono riportate le sezioni su cui sono state eseguite le verifiche di stabilità, prendendo in considerazione potenziali superfici di scivolamento in corrispondenza del solo materiale granulare.

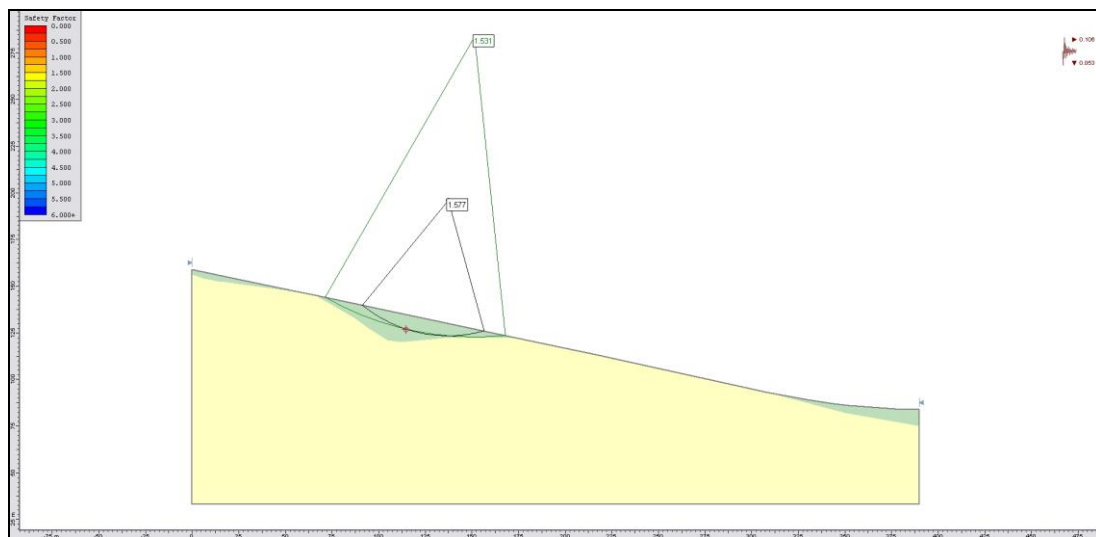


Fig. 27 - Verifiche di stabilità globali opera - terreno – Superficie minima di scivolamento–
Fs corretto= 1.39

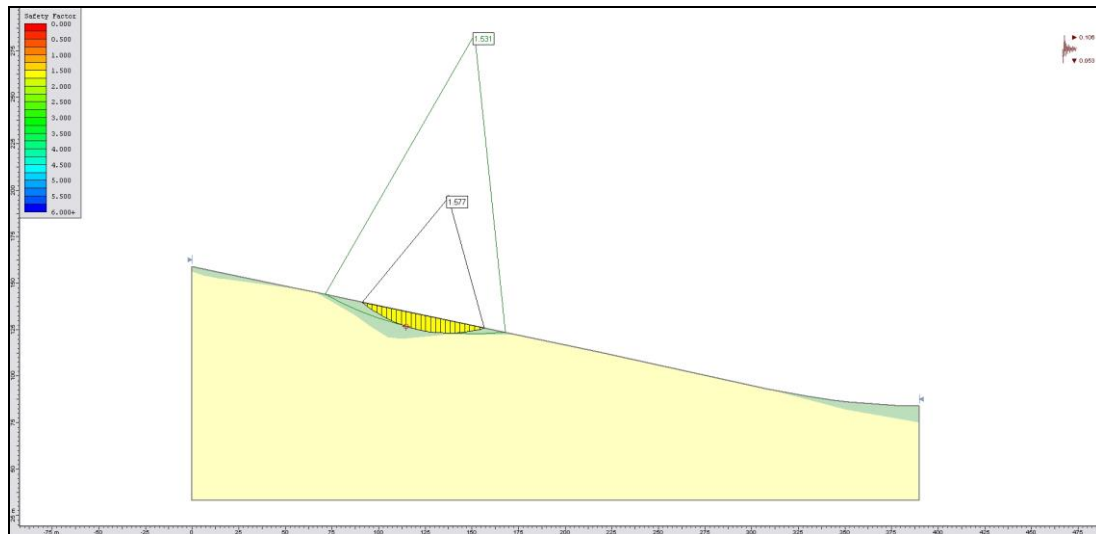


Fig. 28 - Verifiche di stabilità globali opera - terreno – Conci con superficie minima di scivolamento – Fs corretto = 1.39

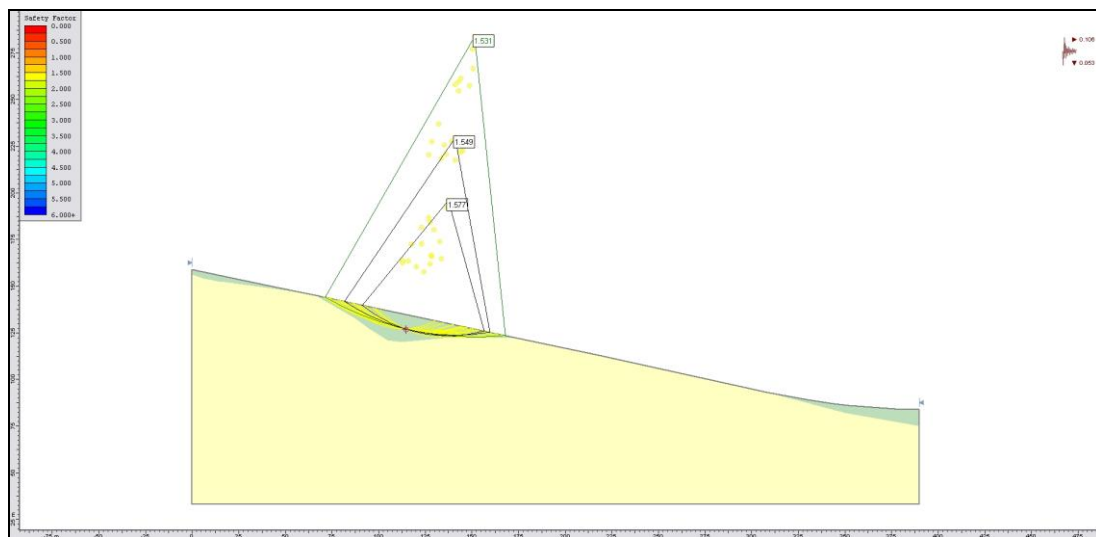


Fig. 29 - Verifiche di stabilità globali opera - terreno – Superfici di scivolamento– Fs corretto= 1.39

Le superfici esaminate mostrano coefficienti di sicurezza al di sopra dell'unità, indicando una condizione di sostanziale stabilità del versante nelle condizioni di progetto. I report delle verifiche sono riportate in allegato alla presente relazione.

9. CONCLUSIONI

Nel presente studio si è riscontrata la presenza, nel complesso, di condizioni geologiche, geomorfologiche, ambientali e idrogeologiche sufficientemente favorevoli per la realizzazione di quanto previsto nel progetto in esame.

Le verifiche di resistenza del terreno sono state eseguite in condizioni drenate, considerando fondazioni profonde. Si raccomanda, in ogni caso, di considerare con la massima attenzione la tipologia di fondazione da utilizzare in relazione all'entità dei carichi strutturali applicati e dei cedimenti al di sotto del piano fondale, al fine di scegliere la soluzione progettuale maggiormente attinente.

Dall'analisi della stabilità globale si riscontra un sostanziale miglioramento delle condizioni di stabilità dell'area; entrambe le verifiche (profilo allo stato di progetto) infatti mostrano coefficienti di sicurezza al di sopra dell'unità.

Sulla base delle indagini sismiche eseguite è inoltre emerso che il terreno investigato è ascrivibile alla **categoria di suolo semplificata di tipo B**.

Per tutti i calcoli geotecnici non compresi nella presente relazione, ma richiesti dalla normativa vigente, si rimanda alle relazioni e agli elaborati progettuali.

Giugno 2014

Dott. Geologo Diego Albini

ALLEGATI

Parametri di resistenza di un ammasso roccioso con il metodo di Hoek-Brown e metodo equivalente di Mohr-Coulomb

Dati di ingresso	σ_{ci} (MPa) = 25.00	m_i (-) = 12.00	GSI (-) = 45.00	D (-) = 0
Campo d'applicazione generico			γ (MN/m ³) = 2.200	H (m) =

Celle di calcolo degli inviluppi di rottura di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb

σ_3	0.000	0.893	1.786	2.679	3.571	4.464	5.357	6.250
σ_1 Hoek-Brown	1.121	6.996	10.386	13.214	15.746	18.088	20.294	22.397
$\delta\sigma_1/\delta\sigma_3$	18.270	4.349	3.403	2.974	2.716	2.539	2.408	2.306
σ_n	0.058	2.034	3.739	5.330	6.848	8.314	9.740	11.134
$\tau_{\text{Hoek-Brown}}$	0.249	2.379	3.603	4.572	5.399	6.134	6.801	7.417
$\tau_{\text{Mohr-Coulomb}}$	1.252	2.420	3.427	4.367	5.264	6.131	6.974	7.798
σ_1 Mohr-Coulomb	4.268	7.010	9.753	12.495	15.237	17.979	20.721	23.464

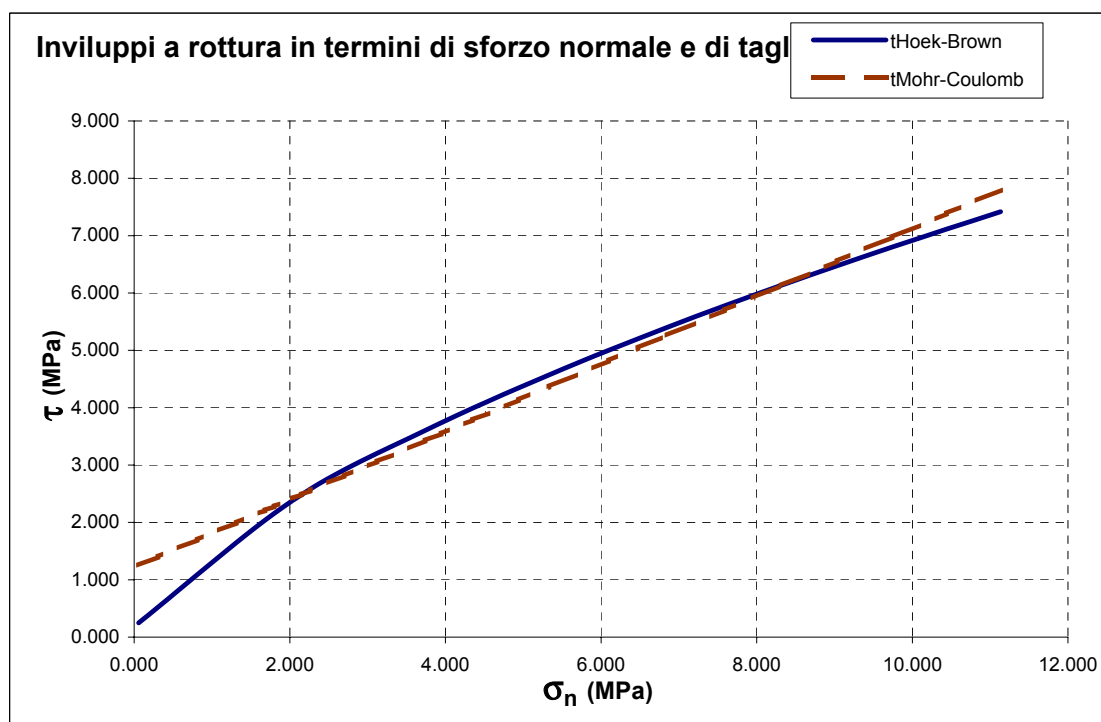
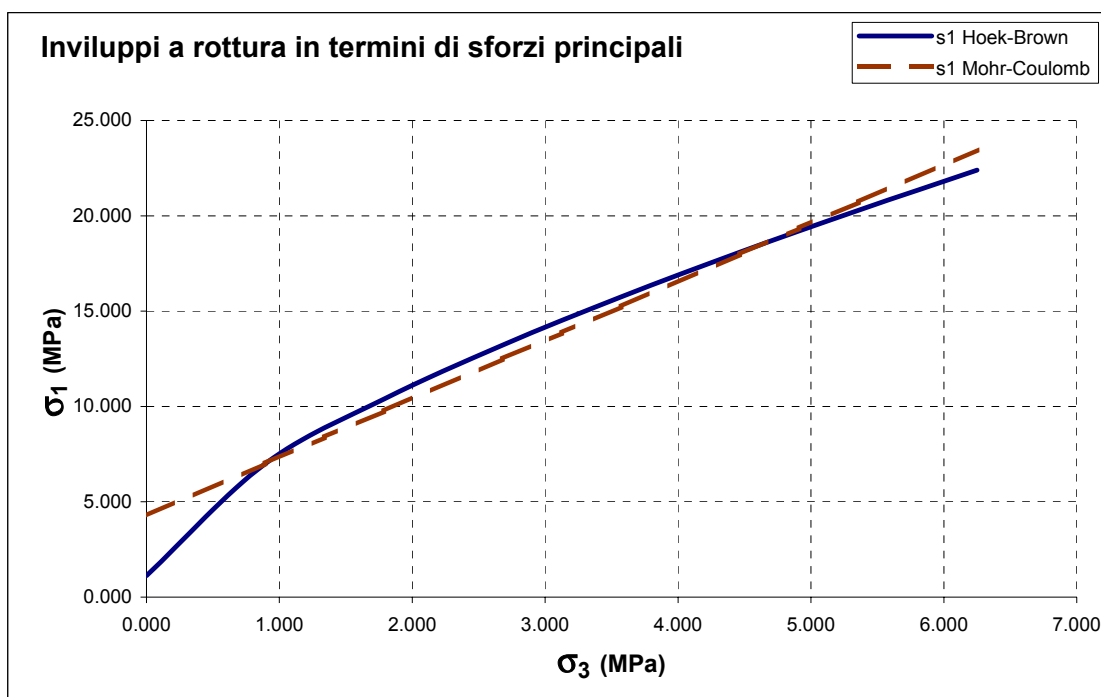
Costanti di Hoek-Brown e parametri geomeccanici dell'ammasso

m_b =	1.683	σ_t =	-0.033 MPa	E =	3749.47 MPa
s =	0.0022	σ_c =	1.121 MPa	ϕ' =	30°
a =	0.508	σ_{cm} =	4.268 MPa	c' =	0.5 kg/cmq

Legenda

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
 m_i = costante di Hoek-Brown per roccia intatta
 GSI = indice geologico di resistenza dell'ammasso roccioso; D = fattore di disturbo dell'ammasso roccioso
 γ = peso specifico dell'ammasso roccioso; H = profondità del tunnel in calotta o altezza del pendio
 $\sigma_3 - \sigma_1$ = inviluppo di Hoek-Brown: sforzi efficaci principali minimo e massimo a rottura
 $\delta\sigma_1/\delta\sigma_3$ = coefficiente per il passaggio dell'inviluppo Hoek-Brown da σ_1 - σ_3 a σ_n - τ (funzione di σ_{ci} , σ_3 , m_b , s, a)
 $\sigma_n - \tau_{\text{Hoek}}$ = inviluppo di Hoek-Brown: sforzi normale e di taglio a rottura (correlati a σ_3 e σ_1 secondo Balmer)
 $\tau_{\text{Mohr-Coulomb}}$ = inviluppo di Mohr-Coulomb: sforzo di taglio a rottura correlato con ϕ' e c' (σ_n è la stessa di Hoek)
 $\sigma_{1\text{Mohr-Coulomb}}$ = inviluppo di Mohr-Coulomb: sforzo efficace principale massimo a rottura (σ_3 è la stessa di Hoek)
 m_b - s - a = costanti di Hoek-Brown dell'ammasso roccioso funzioni di m_i , GSI e D
 $\sigma_t - \sigma_c - \sigma_{cm}$ = resistenza a trazione, compressione monoassiale e compressione globale dell'ammasso roccioso;
 E - ϕ' - c' = modulo di deformazione, angolo d'attrito e coesione dell'ammasso roccioso

Parametri di resistenza di un ammasso roccioso con il metodo di Hoek-Brown e metodo equivalente di Mohr-Coulomb



NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ \text{ nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta**Formula di Terzaghi**

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d'_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d'_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot Al \cdot f_w$$

Al = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

$$\text{Caquot - Kerisel} \quad \alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof - Murdock (1963)

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Whitaker - Cooke (1966)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Woodward (1961)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{\max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Qlim**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito. Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

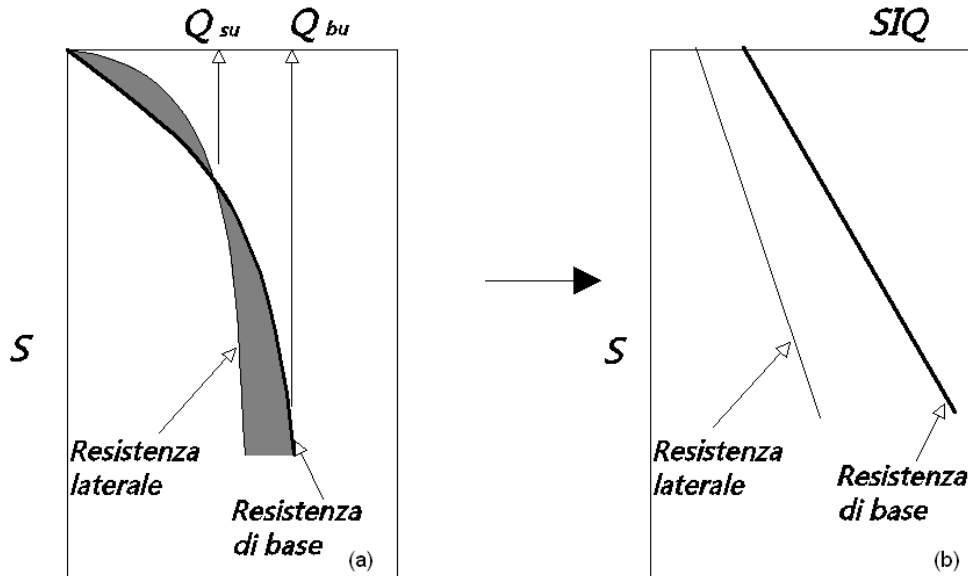
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'*accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l'*accorciamento* elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'*attrito laterale* ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'*accorciamento* elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{Q(L_o + K_s L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{1}{d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_s)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.

- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di
- $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_s : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;
 z = Profondità;
 B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A S A^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A S A^T** è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$BsZn = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

PALO L= 9.00m D= 0.60m**Dati generali...**

Diametro punta	0.60 m
Lunghezza	9.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	4.50 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0.219
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.088
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.044

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fed [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.3	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.5	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniz.	B1*B2 finale
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	16.67	17.65	24.51	25.00	No	0.74	29.70	120	suolo
2	1.60	18.50	19.50	0.00	26.91	No	1.00	43.02	377	sciolti
3	5.40	19.00	20.00	0.00	31.00	No	1.00	57.60	390	med add
4	5.00	22.00	23.00	0.42	28.36	No	1.00	88.84	450	bedrock

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	6.27	15.88	18.35647/0.34	63.62	251.92	503.54	691.84	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3			
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.70	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.70	
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	251.92	251.92	251.92
Laterale	503.54	503.54	503.54
Totale	691.84	691.84	691.84
Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3			
Base		1.35	
Laterale		1.15	
Resistenza di progetto base		109.77 kN	
Resistenza di progetto laterale		257.56 kN	
Resistenza di progetto		303.71 kN	
	[kg]	[tonn]	
Resistenza di progetto base	11193.2469	11.19	
Resistenza di progetto laterale	26263.3932	26.26	
Resistenza di progetto totale	30969.3087	30.96	

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	9.00 m
Diametro testa	0.60 m
Diametro punta	0.60 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	2.94E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	20.00 kN
Carico limite laterale	60.00 kN
Carico limite di punta	81.02 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	2.97E+04 kN/mq
Accorciamento elastico	0.01 mm
Cedimento rigido	0.19 mm
Cedimento totale	0.20 mm

PALO L= 10.00m D= 0.60m**Dati generali...**

Diametro punta	0.60 m
Lunghezza	10.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	4.50 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0.219
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.088
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.044

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fed [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.3	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.5	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniz.	B1*B2 finale
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	16.67	17.65	24.51	25.00	No	0.74	29.70	120	suolo
2	1.60	18.50	19.50	0.00	26.91	No	1.00	43.02	377	sciolti
3	5.40	19.00	20.00	0.00	31.00	No	1.00	57.60	390	med add
4	5.00	22.00	23.00	0.42	28.36	No	1.00	88.84	450	bedrock

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	6.27	15.88	18.35647/0.34	70.69	275.30	596.66	801.28	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3			
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.70	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.70	
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	275.30	275.30	275.30
Laterale	596.66	596.66	596.66
Totale	801.28	801.28	801.28

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1.35
Laterale	1.15
Resistenza di progetto base	119.96 kN
Resistenza di progetto laterale	305.20 kN
Resistenza di progetto	354.47 kN

	[kg]	[tonn]
Resistenza di progetto base	12232.3212	12.23
Resistenza di progetto laterale	31121.244	31.12
Resistenza di progetto totale	36145.3059	36.45

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	10.00 m
Diametro testa	0.60 m
Diametro punta	0.60 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	2.94E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	20.00 kN
Carico limite laterale	60.00 kN
Carico limite di punta	81.02 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	2.97E+04 kN/mq
Accorciamento elastico	0.01 mm
Cedimento rigido	0.19 mm
Cedimento totale	0.20 mm

PALO L= 11.00m D= 0.60m**Dati generali...**

Diametro punta	0.60 m
Lunghezza	11.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	4.50 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0.219
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.088
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.044

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fed [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.3	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.5	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 iniz.	B1*B2 finale
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	0.60	16.67	17.65	24.51	25.00	No	0.74	29.70	120	suolo
2	1.60	18.50	19.50	0.00	26.91	No	1.00	43.02	377	sciolti
3	5.40	19.00	20.00	0.00	31.00	No	1.00	57.60	390	med add
4	5.00	22.00	23.00	0.42	28.36	No	1.00	88.84	450	bedrock

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	6.27	15.88	18.35647/0.34	77.75	298.68	698.04	918.97	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine	1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70		
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	298.68	298.68	298.68
Laterale	698.04	698.04	698.04
Totale	918.97	918.97	918.97

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1.35
 Laterale 1.15
 Resistenza di progetto base 130.15 kN
 Resistenza di progetto laterale 357.05 kN
 Resistenza di progetto 409.44 kN

	[kg]	[tonn]
Resistenza di progetto base	13271.3955	13.27
Resistenza di progetto laterale	36408.3885	36.40
Resistenza di progetto totale	41750.5968	41.75

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza 11.00 m
 Diametro testa 0.60 m
 Diametro punta 0.60 m
 Tratto attrito laterale nullo 0.00 m
 Modulo elastico sezione 2.94E+07 kN/mq
 Punto di applicazione risultante resistenza attiva 0.45
 Fattore flessibilità terreno/palo 1.00E-03
 Carico applicato 20.00 kN
 Carico limite laterale 60.00 kN
 Carico limite di punta 81.02 kN
 Modulo elastico terreno corrispondente 2.97E+04 kN/mq
 Accorciamento elastico 0.01 mm
 Cedimento rigido 0.19 mm
 Cedimento totale 0.21 mm

***VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE
DEL VERSANTE (SLC)***

STATO ATTUALE

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: **VERIFICA STABILITA' PROFILO C – STATO ATTUALE**

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
Corps of Engineers #1
Corps of Engineers #2
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu simplified
Janbu corrected
Lowe-Karafiath
Ordinary/Fellenius
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 500
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Enabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.106
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.053

Material Properties

Material: Substrato marne a fucoidi

Strength Type: Generalised Hoek-Brown

Unit Weight: 22 kN/m³

Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa

mb: 1.68307

s: 0.00221808

a: 0.508086

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: Detriti di versante med add

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 31 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: ordinary/fellenius

FS: 1.099820

Center: 132.447, 189.506

Radius: 67.269

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 160.669, 128.444

Resisting Moment=604840 kN-m

Driving Moment=549944 kN-m

Method: bishop simplified

FS: 1.231350

Center: 140.055, 207.033

Radius: 84.283

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 167.959, 127.503

Resisting Moment=829078 kN-m

Driving Moment=673308 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 1.132620

Center: 136.524, 197.442

Radius: 75.338

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 165.116, 127.740

Resisting Horizontal Force=9213.4 kN

Driving Horizontal Force=8134.6 kN

Method: janbu corrected

FS: 1.177270

Center: 136.524, 197.442

Radius: 75.338

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 165.116, 127.740

Resisting Horizontal Force=9576.63 kN

Driving Horizontal Force=8134.6 kN

Method: spencer

FS: 1.238800

Center: 143.647, 213.863

Radius: 91.586

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 172.940, 127.088

Resisting Moment=922572 kN-m

Driving Moment=744731 kN-m

Resisting Horizontal Force=9334.76 kN

Driving Horizontal Force=7535.34 kN

Method: corp of eng#1

FS: 1.209130

Center: 140.055, 207.033

Radius: 84.283

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 167.959, 127.503

Resisting Horizontal Force=9075.86 kN

Driving Horizontal Force=7506.1 kN

Method: corp of eng#2

FS: 1.244380

Center: 143.647, 213.863

Radius: 91.586

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 172.940, 127.088

Resisting Horizontal Force=9348.33 kN

Driving Horizontal Force=7512.42 kN

Method: lowe-karafiath

FS: 1.219800

Center: 140.055, 207.033

Radius: 84.283

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 167.959, 127.503

Resisting Horizontal Force=9103.32 kN

Driving Horizontal Force=7462.94 kN

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.240210

Center: 138.932, 205.157

Radius: 82.188

Left Slip Surface Endpoint: 78.000, 150.000

Right Slip Surface Endpoint: 166.260, 127.645

Resisting Moment=806012 kN-m

Driving Moment=649901 kN-m

Resisting Horizontal Force=9063.77 kN

Driving Horizontal Force=7308.27 kN

List of All Coordinates

Material Boundary

0.000	159.000
35.987	151.332
66.000	145.000

Material Boundary

66.000	145.000
184.000	120.000
279.000	96.000
306.000	89.000
337.000	84.000
390.000	75.090

Material Boundary

66.000	145.000
87.000	133.000
95.000	127.000
105.000	121.000
112.000	120.000
135.000	122.000
156.000	122.000
184.000	119.000
218.000	108.000
276.000	93.000
306.000	85.000
390.000	71.000

External Boundary

0.000	33.000
390.000	33.000
390.000	71.000
390.000	75.090
390.000	82.000
381.000	83.000
352.000	88.000
337.000	90.000
326.000	91.000
306.000	93.000
296.000	95.000
265.000	104.000
232.000	116.000
224.000	116.000
174.000	127.000
162.000	128.000
156.000	130.000
135.000	134.000
112.000	145.000
87.000	157.000
85.000	156.000
84.000	155.000
78.000	150.000
55.000	150.000
36.000	158.000
30.000	158.000
20.000	160.000
0.000	164.000
0.000	159.000

Water Table

0.000	159.000
35.987	151.332

66.000	145.000
184.000	120.000
279.000	96.000
306.000	89.000
337.000	84.000
390.000	75.090

<u>Focus/Block Search Point</u>	
78.000	150.000

***VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE
DEL VERSANTE (SLC)***

STATO DI PROGETTO

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: **VERIFICA STABILITA' PROFILO C – STATO DI PROGETTO**

Partial Coefficients Used - Approach 1; Combination 2: A2+M2+R2 (NTC 2008)

Table 6.2.I NTC 2008 – Partial coefficients for the actions or the effects of actions

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Table 6.2.II NTC 2008 – Partial coefficients for the geotechnical parameters of soil

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_{\kappa}$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_{κ}	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{u\kappa}$	γ_{cu}	1,0	1,40
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Table 6.8.I NTC 2008 - Partial coefficients for verification of security of works in bulk material and excavation front

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Failure Direction: Left to Right
 Units of Measurement: SI Units
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Groundwater Method: Water Surfaces
 Data Output: Standard
 Calculate Excess Pore Pressure: Off
 Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
 Random Numbers: Pseudo-random Seed
 Random Number Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
 Bishop simplified

Corps of Engineers #1
Corps of Engineers #2
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu simplified
Janbu corrected
Lowe-Karafiath
Ordinary/Fellenius
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 500
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Enabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.106
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.053

Material Properties

Material: Substrato marne a fucoidi
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 22 kN/m³
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
mb: 1.68307
s: 0.00221808
a: 0.508086
Water Surface: None

Material: Detriti di versante med addensati
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 25.66 degrees
Water Surface: None

Global Minimums

Method: ordinary/fellenius

F S :	4 . 0 5 1 4 5		
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	3 . 6 8 3 1 3 6 3 6		

Center: 121.825, 205.596
Radius: 83.019
Left Slip Surface Endpoint: 64.815, 145.246
Right Slip Surface Endpoint: 149.308, 127.257

Resisting Moment=1.37416e+006 kN-m
Driving Moment=339178 kN-m

Method: bishop simplified

F S : 3 . 9 8 1 3 6
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . : 3 . 6 1 9 4 1 8 1 8
Center: 126.395, 246.720
Radius: 121.166
Left Slip Surface Endpoint: 58.030, 146.683
Right Slip Surface Endpoint: 148.102, 127.514
Resisting Moment=1.64217e+006 kN-m
Driving Moment=412464 kN-m

Method: janbu simplified

F S : 3 . 9 3 8 5 1
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . : 3 . 5 8 0 4 6 3 6 4
Center: 121.825, 205.596
Radius: 83.019
Left Slip Surface Endpoint: 64.815, 145.246
Right Slip Surface Endpoint: 149.308, 127.257
Resisting Horizontal Force=14706.6 kN
Driving Horizontal Force=3734.06 kN

Method: janbu corrected

F S : 4 . 1 6 0 5 4
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . : 3 . 7 8 2 3 0 9 0 9
Center: 121.825, 205.596
Radius: 83.019
Left Slip Surface Endpoint: 64.815, 145.246
Right Slip Surface Endpoint: 149.308, 127.257
Resisting Horizontal Force=15535.7 kN
Driving Horizontal Force=3734.06 kN

Method: spencer

F S :	4 . 0 1 4 1 7		
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	3 . 6 4 9 2 4 5 4 5		

Center: 120.962, 218.223
Radius: 93.312
Left Slip Surface Endpoint: 62.096, 145.822
Right Slip Surface Endpoint: 145.237, 128.124
Resisting Moment=1.29942e+006 kN-m
Driving Moment=323707 kN-m
Resisting Horizontal Force=12761.8 kN
Driving Horizontal Force=3179.17 kN

Method: corp of eng#1

F S :	3 . 9 8 6 5 9		
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	3 . 6 2 4 1 7 2 7 3		

Center: 121.825, 205.596
Radius: 83.019
Left Slip Surface Endpoint: 64.815, 145.246
Right Slip Surface Endpoint: 149.308, 127.257
Resisting Horizontal Force=14818.6 kN
Driving Horizontal Force=3717.12 kN

Method: corp of eng#2

F S :	3 . 9 8 6 5 9		
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	3 . 6 2 4 1 7 2 7 3		

Center: 121.825, 205.596

Radius: 83.019
 Left Slip Surface Endpoint: 64.815, 145.246
 Right Slip Surface Endpoint: 149.308, 127.257
 Resisting Horizontal Force=14818.6 kN
 Driving Horizontal Force=3717.11 kN

Method: lowe-karafiath

F S :	3 . 9 6 4 7 4		
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	3 . 6 0 4 3 0 9 0 9		

Center: 121.825, 205.596
 Radius: 83.019
 Left Slip Surface Endpoint: 64.815, 145.246
 Right Slip Surface Endpoint: 149.308, 127.257
 Resisting Horizontal Force=14839.9 kN
 Driving Horizontal Force=3742.98 kN

Method: gle/morgenstern-price

F S :	4 . 0 4 2 8 6
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	3 . 6 7 5 3 2 7 2 7

Center: 121.825, 205.596
 Radius: 83.019
 Left Slip Surface Endpoint: 64.815, 145.246
 Right Slip Surface Endpoint: 149.308, 127.257
 Resisting Moment=1.37125e+006 kN-m
 Driving Moment=339178 kN-m
 Resisting Horizontal Force=14930.7 kN
 Driving Horizontal Force=3693.1 kN

List of All Coordinates

Circular Failure Surface

137.866	217.373
66.031	144.988
173.992	122.002

Material Boundary

20.070	154.724
35.987	151.332
58.153	146.656
59.760	146.316

Material Boundary

172.000	122.000
174.000	122.000

Material Boundary

66.015	144.992
87.000	133.000
95.000	127.000
105.000	121.000
112.000	120.000
135.000	122.000
156.000	122.000
172.000	122.000
218.000	113.000

Material Boundary

350.000	82.000
390.000	75.090

Material Boundary

308.000	93.000
350.000	82.000

Material Boundary

0.000	156.000
6.738	153.833
14.483	152.572
18.000	152.000
58.153	146.656
55.193	147.284

External Boundary

0.000	33.000
390.000	33.000
390.000	75.090
390.000	84.000
381.000	84.000
352.000	86.000
344.000	87.000
330.000	89.000
308.000	93.000
218.000	113.000
174.000	122.000
66.015	144.992
59.760	146.316
55.193	147.284
20.070	154.724
0.000	159.000
0.000	156.000

Focus/Block Search Point

75.223	136.890
--------	---------

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: **VERIFICA STABILITA' PROFILO C STATO DI PROGETTO**

Partial Coefficients Used - Approach 1; Combination 2: A2+M2+R2 (NTC 2008)

Table 6.2.I NTC 2008 – Partial coefficients for the actions or the effects of actions

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Table 6.2.II NTC 2008 – Partial coefficients for the geotechnical parameters of soil

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Table 6.8.I NTC 2008 - Partial coefficients for verification of security of works in bulk material and excavation front

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Failure Direction: Left to Right
 Units of Measurement: SI Units
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Groundwater Method: Water Surfaces
 Data Output: Standard
 Calculate Excess Pore Pressure: Off
 Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
 Random Numbers: Pseudo-random Seed
 Random Number Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified
Corps of Engineers #1
Corps of Engineers #2
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu simplified
Janbu corrected
Lowe-Karafiath
Ordinary/Fellenius
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 500
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Enabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.106
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.053

Material Properties

Material: Substrato marne a fucoidi
Strength Type: Generalised Hoek-Brown
Unit Weight: 22 kN/m³
Unconfined Compressive Strength (intact): 25000 kPa
mb: 1.68307
s: 0.00221808
a: 0.508086
Water Surface: None

Material: Detriti di versante med addensati
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 25.66 degrees
Water Surface: None

Global Minimums

Method: ordinary/fellenius

F S :	1 . 5 3 1 0 6		
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	1 . 3 9 1 8 7 2 7 3		

Center: 151.473, 283.788
Radius: 161.300
Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892

Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Moment=753689 kN-m
 Driving Moment=492265 kN-m

Method: bishop simplified

F S :	1 . 5 6 3 5 9		
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	1 . 4 2 1 4 4 5 4 5		

Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Moment=769700 kN-m
 Driving Moment=492265 kN-m

Method: janbu simplified

F S :	1 . 5 3 1 0 2
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	1 . 3 9 1 8 3 6 3 6

Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Horizontal Force=4622.57 kN
 Driving Horizontal Force=3019.26 kN

Method: janbu corrected

F S :	1 . 5 6 4 1 7
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	1 . 4 2 1 9 7 2 7 3

Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Horizontal Force=4722.64 kN
 Driving Horizontal Force=3019.26 kN

Method: spencer

F S :	1 . 5 6 5 0 8
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	1 . 4 2 2 8

Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Moment=770434 kN-m
 Driving Moment=492265 kN-m
 Resisting Horizontal Force=4637.45 kN
 Driving Horizontal Force=2963.08 kN

Method: corp of eng#1

F S :	1 . 5 5 4 0 1
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	1 . 4 1 2 7 3 6 3 6

Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Horizontal Force=4632.81 kN
 Driving Horizontal Force=2981.2 kN

Method: corp of eng#2

F S :	1 . 5 5 4 0 1
F S c o r r e c t e d w i t h R 2 p a r t . C o e f f . :	1 . 4 1 2 7 3 6 3 6

Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Horizontal Force=4632.81 kN
 Driving Horizontal Force=2981.2 kN

Method: lowe-karafiath

F S : 1 . 5 5 3 3 1
 F S corrected with R 2 part. C o e f f . : 1 . 4 1 2 1
 Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Horizontal Force=4632.6 kN
 Driving Horizontal Force=2982.4 kN

Method: gle/morgenstern-price

F S : 1 . 5 6 2 9 5
 F S corrected with R 2 part. C o e f f . : 1 . 4 2 0 8 6 3 6 4
 Center: 151.473, 283.788
 Radius: 161.300
 Left Slip Surface Endpoint: 71.181, 143.892
 Right Slip Surface Endpoint: 167.812, 123.317
 Resisting Moment=769388 kN-m
 Driving Moment=492265 kN-m
 Resisting Horizontal Force=4636.56 kN
 Driving Horizontal Force=2966.54 kN

List of All Coordinates

Circular Failure Surface

137.405	196.020
91.195	139.630
156.648	125.694

Material Boundary

20.070	154.724
35.987	151.332
58.153	146.656
59.760	146.316

Material Boundary

172.000	122.000
174.000	122.000

Material Boundary

66.015	144.992
87.000	133.000
95.000	127.000
105.000	121.000
112.000	120.000
135.000	122.000
156.000	122.000
172.000	122.000
218.000	113.000

Material Boundary

350.000	82.000
390.000	75.090

Material Boundary

308.000	93.000
350.000	82.000

Material Boundary

0.000	156.000
6.738	153.833
14.483	152.572
18.000	152.000
58.153	146.656
55.193	147.284

External Boundary

0.000	33.000
390.000	33.000
390.000	75.090
390.000	84.000
381.000	84.000
352.000	86.000
344.000	87.000
330.000	89.000
308.000	93.000
218.000	113.000
174.000	122.000
66.015	144.992
59.760	146.316
55.193	147.284
20.070	154.724
0.000	159.000
0.000	156.000

Focus/Block Search Point

114.605	126.758
---------	---------

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta

ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

12.78523

LATITUDINE

43.25352

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Umbria

PROVINCIA

Perugia

COMUNE

Gualdo Tadino

Elaborazioni grafiche

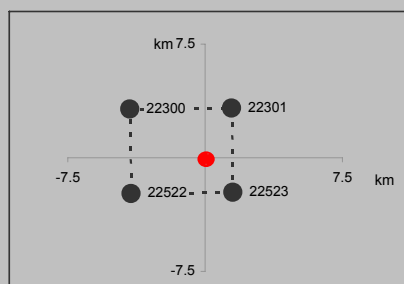
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☒ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto


Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione 



Grafici spettri di risposta 

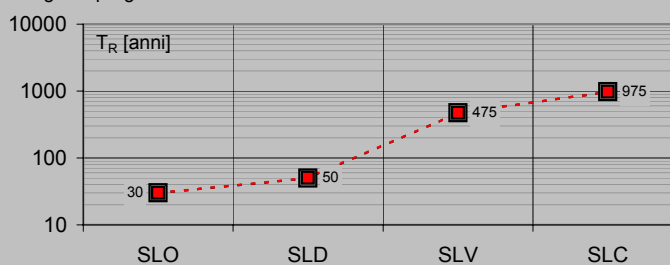
Tabella parametri azione 

LEGENDA GRAFICO

- - □ - - Strategia per costruzioni ordinarie

- - ■ - - Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato

SLV

info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo

B

info

Categoria topografica

T2

info

$S_S =$

1.189

$C_C =$

1.386

info

$h/H =$

1.000

$S_T =$

1.200

info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

5

$\eta =$

1.000

info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_p

3

Regol. in altezza

no

info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

1.5

$\eta =$

0.667

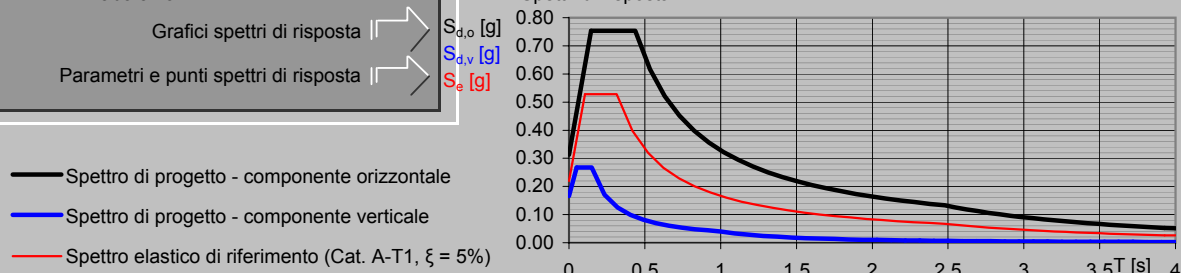
info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



