

COMUNE DI LATINA

Servizio Lavori Pubblici, Manutenzioni
Ufficio Finanza di Progetto

PROGETTO

COMPLETAMENTO DI VIA LE CORBUSIER "COLLO D'OCA"

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO

RELAZIONE GEOLOGICA



IL R.U.P.

Dott. ing. Paolo ROSSI

DATA

SCALA

TAV.

B

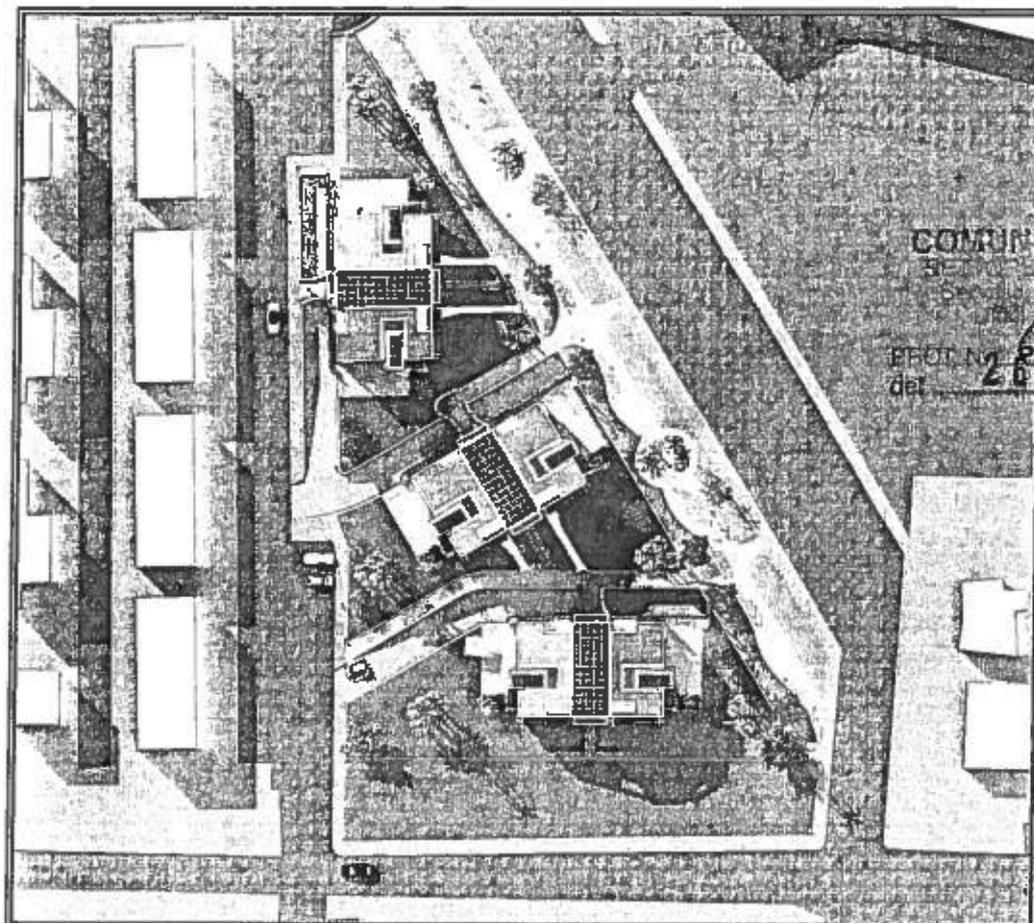


AI FINI DELLA PREDISPOSIZIONE DEGLI ELABORATI PROGETTUALI
SI DÀ ATTO CHE LA PRESENTE RELAZIONE GEOLOGICA, ACQUISITA AGLI ATTI
COMUNALI IL 28/06/2012 CON PROT. N. 69996, VIENE CONSIDERATA IDONEA IN
RELAZIONE A QUANTO STABILITO ALL'ART. 26 DEL DPR 05/10/10 N. 207 E PERTANTO
FACENTE PARTE DEGLI ELABORATI TECNICI DEL PROGETTO DEFINITIVO DELLE
OPERE DI COMPLETAMENTO DI VIALE LE CORBUSIER (*Collo d'oca*)