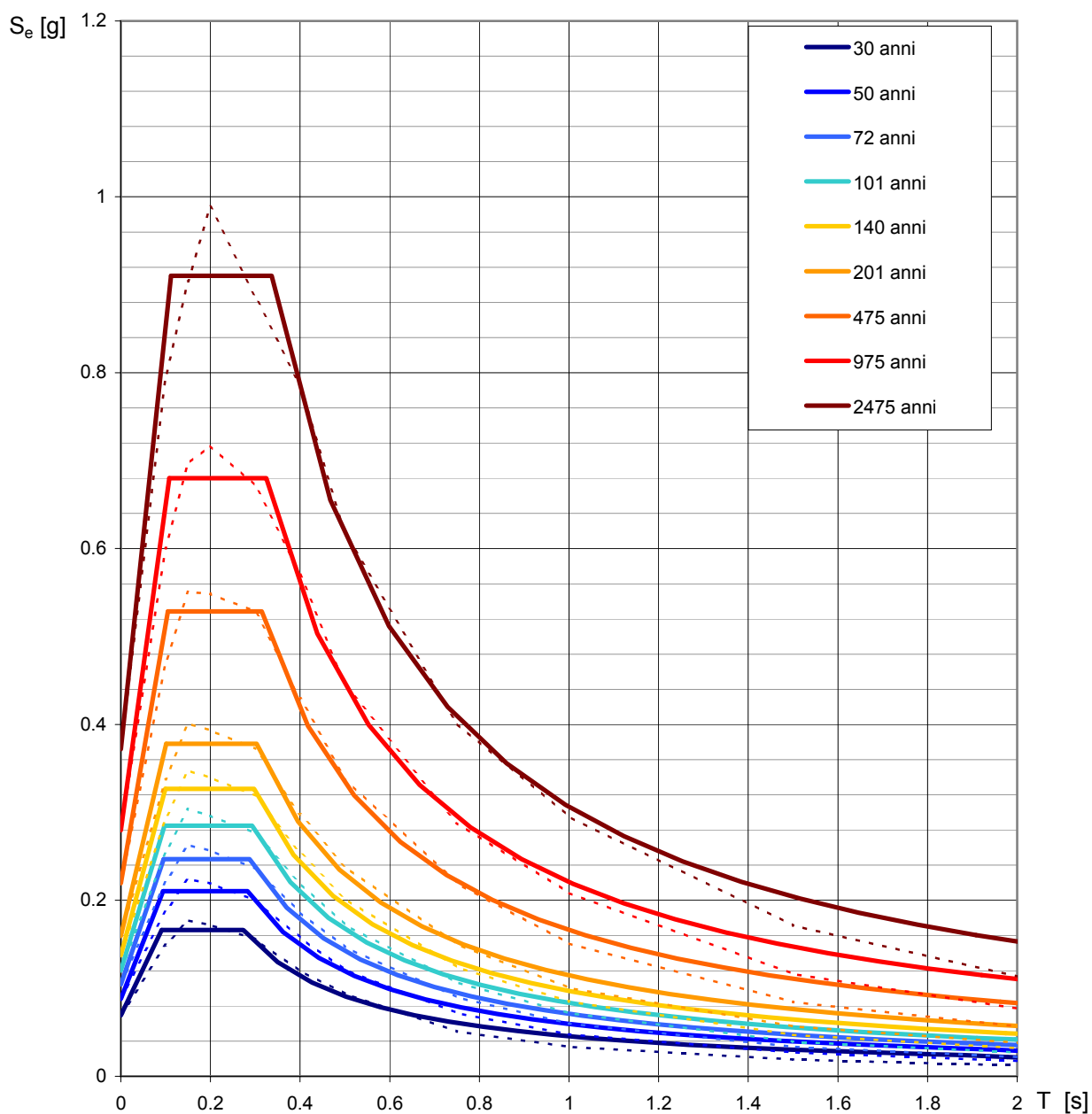
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento

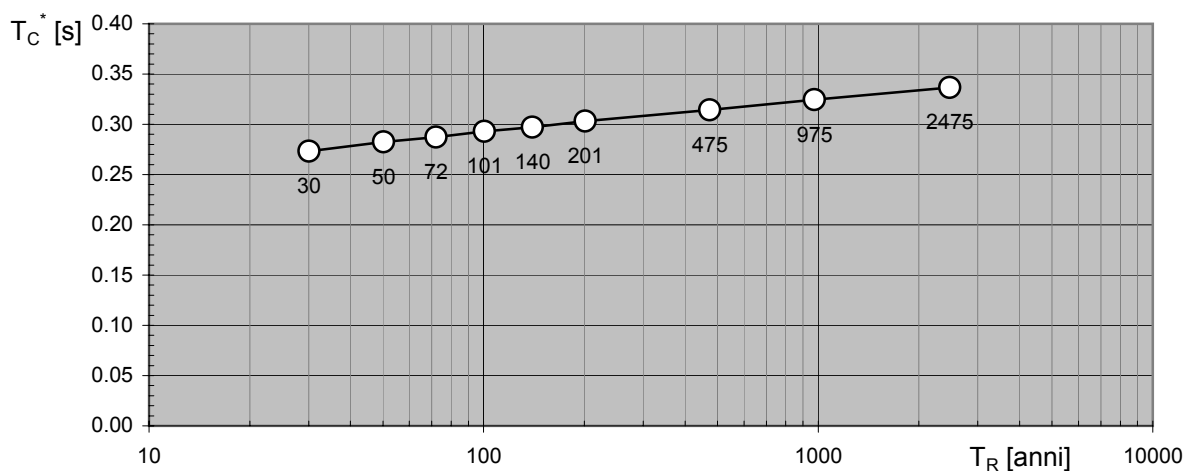
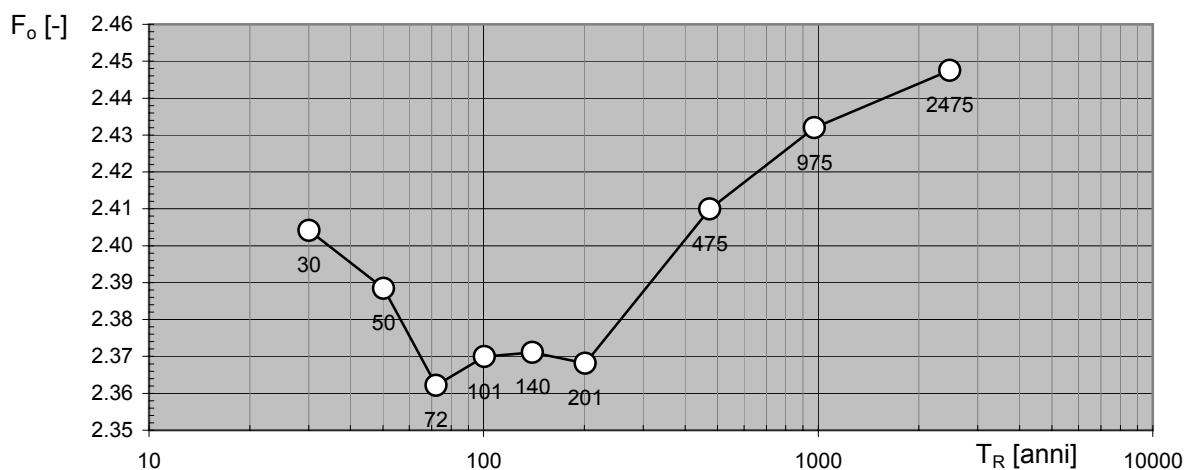
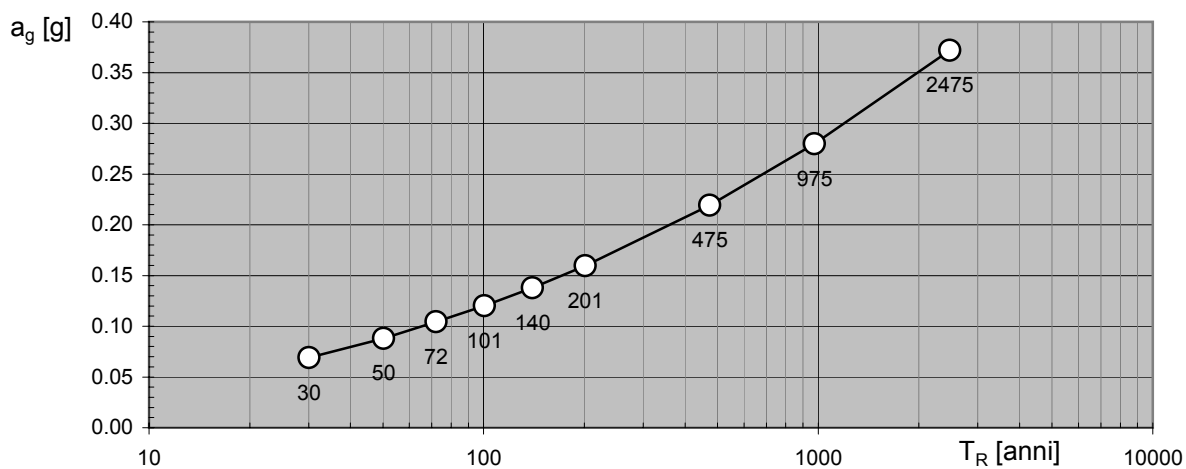


NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



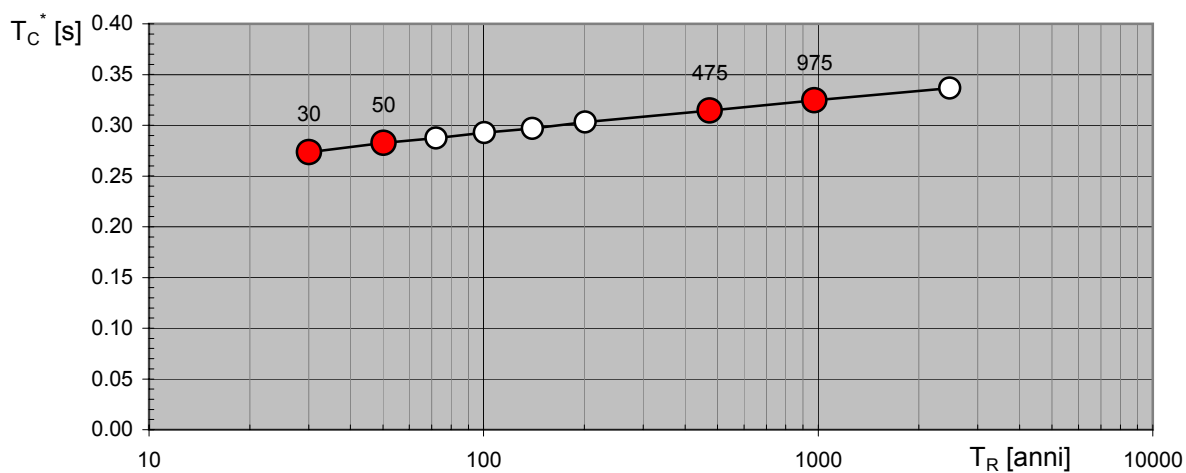
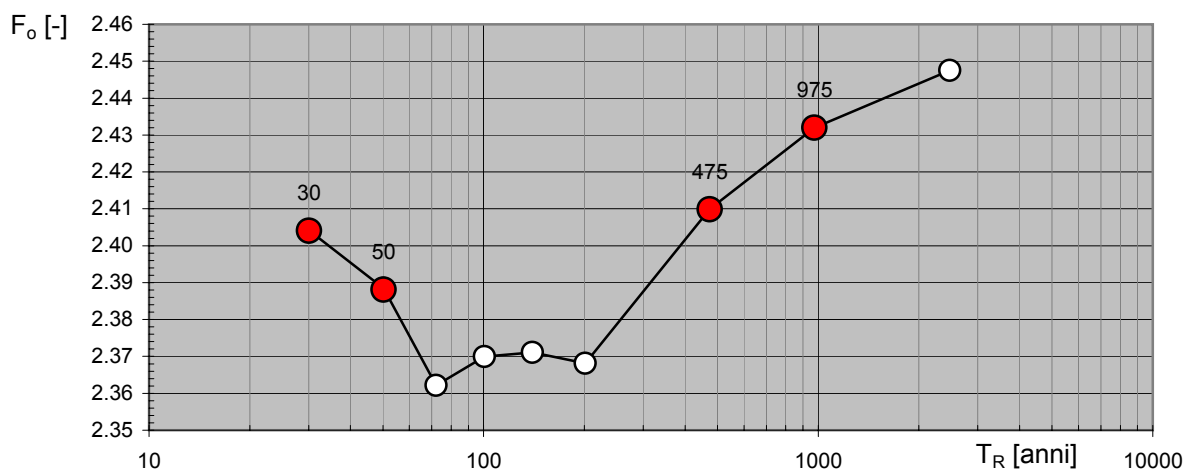
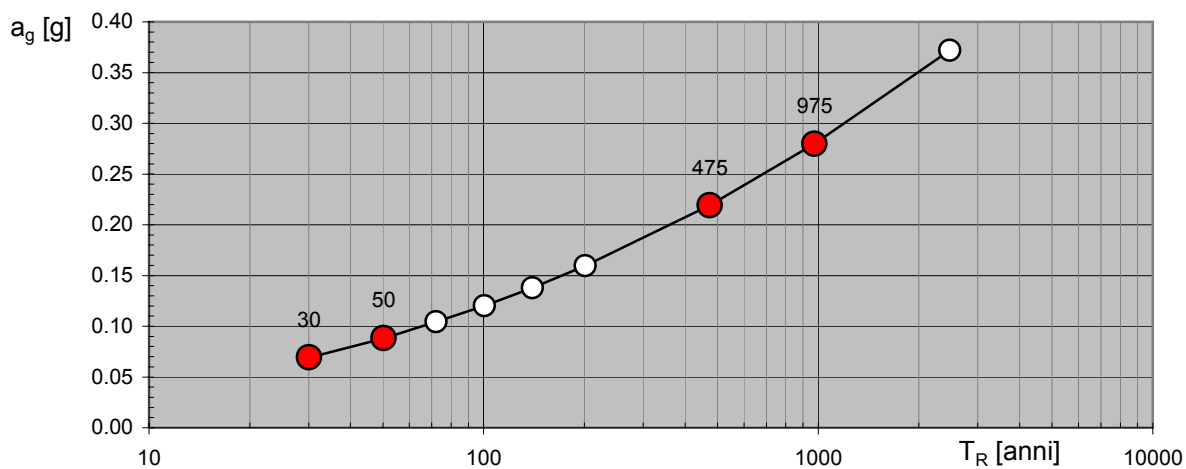
La verifica dell'ideoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

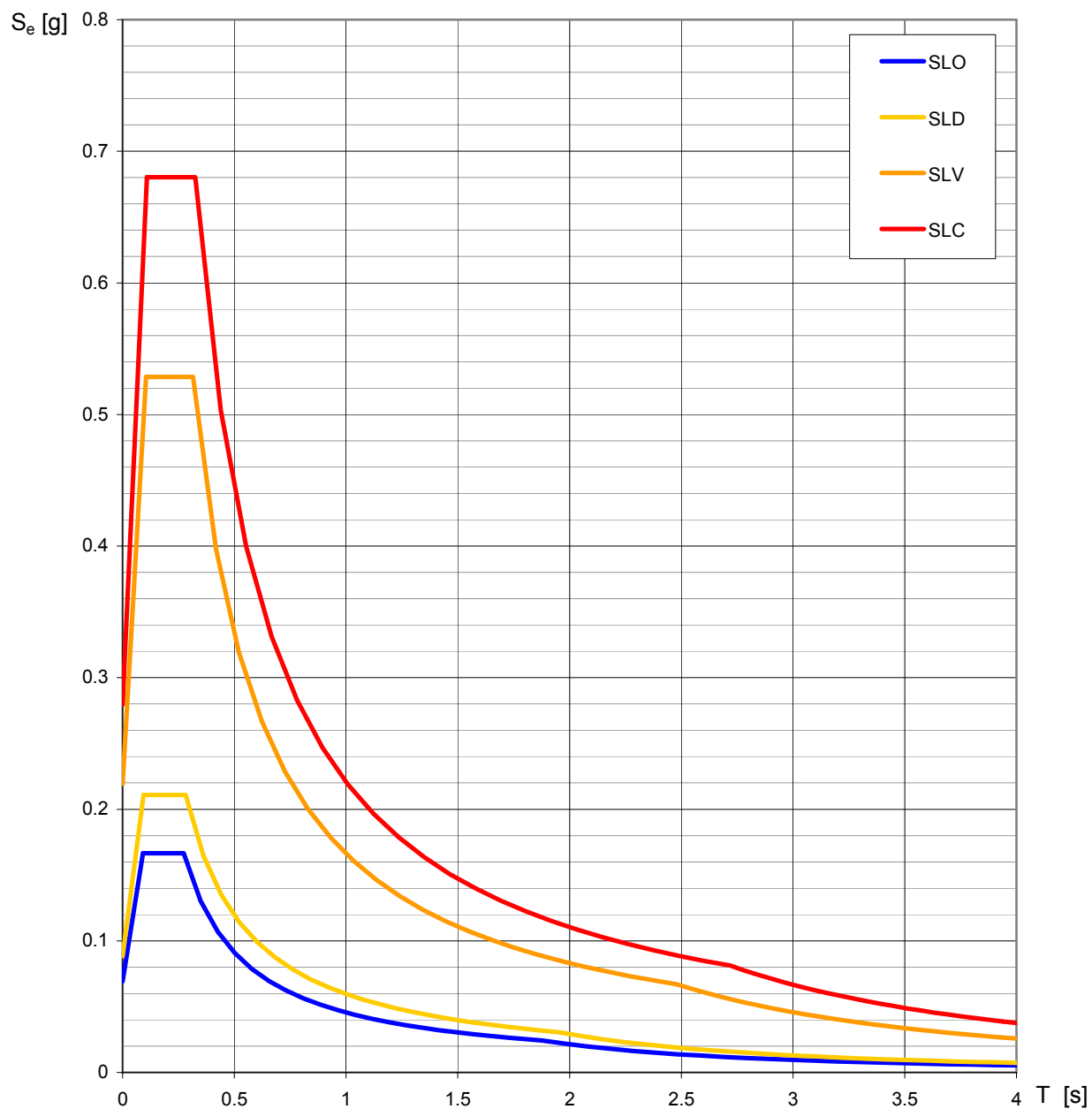
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.069	2.404	0.273
50	0.088	2.388	0.283
72	0.105	2.362	0.287
101	0.120	2.370	0.293
140	0.138	2.371	0.297
201	0.160	2.368	0.303
475	0.219	2.410	0.314
975	0.280	2.432	0.325
2475	0.372	2.448	0.337

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

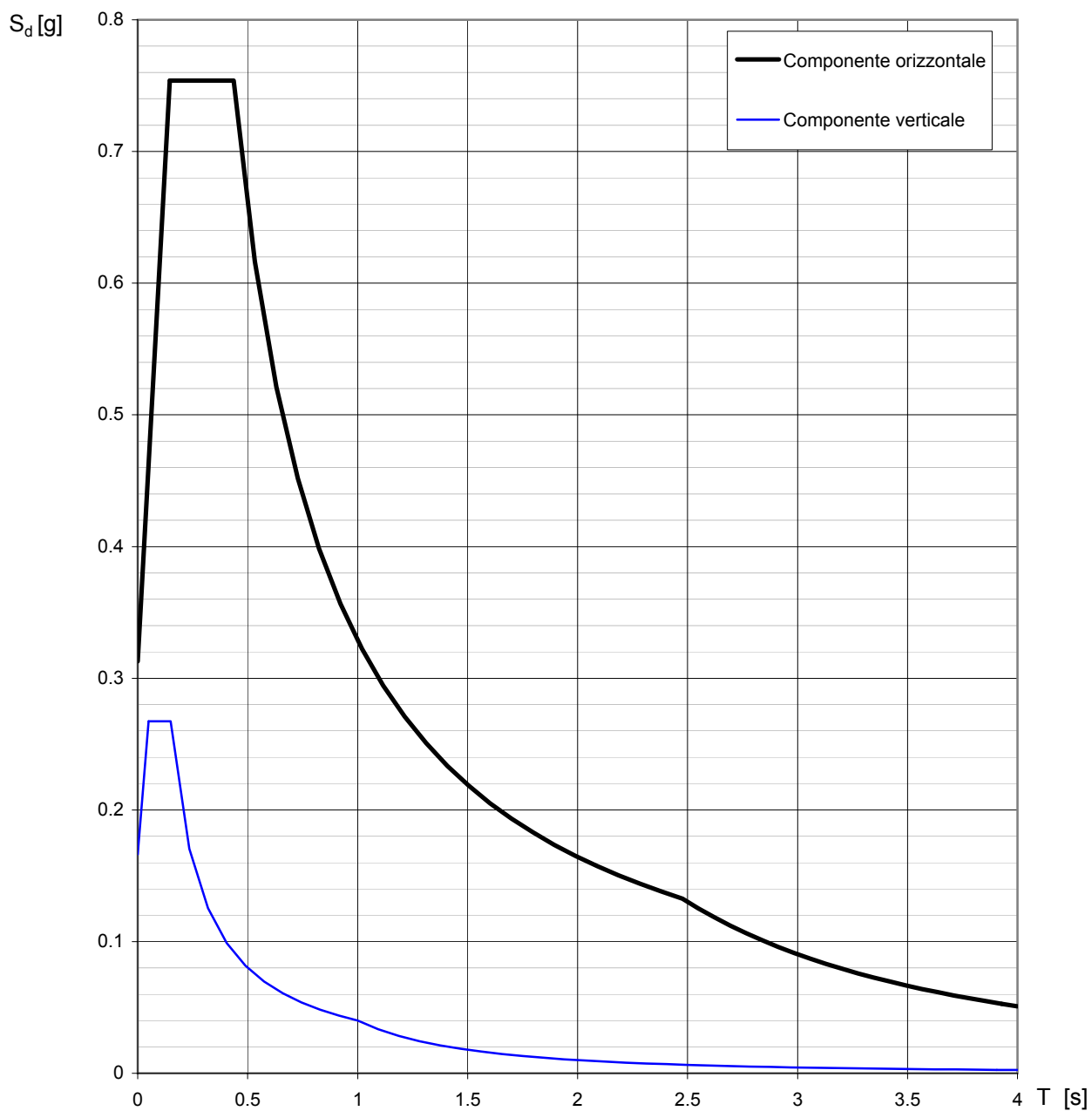
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.069	2.404	0.273
SLD	50	0.088	2.388	0.283
SLV	475	0.219	2.410	0.314
SLC	975	0.280	2.432	0.325

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.219 g
F_o	2.410
T_C^*	0.314 s
S_S	1.189
C_C	1.386
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.426
η	1.000
T_B	0.145 s
T_C	0.436 s
T_D	2.477 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.313
$T_B \leftarrow$	0.145	0.754
$T_C \leftarrow$	0.436	0.754
	0.533	0.616
	0.630	0.521
	0.728	0.452
	0.825	0.398
	0.922	0.356
	1.019	0.322
	1.116	0.294
	1.214	0.271
	1.311	0.251
	1.408	0.233
	1.505	0.218
	1.602	0.205
	1.700	0.193
	1.797	0.183
	1.894	0.174
	1.991	0.165
	2.088	0.157
	2.186	0.150
	2.283	0.144
	2.380	0.138
$T_D \leftarrow$	2.477	0.133
	2.550	0.125
	2.622	0.118
	2.695	0.112
	2.767	0.106
	2.840	0.101
	2.912	0.096
	2.985	0.091
	3.057	0.087
	3.130	0.083
	3.202	0.079
	3.275	0.076
	3.347	0.073
	3.420	0.070
	3.492	0.067
	3.565	0.064
	3.637	0.062
	3.710	0.059
	3.782	0.057
	3.855	0.055
	3.927	0.053
	4.000	0.051

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.139 g
S_S	1.000
S_T	1.200
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.524
S	1.200
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.166
$T_B \leftarrow$	0.050	0.267
$T_C \leftarrow$	0.150	0.267
	0.235	0.171
	0.320	0.125
	0.405	0.099
	0.490	0.082
	0.575	0.070
	0.660	0.061
	0.745	0.054
	0.830	0.048
	0.915	0.044
$T_D \leftarrow$	1.000	0.040
	1.094	0.034
	1.188	0.028
	1.281	0.024
	1.375	0.021
	1.469	0.019
	1.563	0.016
	1.656	0.015
	1.750	0.013
	1.844	0.012
	1.938	0.011
	2.031	0.010
	2.125	0.009
	2.219	0.008
	2.313	0.007
	2.406	0.007
	2.500	0.006
	2.594	0.006
	2.688	0.006
	2.781	0.005
	2.875	0.005
	2.969	0.005
	3.063	0.004
	3.156	0.004
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.003
	3.531	0.003
	3.625	0.003
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-08)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Tab. 2.4.I** delle NTC-08 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-08)

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 così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	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 di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. 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.

Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-08)

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (\text{NTC-08 Eq. 2.4.1})$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella **Tab. 2.4.II** delle NTC-08.

Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

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

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Stati limite e relative probabilità di superamento (§ 3.2.1 NTC-08)

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

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 probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella **Tab. 3.2.I delle NTC-08**.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Categorie di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC-08)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.5 delle NTC-08. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (**Tab. 3.2.II** delle NTC-08).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o 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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Condizioni topografiche (§ 3.2.2 NTC-08)

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (**Tab. 3.2.IV** delle NTC-08):

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 NTC-08)

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di a_g , F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella **Tab. 3.2.V** delle NTC-08, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	SS	CC
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica (§ 3.2.3.2.1 NTC-08)

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella **Tab. 3.2.VI** delle NTC-08, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

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

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (§§ 3.2.3.4 e 7.3.7.1 NTC-08)

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad η il valore di $2/3$ (corrispondente ad un valore $\xi = 17.5\%$) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi (§ 3.2.3.5 NTC-08)

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

Fattore di struttura (§ 7.3.1 NTC-08)

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (\text{NTC-08 Eq. 7.3.1})$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Riferimenti normativi

Criteri generali (§ 7.2.1 NTC-08)

La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Fattore di struttura (§ 7.3.1 NTC-08)

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

INDAGINI GEOGNOSTICHE

COMUNE DI GUALDO TADINO

PROSPEZIONE SISMICA MASW

**INERENTE IL PROGETTO DI VARIANTE AL III° STRALCIO DEL PROGETTO PER IL
RISANAMENTO DELL'AREA IN FRANA IN LOC. COLLE DEI MORI**



Committente:

.Sig. Massimo Carlotti legale rappresentante LA.SA.NA S.r.l

Giugno 2014

DOTT. GEOLOGO DIEGO ALBINI

INDICE

PREMESSA.....	pag. 3
PROSPEZIONI SISMICHE BASATE SULL'ANALISI DELLE ONDE SUPERFICIALI DI RAYLEIGH.....	pag. 3
PROSPEZIONI SISMICHE MASW.....	pag. 6
INDAGINE ESEGUITA.....	pag. 8
ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI.....	pag. 8
INTERPRETAZIONE ED ANALISI DATI.....	pag. 9

PREMESSA

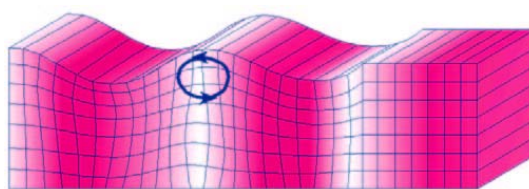
Su incarico e per conto Sig. Massimo Carlotti legale rappresentante LA.SA.NA S.r.l sono state effettuate due prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves, ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh) presso l'area di sedime relativo al progetto di variante al III° stralcio del progetto per il risanamento dell'area in frana, al fine di individuare le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi e classificare sismicamente il suolo, secondo la normativa vigente (D.M. 14 gennaio 2008).

Le indagini sono state effettuate sul sito ubicato in Loc. Colle dei Mori nel territorio comunale di Gualdo Tadino (PG).

PROSPEZIONI SISMICHE BASATE SULL'ANALISI DELLE ONDE SUPERFICIALI DI RYLEIGH

Le onde di Rayleigh sono polarizzate in un piano verticale (Fig. 2) e si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente. In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione delle onde che vengono generate.

Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a $0.92V_s$. In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e $0.92 V_s$. La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).



Direzione di propagazione →

Fig. 2 - Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

La determinazione della velocità delle onde di taglio V_s tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e

propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da \sqrt{r} e non da r come per le onde di volume.

I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_P e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_S , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 14 gennaio 2008). Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde S è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P , risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno.

La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_S , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 3).

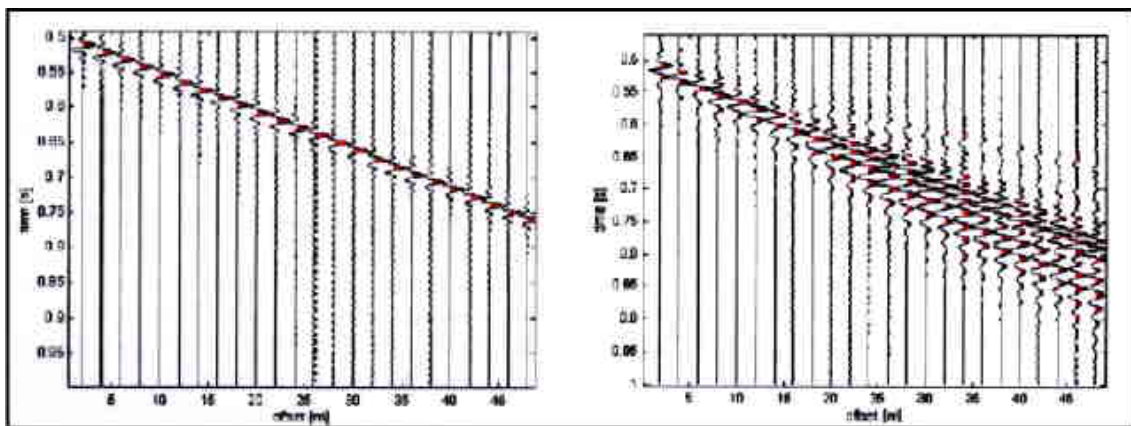


Fig. 3 – Segnali sismici che evidenziano (in rosso) le onde superficiali di Rayleigh in un mezzo non stratificato (a sinistra) e in un mezzo stratificato (a destra). Risulta evidente il fenomeno della dispersione delle onde superficiali di Rayleigh in un mezzo stratificato.

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione (Fig. 4).

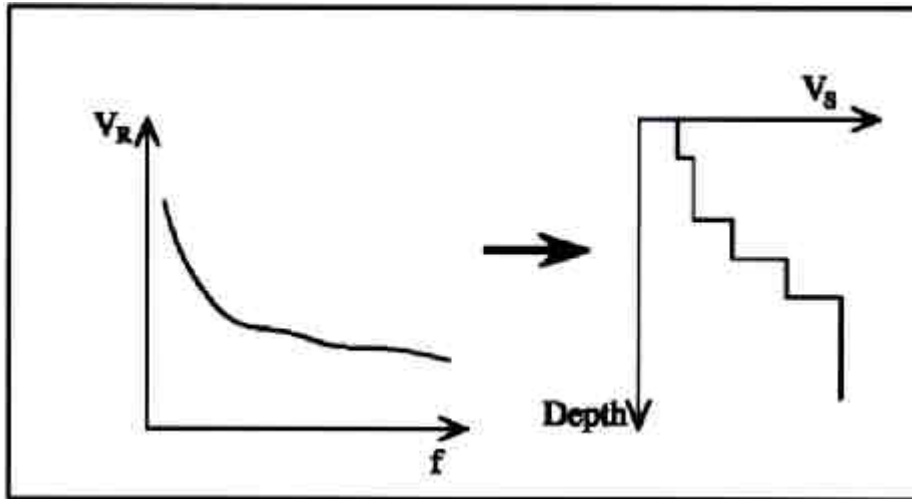


Fig. 4 – Velocità delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (a sinistra) e profilo di velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (a destra) ricavato tramite processo d'inversione.

La velocità delle onde di Rayleigh (V_R) è pari a circa il 90% delle onde di taglio (V_s). Le tecniche di analisi delle onde di Rayleigh vengono realizzate con procedure operative meno onerose della comune sismica a rifrazione e delle prove in foro e hanno un grado di incertezza nella determinazione delle V_s < 15%.

La modellazione del sottosuolo mediante l'impiego di comuni geofoni verticali a 4.5Hz e l'analisi delle onde superficiali di Rayleigh viene ottenuta con le seguenti metodologie: ReMi (Refraction Microtremor), FTAN (Frequency Time ANalysis), SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves). La tecnica ReMi consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle V_s relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento messo in opera. Questa tecnica viene estensivamente utilizzata negli Stati Uniti nell'ambito del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) tanto che il software fornisce anche direttamente il valore di V_{s30} e la categoria della classificazione del suolo secondo la normativa americana.

Il metodo FTAN per la determinazione delle V_{s30} ha bisogno di un solo ricevitore e permette la definizione di un profilo medio su distanze di decine-centinaia di metri. Inoltre il metodo fornisce valori di velocità delle onde di taglio in buon accordo con le misure in foro.

Il metodo SASW viene generalmente impiegato per la determinazione delle V_s di strati superficiali (<30m) e per la determinazione delle proprietà elastiche di strade e pavimentazioni (Stokoe & Nazarian, 1985) e, pertanto, sembra essere tra i metodi non invasivi quello più popolare tra gli ingegneri.

La tecnica MASW, fondata sulla tecnica SASW, consente una dettagliatissima ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo.

PROSPEZIONI SISMICHE MASW

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio V_s . Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, simili alla tecnica SASW, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW prevede 4 passi fondamentali:

1. Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici (Fig. 5), generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni che viene spostato lungo la linea dello stendimento stesso dopo ogni acquisizione;
2. Estrazione del modo fondamentale dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione);
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle V_s (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico);
4. Ricostruzione di una sezione (modello 1D) delle V_s dei terreni con approccio multicanale (con almeno due acquisizioni dei segnali, ovvero uno spostamento lungo la linea dello stendimento).

Quando vengono generate onde sismiche usando una sorgente impattante come un martello su una piastra vengono generate sia onde di volume (P ed S), sia onde di superficie (Rayleigh e Love), che si propagano in tutte le direzioni. Alcune di queste onde vengono riflesse e disperse quando incontrano oggetti superficiali o poco profondi (ad esempio, fondazioni di edifici, canali sotterranei, trovanti lapidei, ecc.) e diventano rumore.

Inoltre, vengono quasi sempre rilevate vibrazioni da rumore ambientale proveniente dal traffico veicolare, dall'attività industriale e, in generale, dall'attività umana.

Il vantaggio principale dell'approccio multicanale della tecnica MASW sta nella sua intrinseca capacità di distinguere tutte queste onde dovute al rumore e di isolarle dalle onde superficiali di Rayleigh evidenziando solo il modo fondamentale di oscillazione dei terreni.

L'isolamento del modo fondamentale di oscillazione si basa su molteplici caratteristiche sismiche dei segnali.

Le proprietà della dispersione di tutti i tipi di onde (di volume e superficiali) sono visualizzate attraverso un metodo di trasformazione (basato sull'analisi spettrale dei segnali sismici) del campo d'onda che converte direttamente i segnali sismici acquisiti

(Fig. 5) in una immagine dove un modello di dispersione è riconosciuto nella distribuzione dell'energia trasformata in oscillazioni (Fig. 6).

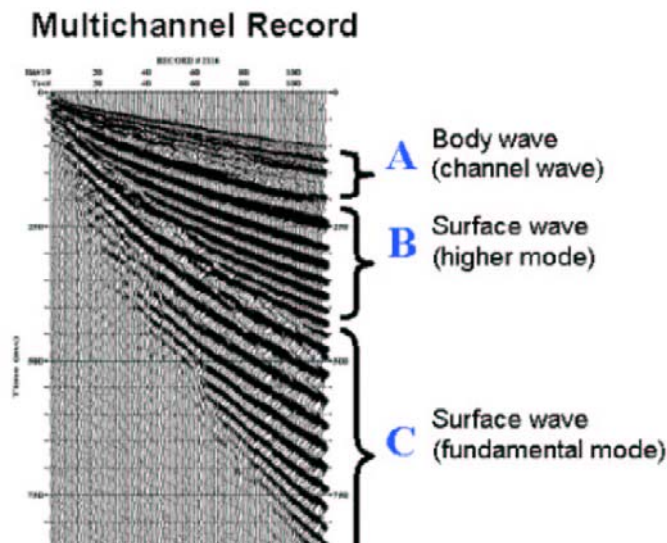


Fig. 5 – Segnali sismici con acquisizione multicanale e riconoscimento delle varie fasi sismiche (onde di volume, modo fondamentale e modi superiori delle onde superficiali).

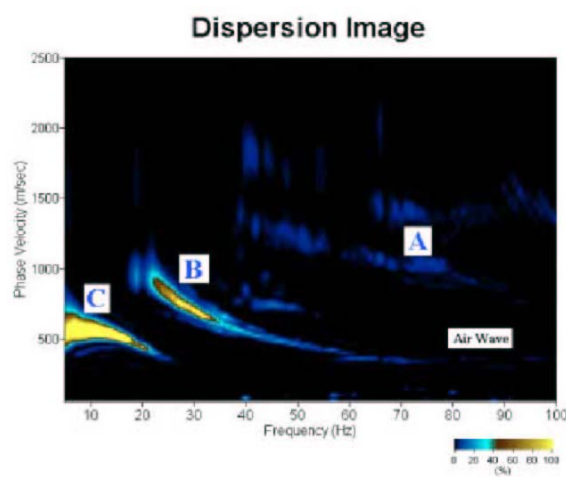


Fig. 6 – Curva di dispersione della velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh relativa ai segnali sismici in Fig. 5. Il picco energetico in corrispondenza di C rappresenta, nel modello della dispersione, il modo fondamentale da estrarre. Il picco energetico in B rappresenta il primo modo mentre quello in A, poco evidente, rappresenterebbe il secondo modo.

Successivamente, il modo fondamentale (proprietà fondamentale della dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh) viene estratto da un modello specifico. Tutte le altre onde (riflesse, disperse, modi superiori delle onde superficiali, noise ambientale) vengono quindi rimosse durante il processo di elaborazione.

INDAGINE ESEGUITA

Al fine di caratterizzare sismicamente il suolo in area progettuale, sono state effettuate due prospezioni sismiche MASW, con uno stendimento geofonico di 54.0m.

L'indagine è stata condotta mediante l'utilizzo di sismografo DoReMi 16 bit 24 canali. L'elevata dinamica unita alla notevole memoria per l'acquisizione, consente l'utilizzo di tale sismografo per tecniche di indagine di tipo convenzionale (riflessione e rifrazione) e non convenzionale (ReMi, S.A.S.W, M.A.S.W). L'ambiente operativo dello strumento è quello di Microsoft Windows XP.

La sorgente sismica è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di 8kg che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un sensore ad innesto nella piastra posizionata alla distanza di 4.00 m dal primo geofono.

Quando la battuta sulla superficie della piastra non risultava netta o veniva colpita due volte erroneamente, la prova veniva ripetuta.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni verticali da 4.5Hz posizionati lungo il profilo di indagine con distanza intergeofonica pari a 2.0m.

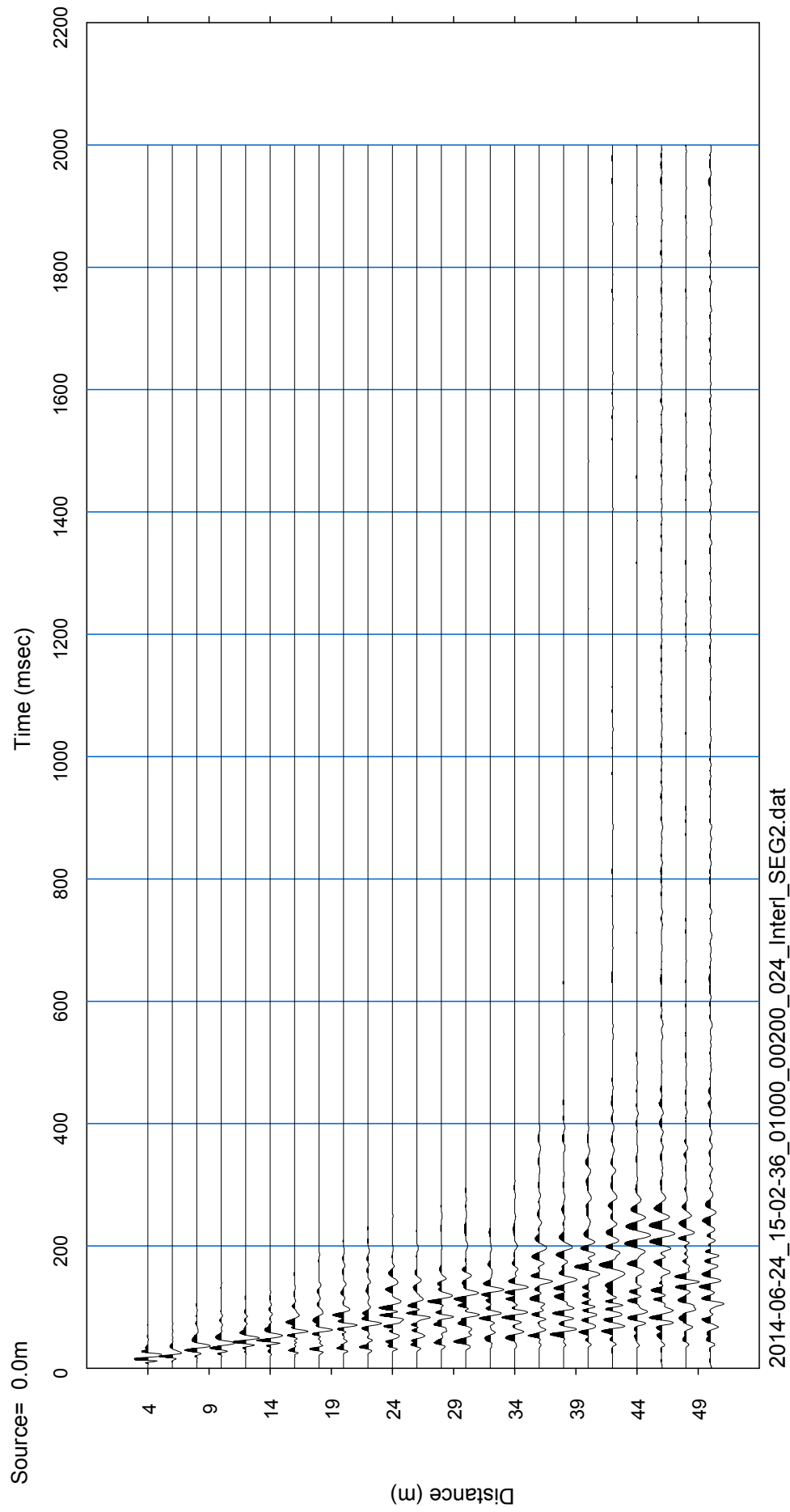
La lunghezza complessiva degli stendimenti è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 1D dei terreni di sedime fino alla profondità di circa 30m dal p.c..

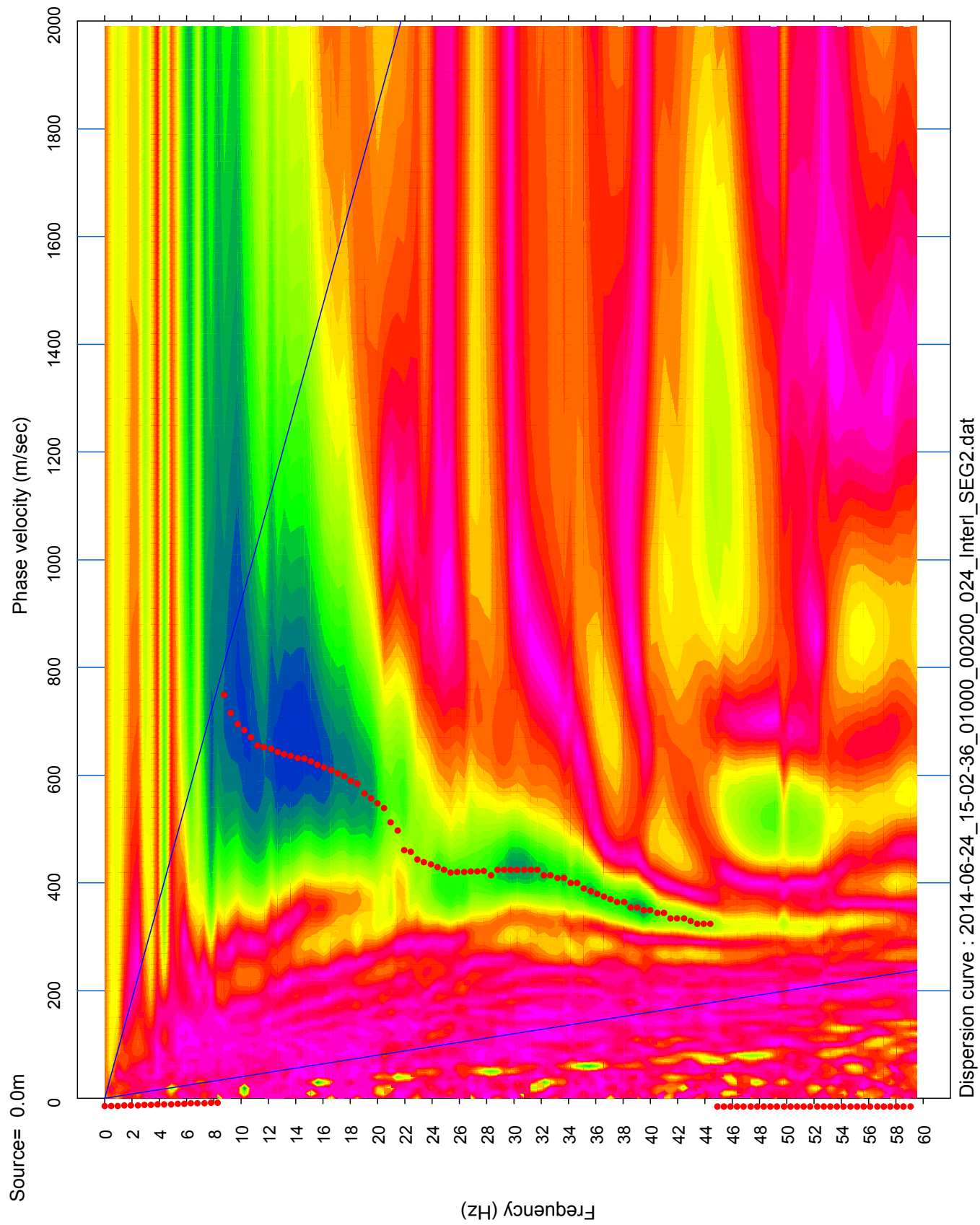
ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale $T=2.0s$, sono state effettuate con passo di campionamento $dt=1.0ms$. La frequenza di campionamento è data da:
 $f_{\text{campionamento}}=1/dt=1000Hz$.

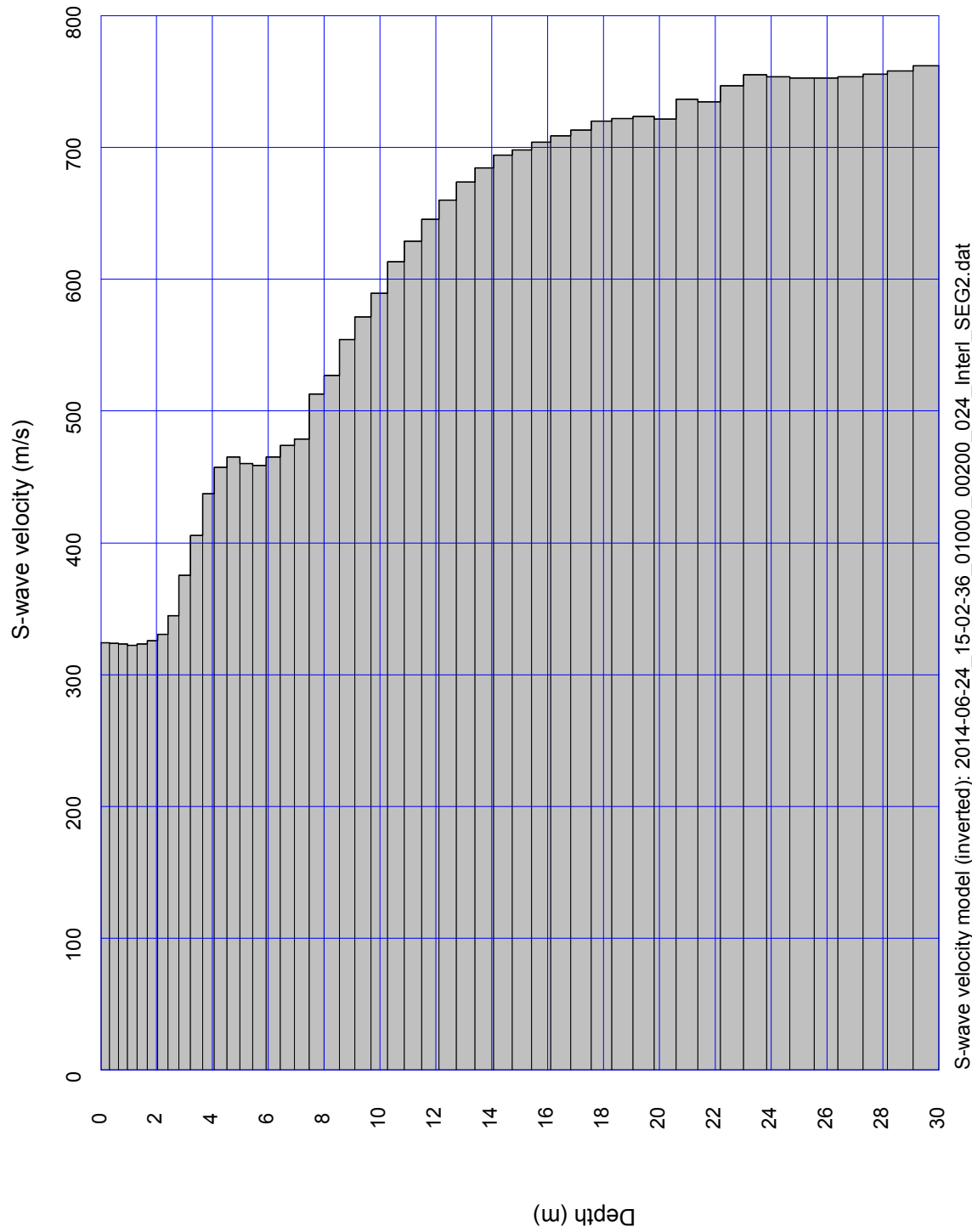
Gli elaborati relativi alla prova effettuata sono di seguito riportati.

INDAGINE SISMICA
M.A.S.W. n. 1





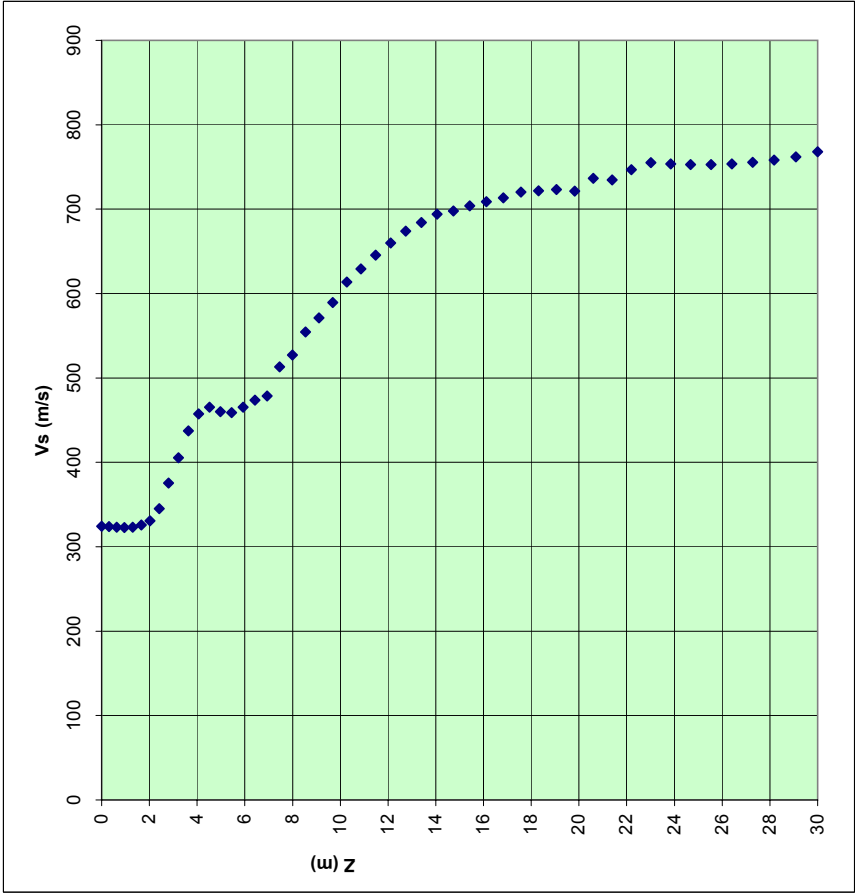
1D Surface wave analysis (3)

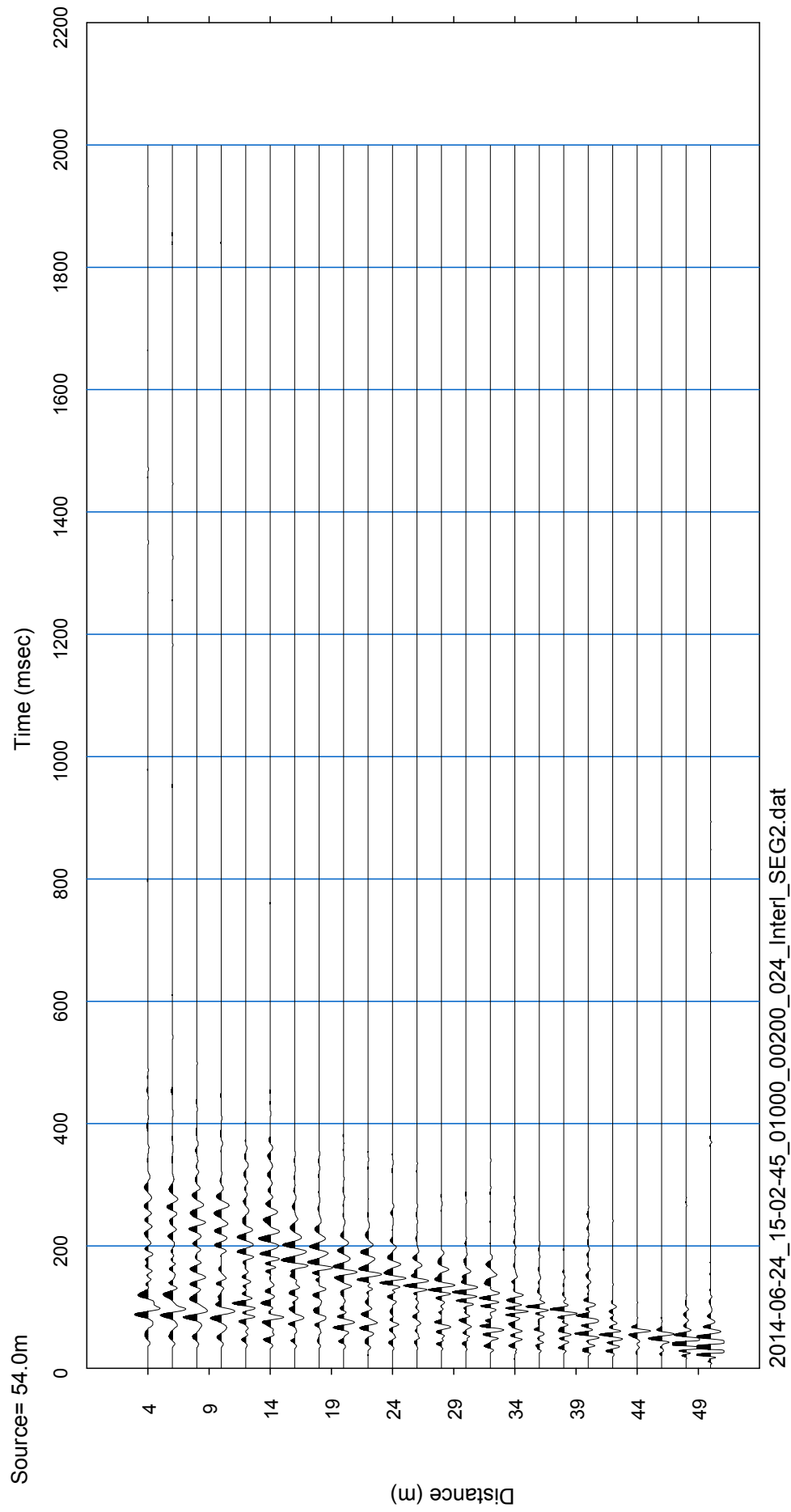


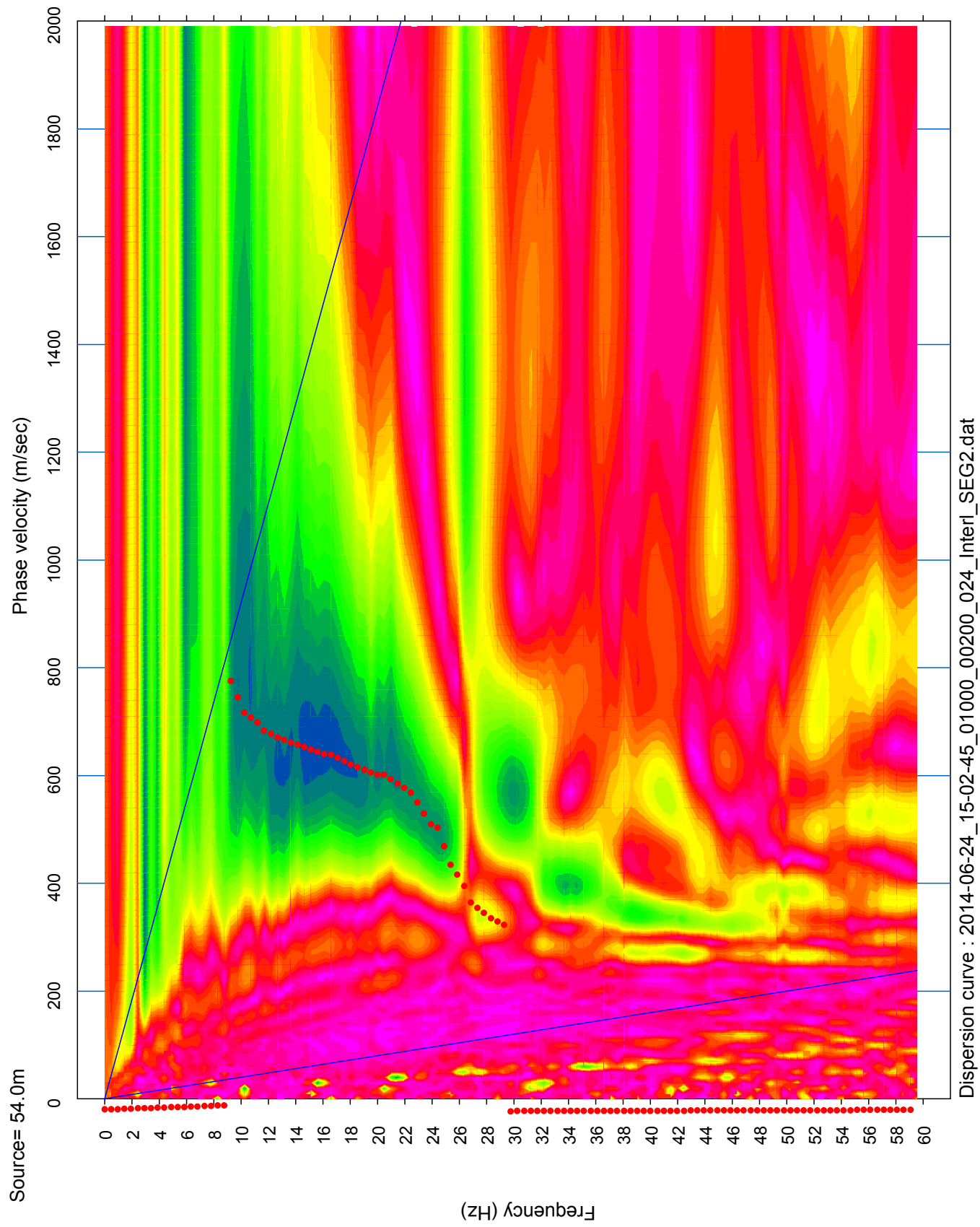
S-wave velocity model (inverted): 2014-06-24_15-02-36_01000_00200_024_Interl_SEG2.dat

Depth(m)	S-velocity(m/s)	hi (m)	hi/V _s
0.000	324.125		
0.306	323.956	0.306122	0.000945
0.625	323.258	0.318878	0.000986
0.957	322.583	0.331633	0.001028
1.301	323.216	0.344387	0.001066
1.658	325.751	0.357143	0.001096
2.028	330.662	0.369898	0.001119
2.411	344.965	0.382653	0.001109
2.806	375.424	0.395408	0.001053
3.214	405.512	0.408164	0.001007
3.635	437.384	0.420918	0.000962
4.069	457.555	0.433674	0.000948
4.515	465.347	0.446428	0.000959
4.974	460.215	0.459184	0.000998
5.446	458.829	0.471938	0.001029
5.931	465.173	0.484694	0.001042
6.429	473.844	0.497449	0.00105
6.939	478.702	0.510205	0.001066
7.462	513.089	0.522959	0.001019
7.997	527.196	0.535714	0.001016
8.546	554.556	0.548469	0.000989
9.107	571.178	0.561225	0.000983
9.681	589.404	0.573979	0.000974
10.268	613.544	0.586735	0.000956
10.867	629.028	0.59949	0.000953
11.480	645.502	0.612245	0.000948
12.105	659.906	0.625	0.000947
12.742	673.948	0.637755	0.000946
13.393	684.282	0.65051	0.000951
14.056	693.973	0.663266	0.000956
14.732	698.036	0.67602	0.000968
15.421	703.777	0.688775	0.000979
16.122	708.915	0.701531	0.00099
16.837	713.288	0.714285	0.001001
17.564	720.164	0.727041	0.00101
18.304	721.847	0.739796	0.001025
19.056	723.282	0.752552	0.00104
19.821	721.520	0.765307	0.001061
20.599	736.525	0.77806	0.001056
21.390	734.717	0.790816	0.001076
22.194	746.851	0.803571	0.001076
23.010	755.042	0.816327	0.001081
23.839	753.649	0.829082	0.0011
24.681	752.708	0.841837	0.001118
25.536	752.706	0.854591	0.001135
26.403	753.623	0.867346	0.001151
27.283	755.373	0.880102	0.001165
28.176	758.028	0.892857	0.001178
29.082	761.863	0.905612	0.001189
30.000	768.000	0.918369	0.001196
		Somma	Somma
		30	0.050697

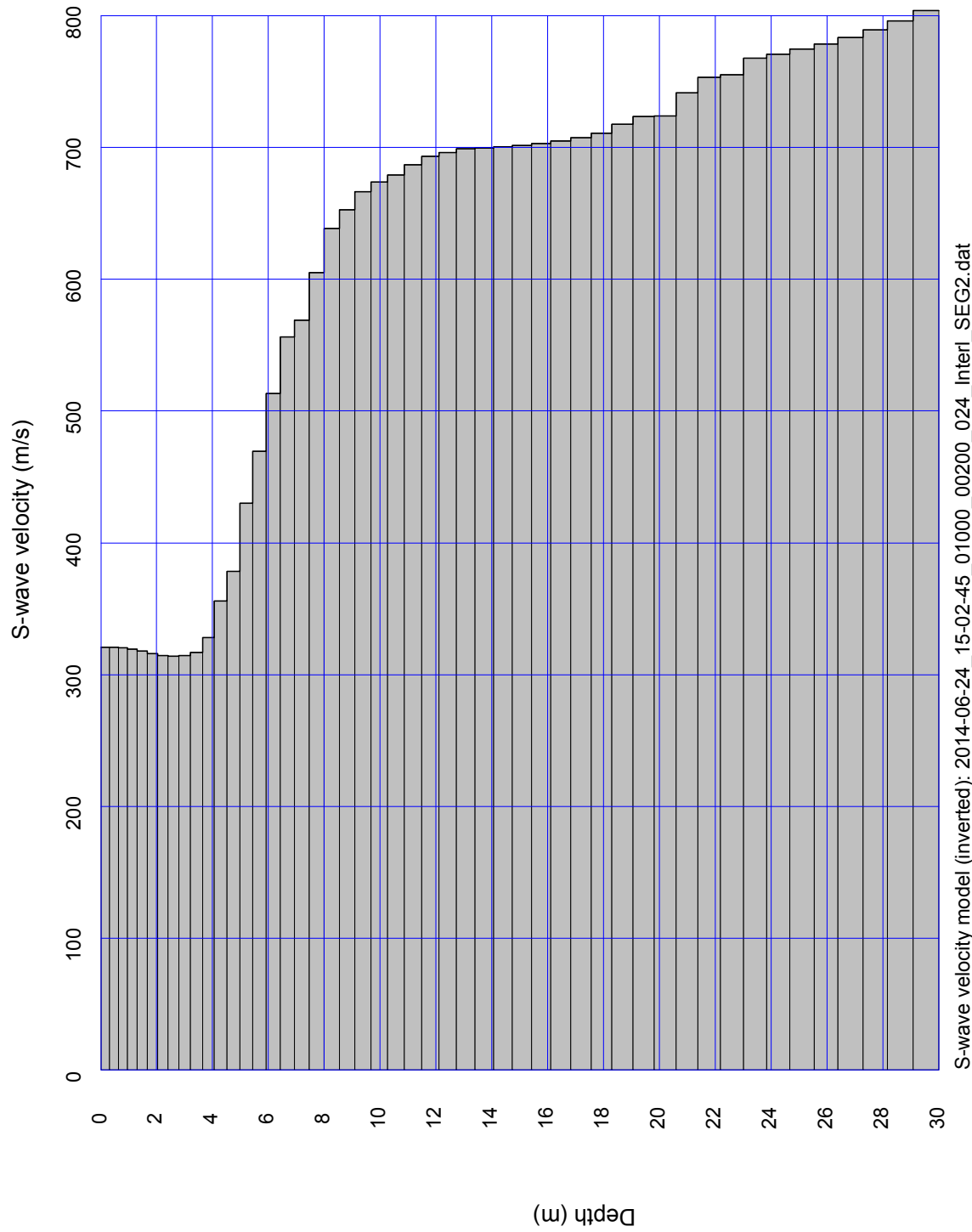
Vs30 (SHOT 1)= 591.755







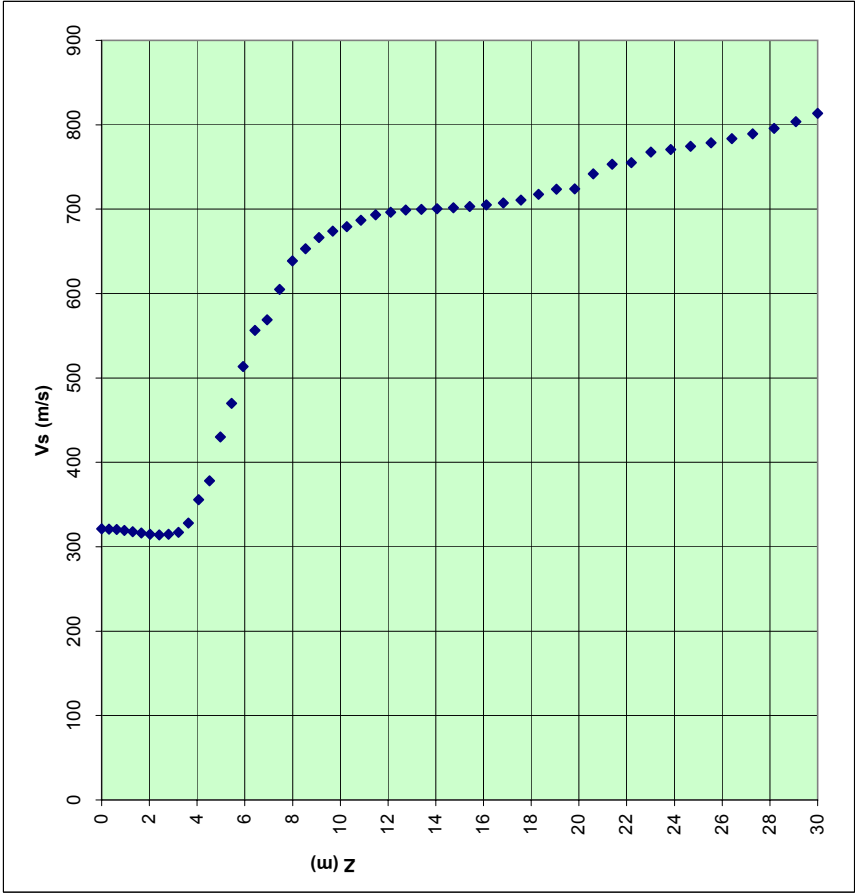
1D Surface wave analysis (3)



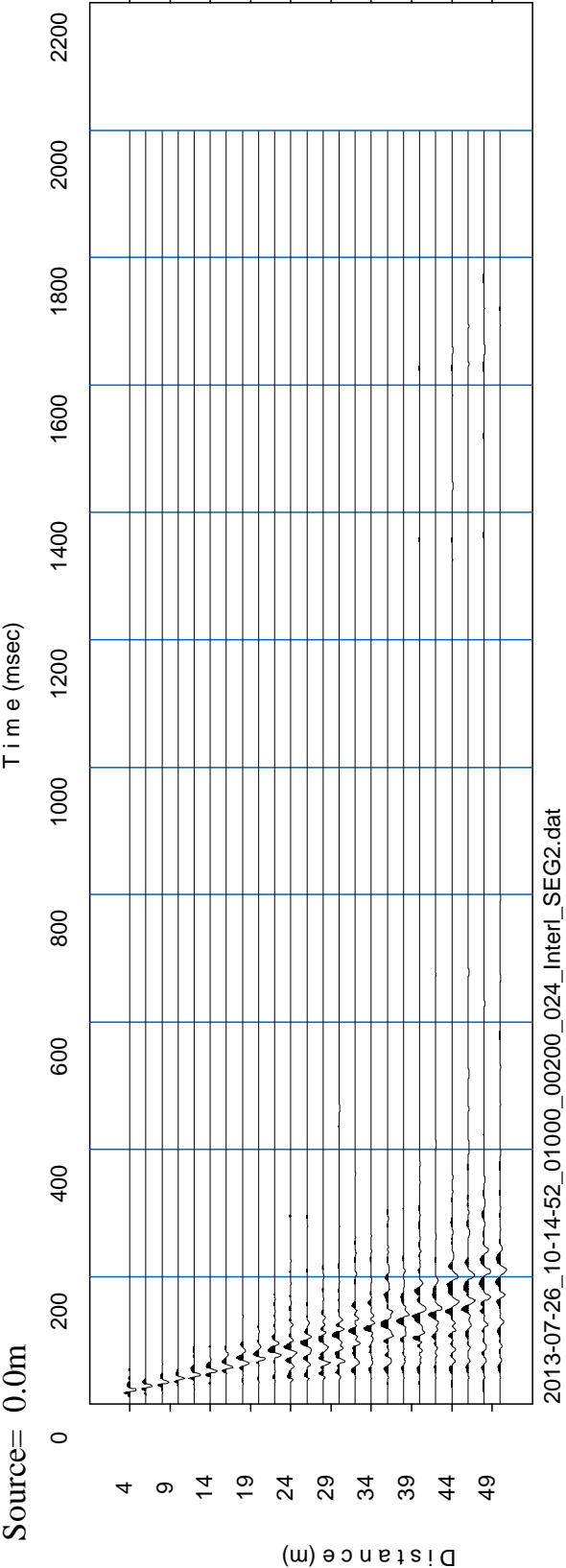
S-wave velocity model (inverted): 2014-06-24_15-02-45_01000_00200_024_Interl_SEG2.dat

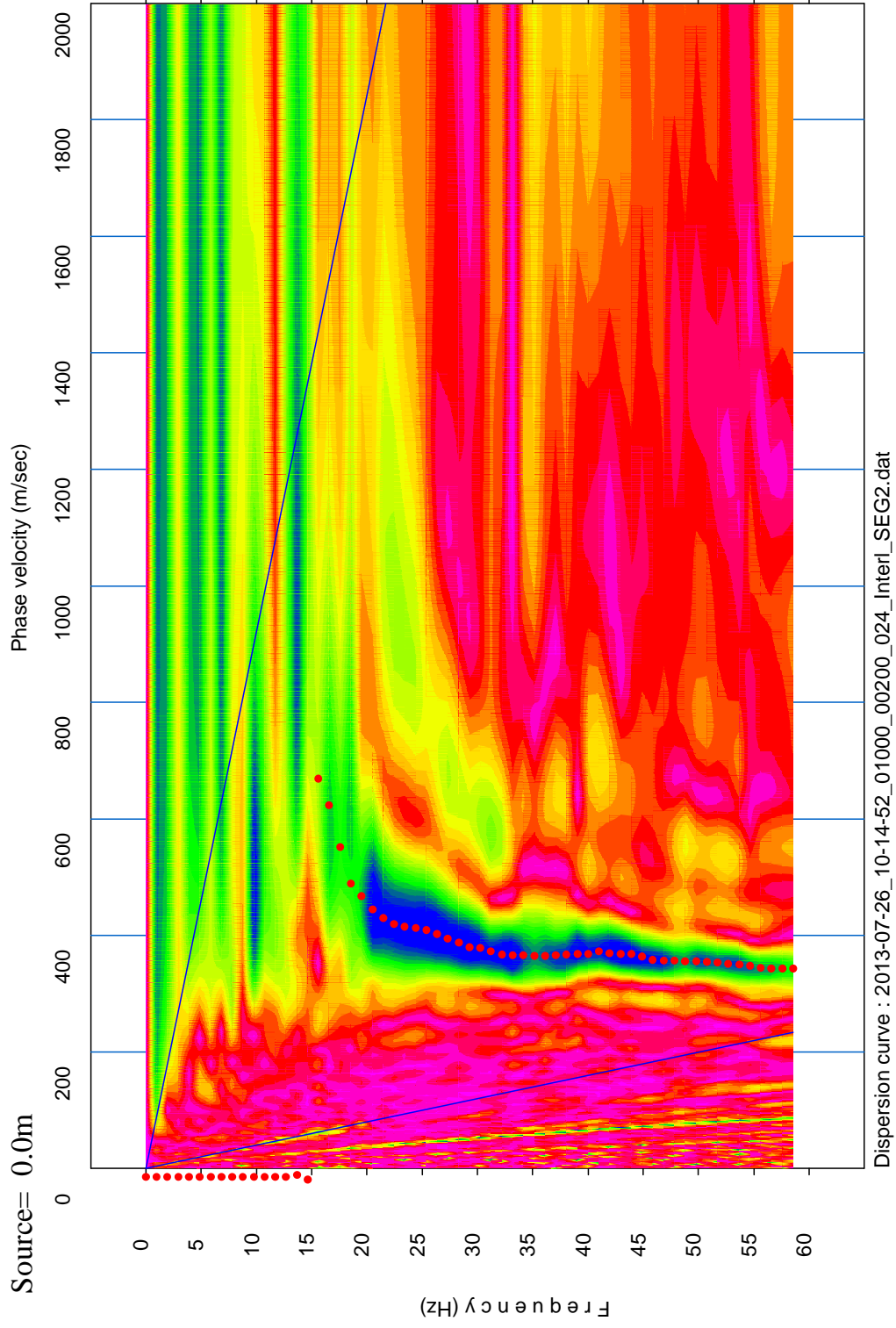
Depth(m)	S-velocity(m/s)	hi (m)	hi/V _{is}
0.000	321.058		
0.306	320.986	0.306122	0.000954
0.625	320.459	0.318878	0.000995
0.957	319.393	0.331633	0.001038
1.301	317.871	0.344387	0.001083
1.658	316.182	0.357143	0.001113
2.028	314.667	0.369898	0.001176
2.411	314.029	0.382653	0.001219
2.806	314.721	0.395408	0.001256
3.214	317.130	0.408164	0.001287
3.635	328.012	0.420918	0.001283
4.069	355.810	0.433674	0.001219
4.515	378.172	0.446428	0.00118
4.974	430.120	0.459184	0.001068
5.446	469.753	0.471938	0.001005
5.931	513.554	0.484694	0.000944
6.429	556.510	0.497449	0.000894
6.939	588.931	0.510205	0.000897
7.462	604.988	0.522959	0.000864
7.997	638.496	0.535714	0.000839
8.546	652.931	0.548469	0.00084
9.107	666.327	0.561225	0.000842
9.681	673.930	0.573979	0.000852
10.268	679.176	0.586735	0.000864
10.867	686.930	0.59949	0.000873
11.480	693.219	0.612245	0.000883
12.105	696.163	0.625	0.000898
12.742	698.905	0.637755	0.000913
13.393	699.596	0.65051	0.00093
14.056	700.414	0.663266	0.000947
14.732	701.507	0.67602	0.000964
15.421	702.975	0.688775	0.00098
16.122	705.043	0.701531	0.000995
16.837	707.508	0.714285	0.00101
17.564	710.614	0.727041	0.001023
18.304	717.413	0.739796	0.001031
19.056	723.505	0.752552	0.00104
19.821	723.893	0.765307	0.001057
20.599	741.682	0.77806	0.001049
21.390	753.182	0.790816	0.00105
22.194	755.170	0.803571	0.001064
23.010	767.669	0.816327	0.001063
23.839	770.559	0.829082	0.001076
24.681	774.492	0.841837	0.001087
25.536	778.668	0.854591	0.001098
26.403	783.518	0.867346	0.001107
27.283	789.186	0.880102	0.001115
28.176	795.854	0.892857	0.001122
29.082	803.783	0.905612	0.001127
30.000	813.364	0.918369	0.001129
		Somma	0.050358

Vs30 (SHOT 2)= 595.7398

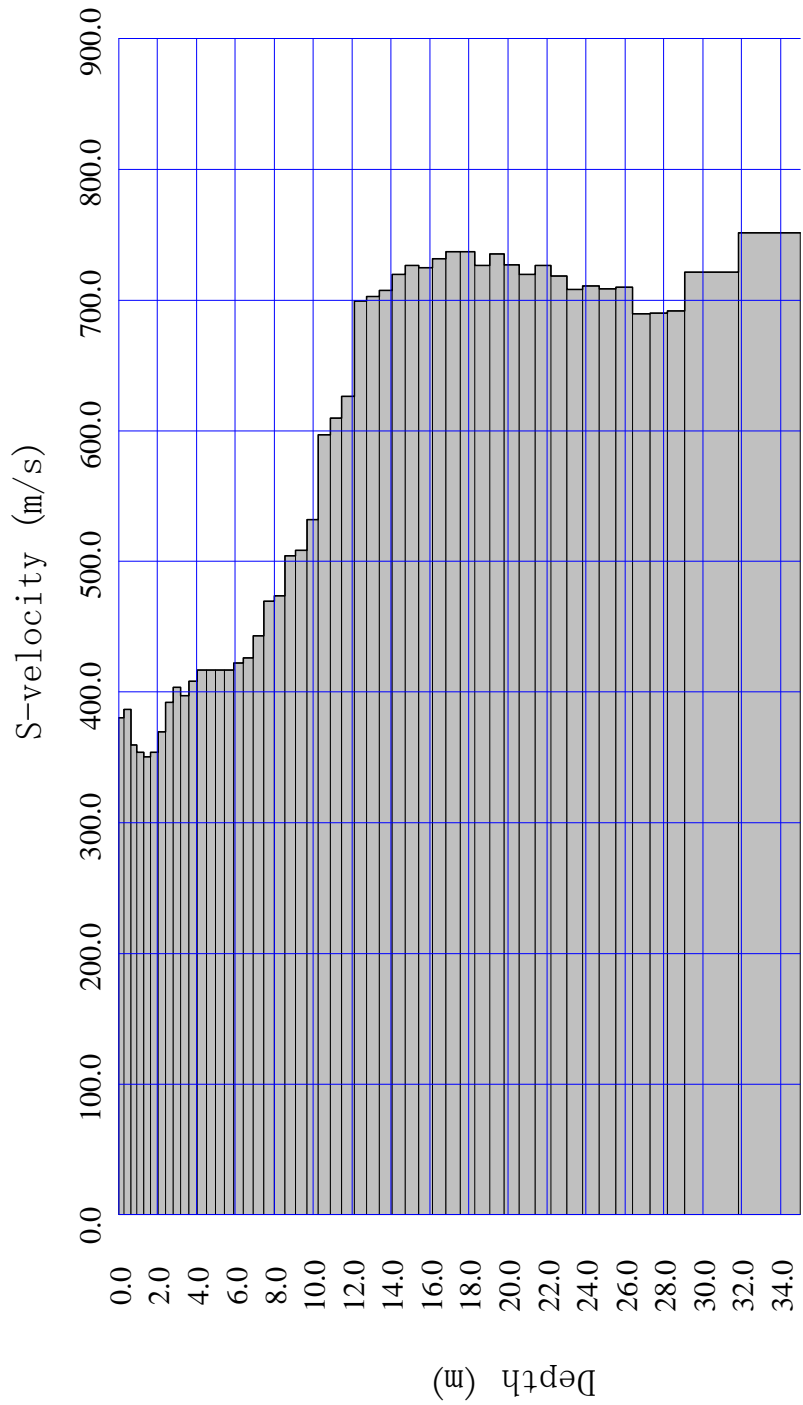


INDAGINE SISMICA
M.A.S.W. n. 2





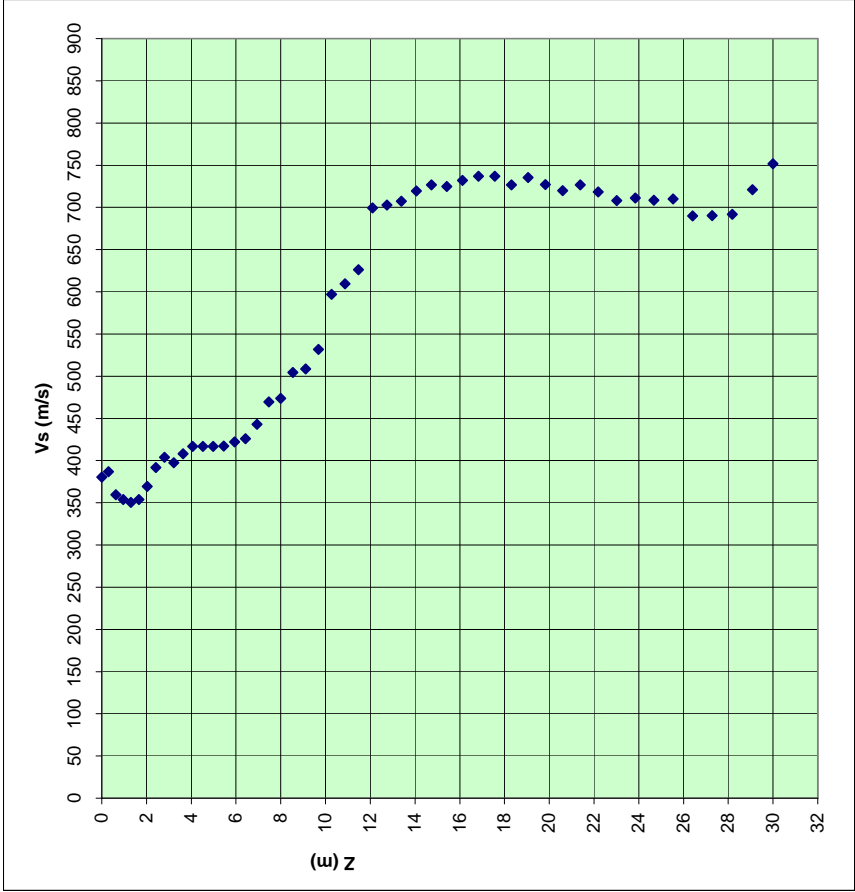
1D MASW analysis



S-velocity model : 2013-07-26_10-14-52_01000_00200_024_Inter1_SEG2..dat

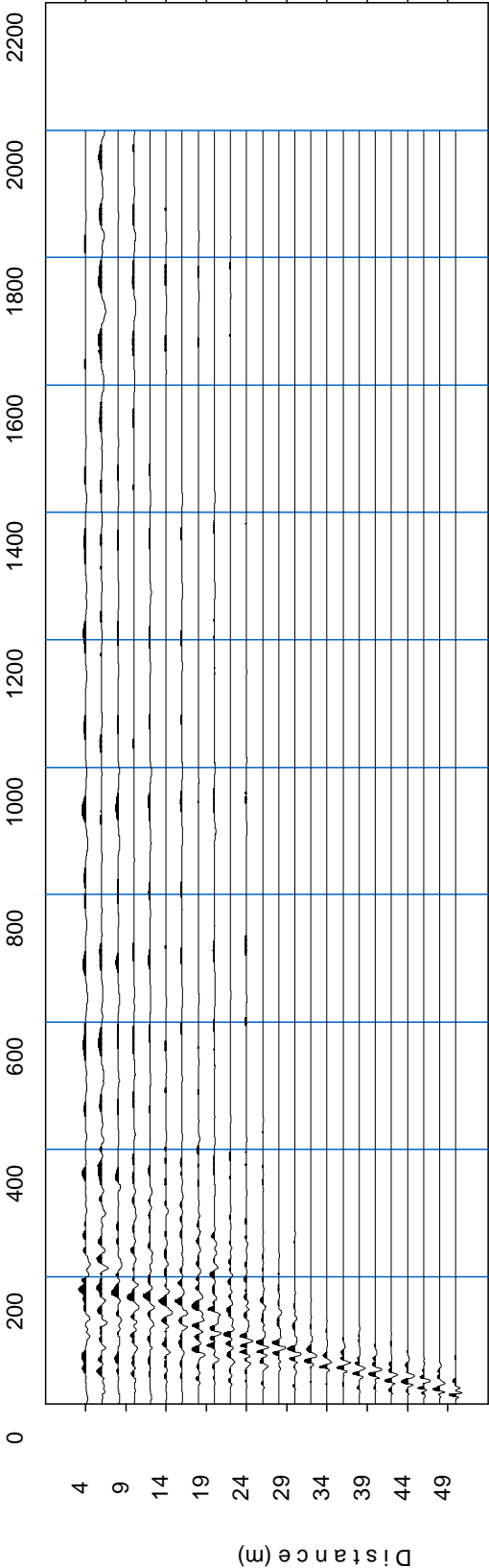
Depth(m)	S-velocity(m/s)	hi (m)	hi/Vi _s
0	380.343462		
0.306122	386.773605	0.306122	0.000791
0.625	359.673656	0.318878	0.000887
0.956633	353.847432	0.331633	0.000937
1.301021	350.284612	0.344388	0.000983
1.658163	353.698202	0.357142	0.00101
2.028061	369.553235	0.369898	0.001001
2.410714	391.799986	0.382653	0.000977
2.806122	403.803344	0.395408	0.000979
3.214286	397.356118	0.408164	0.001027
3.635204	408.131086	0.420918	0.001031
4.068878	416.680126	0.433674	0.001041
4.515306	416.699604	0.446428	0.001071
4.97449	416.898741	0.459184	0.001101
5.446428	417.017668	0.471938	0.001132
5.931122	421.999925	0.484694	0.001149
6.428571	426.029576	0.497449	0.001168
6.938776	443.022259	0.510205	0.001152
7.461735	469.386218	0.522959	0.001114
7.997449	473.828623	0.535714	0.001131
8.545918	504.332554	0.548469	0.001088
9.107143	508.505432	0.561225	0.001104
9.681122	531.851731	0.573979	0.001079
10.267857	596.789835	0.586735	0.000983
10.867347	609.503171	0.59949	0.000984
11.479592	626.259689	0.612245	0.000978
12.104592	699.253916	0.625	0.000894
12.742347	702.709485	0.637755	0.000908
13.392857	707.43578	0.65051	0.00092
14.056123	719.398283	0.663266	0.000922
14.732143	726.587179	0.67602	0.00093
15.420918	724.747699	0.688775	0.00095
16.122449	731.967184	0.701531	0.000958
16.836734	736.860576	0.714285	0.000969
17.563775	736.738493	0.727041	0.000987
18.303571	726.523454	0.739796	0.001018
19.056123	735.404508	0.752552	0.001023
19.82143	727.1779	0.765307	0.001052
20.59949	719.770919	0.77806	0.001081
21.390306	726.560984	0.790816	0.001088
22.193877	718.38464	0.803571	0.001119
23.010204	708.093228	0.816327	0.001153
23.839286	711.089507	0.829082	0.001166
24.681123	708.501549	0.841837	0.001188
25.535716	709.986952	0.854593	0.001204
26.403062	689.698276	0.867346	0.001258
27.283164	690.225763	0.880102	0.001275
28.176021	691.870619	0.892857	0.00129
29.081633	721.172072	0.905612	0.001256
30	751.578347	0.918367	0.001222
Somma		30	Somma 0.051728

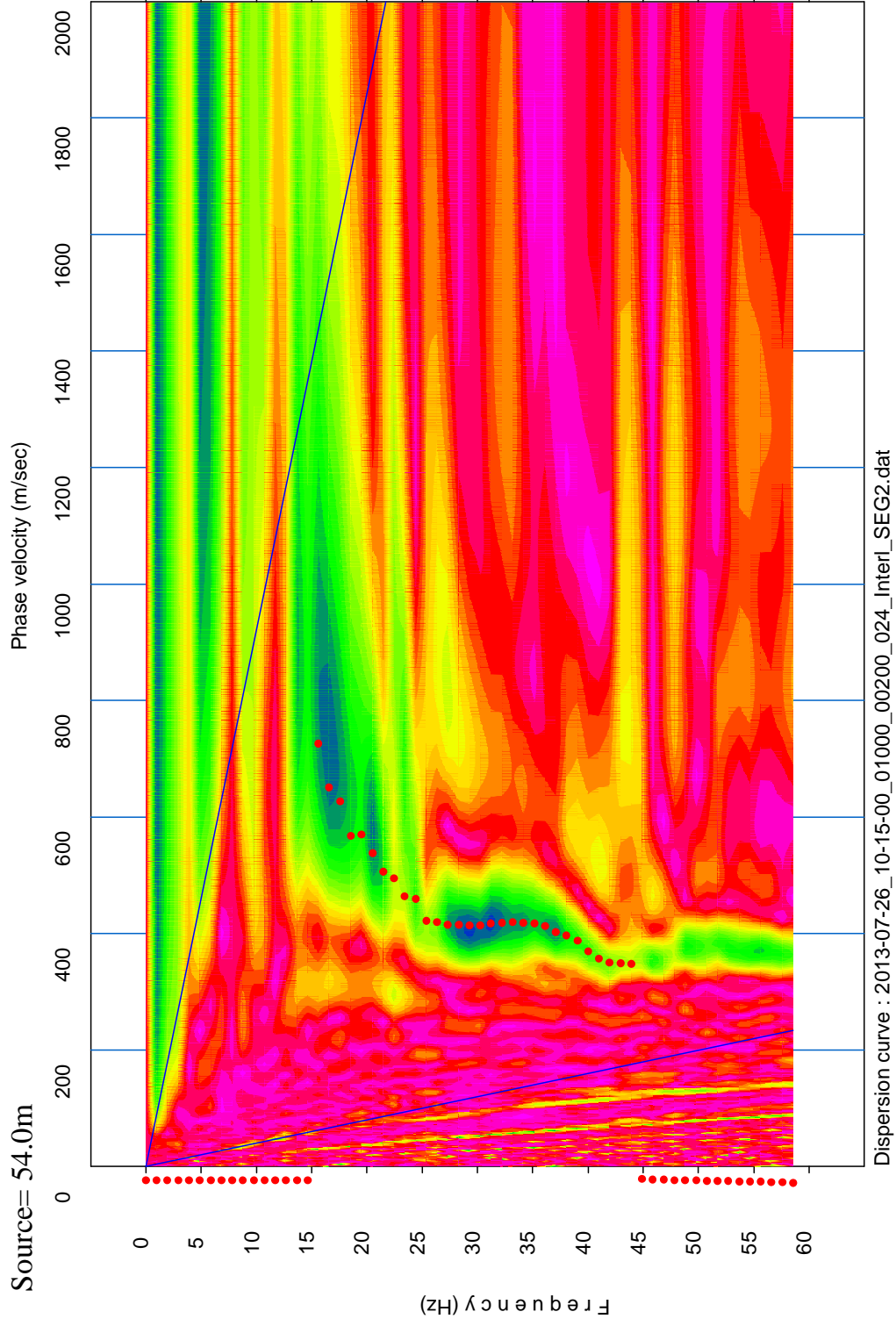
Vs30 (SHOT 1)= 579.9583



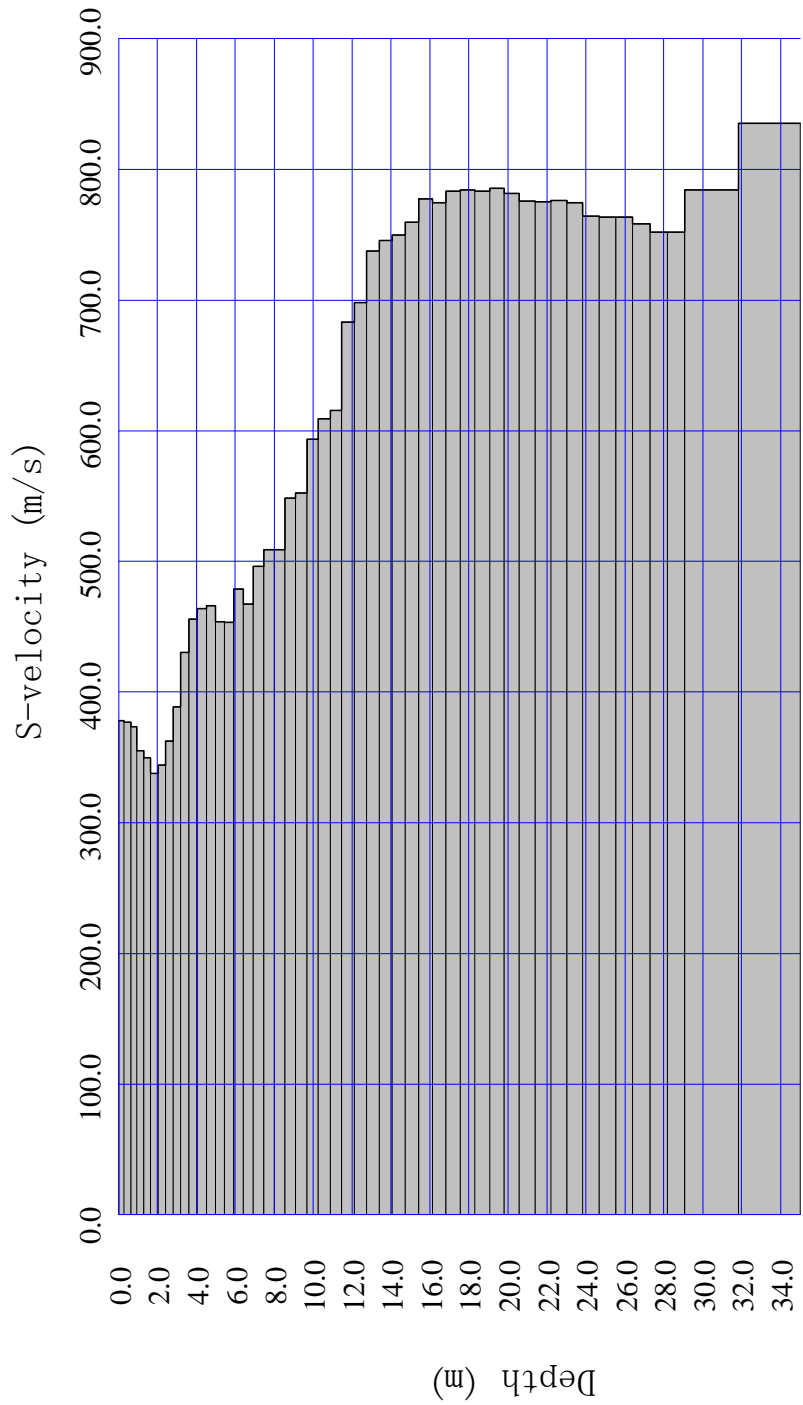
Source= 54.0m

Time (msec)





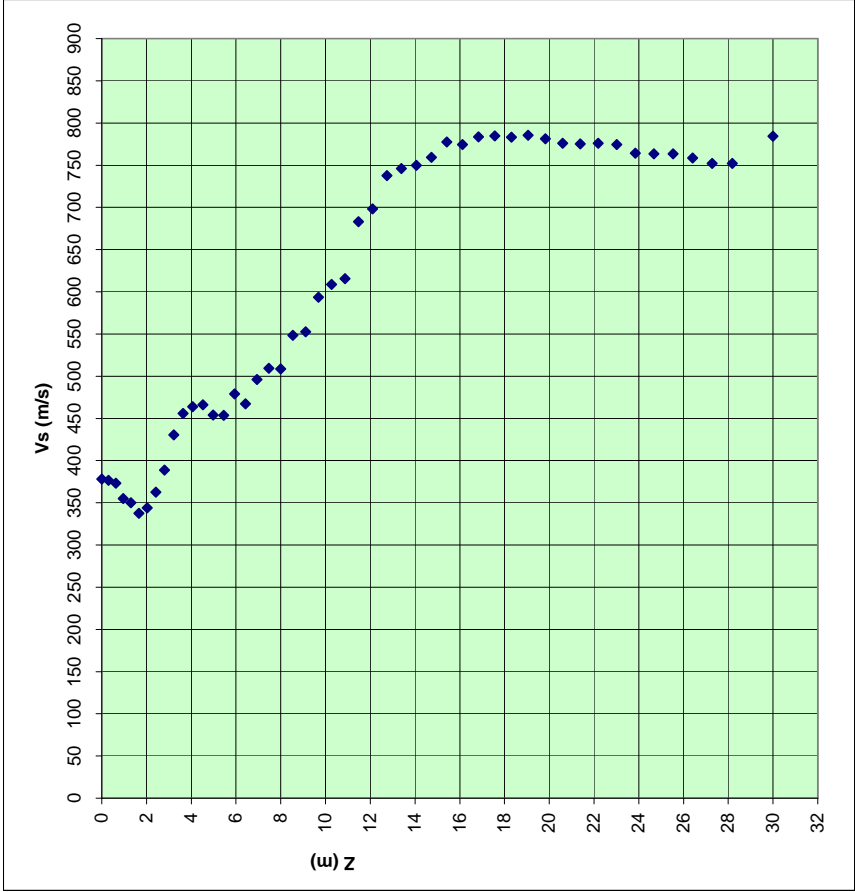
1D MASW analysis



S-velocity model : 2013-07-26_10-15-00_01000_00200_024_Inter1_SEG2..dat

Depth(m)	S-velocity(m/s)	hi (m)	hi/Vi _s
0	378.190914		
0.306122	376.772939	0.306122	0.000812
0.625	373.33337	0.318878	0.000854
0.956633	355.044648	0.331633	0.000934
1.301021	349.926076	0.344388	0.000984
1.658163	337.644053	0.357142	0.001058
2.028061	344.131012	0.369898	0.001075
2.410714	362.45134	0.382653	0.001056
2.806122	388.731418	0.395408	0.001017
3.214286	430.387253	0.408164	0.000948
3.635204	455.976863	0.420918	0.000923
4.068878	463.736878	0.433674	0.000935
4.515306	466.122448	0.446428	0.000958
4.97449	454.003877	0.459184	0.001011
5.446428	453.547982	0.471938	0.001041
5.931122	479.143157	0.484694	0.001012
6.428571	467.0781	0.497449	0.001065
6.938776	496.028675	0.510205	0.001029
7.461735	509.177949	0.522959	0.001027
7.997449	508.749252	0.535714	0.001053
8.545918	548.304557	0.548469	0.001
9.107143	552.520516	0.561225	0.001016
9.681122	593.368512	0.573979	0.000967
10.267857	608.802662	0.586735	0.000964
10.867347	615.392807	0.59949	0.000974
11.479592	683.14594	0.612245	0.000896
12.104592	698.169335	0.625	0.000895
12.742347	737.591682	0.637755	0.000865
13.392857	745.927349	0.65051	0.000872
14.056123	749.872212	0.663266	0.000885
14.732143	759.37892	0.67602	0.00089
15.420918	777.537798	0.688775	0.000886
16.122449	774.48438	0.701531	0.000906
16.836734	783.499304	0.714285	0.000912
17.563775	784.6811	0.727041	0.000927
18.303571	783.039753	0.739796	0.000945
19.056123	785.39428	0.752552	0.000958
19.82143	781.403636	0.765307	0.000979
20.59949	775.802513	0.77806	0.001003
21.390306	775.263131	0.790816	0.00102
22.193877	776.103303	0.803571	0.001035
23.010204	774.432948	0.816327	0.001054
23.839286	764.319608	0.829082	0.001085
24.681123	763.513893	0.841837	0.001103
25.535716	763.513893	0.854593	0.001119
26.403062	758.409284	0.867346	0.001144
27.283164	752.126009	0.880102	0.00117
28.176021	752.111379	0.892857	0.001187
30	784.260559	1.823979	0.002326
Somma		30	Somma 0.048774

Vs30 (SHOT 2)= 615.0807



INTERPRETAZIONE ED ANALISI DEI DATI

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel cap. 7.11.3 delle Norme Tecniche.

Tuttavia considerando la natura dei terreni d'indagine e l'assenza del bed-rock sismico ($V_{s30} > 800$ m/s) a profondità inferiori a 30 m, per la definizione dell'azione sismica si è scelto di fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Alla luce di quanto detto, le indagini eseguite, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di 30,00m, ha fornito dei risultati che permetterebbero di collocare i terreni oggetto d'indagine in categoria B del D.M. 14 gennaio 2008 (Tab. 1; Tab. 2).

Infatti applicando la formula:

$$V_{s30} = \frac{30m}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $G < 10^{-6}$) dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti nei primi 30m di profondità, si ottengono le seguenti V_{s30} rispettivamente per lo Shot n° 1 e per lo shot n° 2 e, considerando un'incertezza di misura dell'ordine del 20% (Mulargia & Castellaro, 2009, Seism. Res. Lett., 80, 958, 989), il sito in esame ricade in **categoria B**:

MASW n.1

$V_{s30} 1 = 591.755 \pm 118.351$ m/s da cui si ottiene per difetto $V_{s30} 1 = 473.404$ m/s;

$V_{s30} 2 = 595.7398 \pm 119.148$ m/s da cui si ottiene per difetto $V_{s30} 2 = 479.592$ m/s;

MASW n.2

$V_{s30} 1 = 579.9583 \pm 115.992$ m/s da cui si ottiene per difetto $V_{s30} 1 = 463.967$ m/s;

$V_{s30} 2 = 615.9813 \pm 123.196$ m/s da cui si ottiene per difetto $V_{s30} 2 = 492.785$ m/s;

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3.00m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine.

D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine.</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessori non superiori a 20 m, posti su substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s).</i>
Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiore a 100 m/s (ovvero $1 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria si sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tab. 1 – Categorie Suolo di fondazione (D.M. 14 gennaio 2008)

Prospezione sismica	V_{s30} (m/s)	Categoria Suolo di Fondazione (D.M. 14 gennaio 2008)
MASW	360-800	B

Tab. 2 – Categorie Suolo di fondazione ottenuta dalla prospezione sismica MASW effettuata.

Giugno 2014

DOTT. GEOLOGO DIEGO ALBINI

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-200 (S.H)

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-200 (S.H)

PESO MASSA BATTENTE	M = 63.50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0.63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50.50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20.00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1.00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 8.00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0.80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11.91 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1.521$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

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

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 1

- indagine : Indagine penetrometrica DPSH
- cantiere : Cava Colle dei Mori
- località : Loc. Vaccara - Gualdo Tadino
- note :

- data : 24/06/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : 6.40 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.20	57	597.5	----	1	4.00 - 4.20	14	101.6	----	5
0.20 - 0.40	43	450.7	----	1	4.20 - 4.40	14	101.6	----	5
0.40 - 0.60	19	199.2	----	1	4.40 - 4.60	15	108.9	----	5
0.60 - 0.80	12	125.8	----	1	4.60 - 4.80	13	94.4	----	5
0.80 - 1.00	12	113.2	----	2	4.80 - 5.00	10	67.4	----	6
1.00 - 1.20	11	103.8	----	2	5.00 - 5.20	9	60.7	----	6
1.20 - 1.40	13	122.7	----	2	5.20 - 5.40	11	74.2	----	6
1.40 - 1.60	13	122.7	----	2	5.40 - 5.60	12	80.9	----	6
1.60 - 1.80	14	132.1	----	2	5.60 - 5.80	13	87.7	----	6
1.80 - 2.00	12	102.9	----	3	5.80 - 6.00	14	88.1	----	7
2.00 - 2.20	10	85.8	----	3	6.00 - 6.20	12	75.5	----	7
2.20 - 2.40	10	85.8	----	3	6.20 - 6.40	7	44.1	----	7
2.40 - 2.60	10	85.8	----	3	6.40 - 6.60	5	31.5	----	7
2.60 - 2.80	12	102.9	----	3	6.60 - 6.80	5	31.5	----	7
2.80 - 3.00	13	102.2	----	4	6.80 - 7.00	11	64.9	----	8
3.00 - 3.20	13	102.2	----	4	7.00 - 7.20	9	53.1	----	8
3.20 - 3.40	14	110.1	----	4	7.20 - 7.40	14	82.6	----	8
3.40 - 3.60	14	110.1	----	4	7.40 - 7.60	22	129.8	----	8
3.60 - 3.80	13	102.2	----	4	7.60 - 7.80	60	354.0	----	8
3.80 - 4.00	12	87.1	----	5					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.00 cm²** - D(diam. punta)= **50.50 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

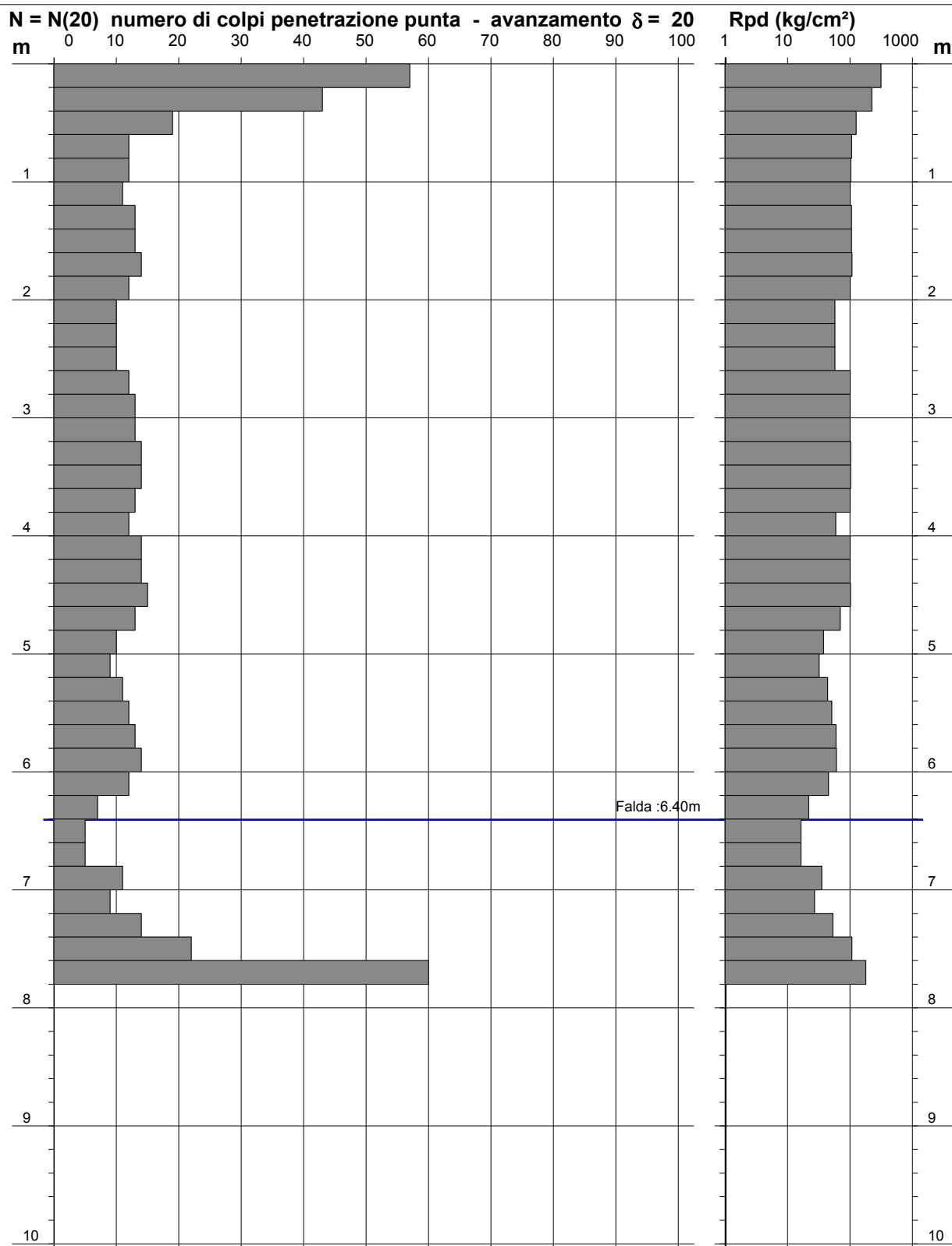
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : Indagine penetrometrica DPSH
 - cantiere : Cava Colle dei Mori
 - località : Loc. Vaccara - Gualdo Tadino

- data : 24/06/2014
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : 6.40 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.00 cm²** - D(diam. punta)= **50.50 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 1

- indagine : Indagine penetrometrica DPSH
- cantiere : Cava Colle dei Mori
- località : Loc. Vaccara - Gualdo Tadino
- note :

- data : 24/06/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : 6.40 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	½(M+min)	s	M-s				M+s
1	0.00	0.40	N Rpd	50.0 524.1	43 451	57 598	46.5 487.4	---- ----	---- ----	---- ----	50 524	1.52	76
2	0.40	7.60	N Rpd	12.1 93.8	5 32	22 199	8.6 62.6	3.2 31.2	9.0 62.5	15.3 125.0	12 93	1.52	18
3	7.60	7.80	N Rpd	60.0 354.0	60 354	60 354	60.0 354.0	---- ----	---- ----	---- ----	60 354	1.52	91

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.52$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	0.40		76	----	----	----	----	----	----	----	----	----
2	0.40	7.60		18	47.0	32.4	330	1.98	1.57	----	----	----	----
3	7.60	7.80		91	100.0	45.0	893	2.24	1.99	5.69	2.88	-04	-0.096

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato

W% = contenuto d'acqua

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine : Indagine penterometrica DPSH
- cantiere : Cava Colle dei Mori
- località : Loc. Vaccara - Guardo Tadino
- note :

- data : 24/06/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : 4.50 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.20	38	398.3	----	1	4.00 - 4.20	16	116.2	----	5
0.20 - 0.40	24	251.6	----	1	4.20 - 4.40	24	174.3	----	5
0.40 - 0.60	13	136.3	----	1	4.40 - 4.60	17	123.4	----	5
0.60 - 0.80	6	62.9	----	1	4.60 - 4.80	21	152.5	----	5
0.80 - 1.00	4	37.7	----	2	4.80 - 5.00	17	114.6	----	6
1.00 - 1.20	2	18.9	----	2	5.00 - 5.20	19	128.1	----	6
1.20 - 1.40	3	28.3	----	2	5.20 - 5.40	13	87.7	----	6
1.40 - 1.60	4	37.7	----	2	5.40 - 5.60	21	141.6	----	6
1.60 - 1.80	3	28.3	----	2	5.60 - 5.80	18	121.4	----	6
1.80 - 2.00	3	25.7	----	3	5.80 - 6.00	9	56.6	----	7
2.00 - 2.20	10	85.8	----	3	6.00 - 6.20	9	56.6	----	7
2.20 - 2.40	11	94.4	----	3	6.20 - 6.40	9	56.6	----	7
2.40 - 2.60	14	120.1	----	3	6.40 - 6.60	10	62.9	----	7
2.60 - 2.80	12	102.9	----	3	6.60 - 6.80	11	69.2	----	7
2.80 - 3.00	11	86.5	----	4	6.80 - 7.00	14	82.6	----	8
3.00 - 3.20	12	94.4	----	4	7.00 - 7.20	18	106.2	----	8
3.20 - 3.40	10	78.6	----	4	7.20 - 7.40	16	94.4	----	8
3.40 - 3.60	12	94.4	----	4	7.40 - 7.60	13	76.7	----	8
3.60 - 3.80	11	86.5	----	4	7.60 - 7.80	47	277.3	----	8
3.80 - 4.00	11	79.9	----	5	7.80 - 8.00	60	333.2	----	9

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.00 cm²** - D(diam. punta)= **50.50 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

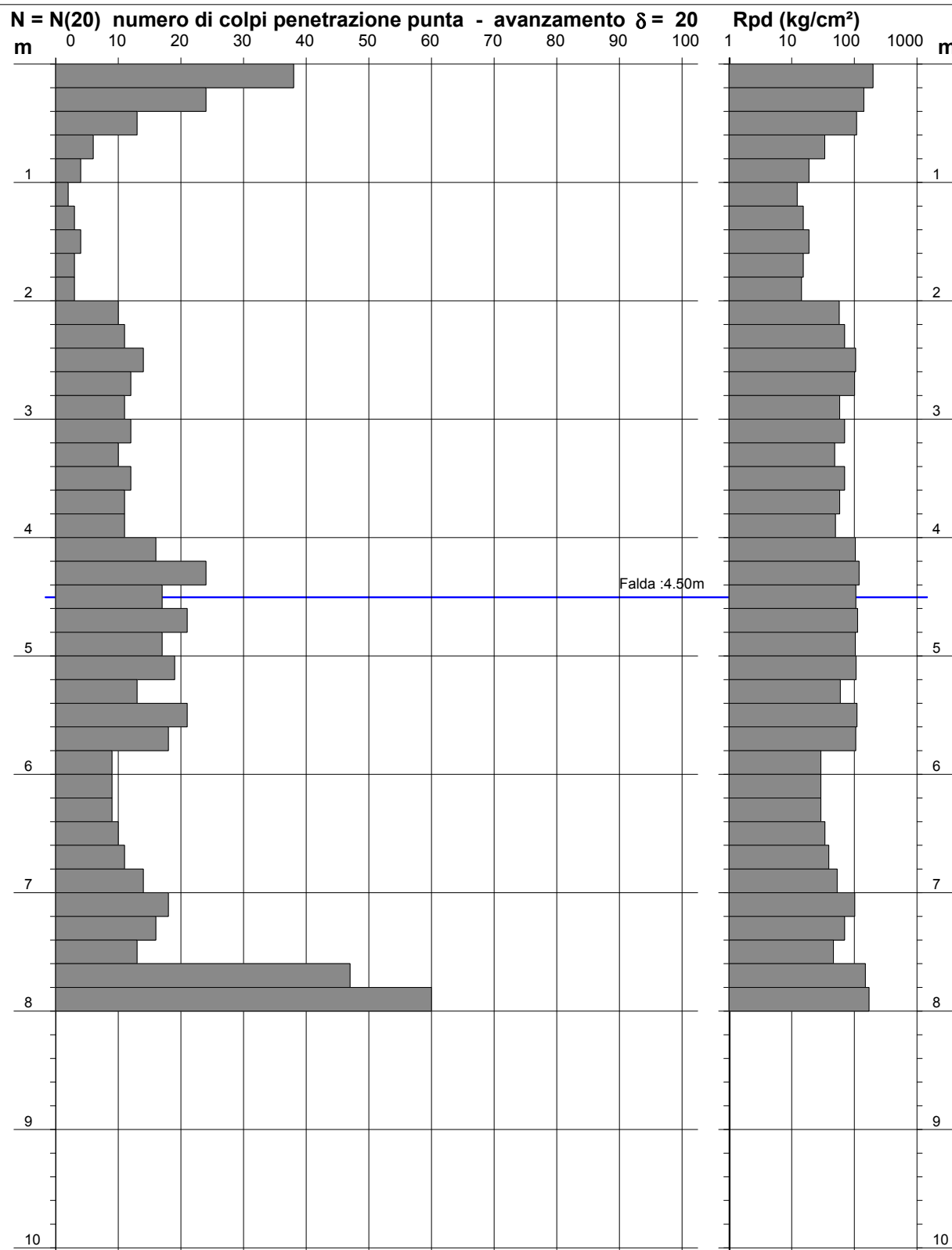
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : Indagine penterometrica DPSH
- cantiere : Cava Colle dei Mori
- località : Loc. Vaccara - Guardo Tadino

- data : 24/06/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : 4.50 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-200 (S.H)**

- M (massa battente)= **63.50 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.00 cm²** - D(diam. punta)= **50.50 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 2

- indagine : Indagine penetrometrica DPSH
- cantiere : Cava Colle dei Mori
- località : Loc. Vaccara - Guardo Tadino
- note :

- data : 24/06/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : 4.50 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0.00 0.60	N	25.0	13	38	19.0	----	----	----	25	1.52	38
		Rpd	262.0	136	398	199.2	----	----	----	262		
2	0.60 2.20	N	4.4	2	10	3.2	2.6	1.8	6.9	4	1.52	6
		Rpd	40.7	19	86	29.8	22.5	18.2	63.2	37		
3	2.20 7.60	N	14.0	9	24	11.5	4.1	9.9	18.2	14	1.52	21
		Rpd	98.5	57	174	77.6	29.7	68.8	128.2	99		
4	7.60 8.00	N	53.5	47	60	50.3	----	----	----	54	1.52	82
		Rpd	305.3	277	333	291.3	----	----	----	308		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.52$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.60		38	----	----	----	----	----	----	----	----	----
2	0.60 2.20		6	21.7	28.4	238	1.89	1.43	----	----	----	----
3	2.20 7.60		21	51.5	33.3	353	2.00	1.60	----	----	----	----
4	7.60 8.00		82	97.0	44.6	824	2.22	1.96	5.13	2.77	-02	-0.040

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato

W% = contenuto d'acqua

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

**DOCUMENTAZIONE
FOTOGRAFICA**

INDAGINE PENETROMETRICA DPSH N.1



INDAGINE PENETROMETRICA DPSH N.2



INDAGINE SISMICA MASW n.1



INDAGINE SISMICA MASW n.2