COMUNE DI LATINA PROVINCIA DI LATINA



COMUN

PROT. N. 69996
del 26/07/2012

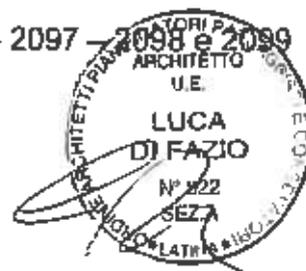
RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

relativa al progetto di intervento costruttivo per la realizzazione di edifici per civile
abitazione in Via Germania, Comune di Latina (LT).

Riferimenti catastali: foglio catastale n. 168 - particelle 2096 - 2097 - 2098 e 2099

Committente: EDILCOOP SUDPONTINO Soc. Coop.

Latina, Maggio/2011



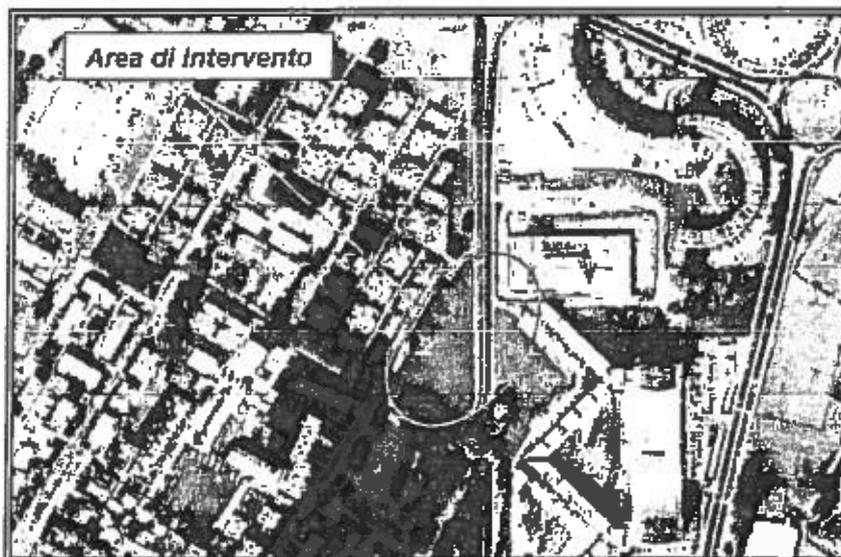
Il Geologo
Stefano Panigutti

INDICE

Premessa	pag. 2
Inquadramento geologico regionale	pag. 4
<hr/>	
Geologia di dettaglio	pag. 7
Inquadramento geomorfologico	pag. 9
Inquadramento idrogeologico	pag. 11
Analisi sismica	pag. 13
Analisi sismica passiva	pag. 21
Prove penetrometriche dinamiche	pag. 25
Capacità Portante e cedimenti	pag. 29
Conclusioni	pag. 36
Allegati Cartografici	pag. 38

PREMESSA

La Edil Coop Sud Pontino, ha affidato al sottoscritto dott. Geol. Stefano Panigutti, iscritto all'ordine dei geologi della Regione Lazio con numero d'ordine 1670, l'incarico di redigere l'indagine geologico-tecnica relativa al progetto di intervento costruttivo per la realizzazione di edifici per civile abitazione in Via Germania, Comune di Latina (LT).



Scopo del presente lavoro è la definizione geomeccanica del terreno di fondazione su cui poter impostare l'immobile in oggetto. L'area d'indagine ricade nel foglio catastale 168 particelle 2096 - 2097 - 2098 - 2099, nella sezione 400110 della C.T.R. scala 1:10.000 della Regione Lazio, e nel foglio n. 158 "Latina" della Carta

Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

La corografia generale della zona indagata è riportata nello stralcio in allegato. Analogamente la mappatura catastale e uno stralcio con l'indicazione dei vincoli presenti nelle aree adiacenti il lotto che accoglie l'immobile, sono riportati in allegato.

Il presente lavoro ha lo scopo di:

- Determinare le litologie presenti ed i loro rapporti stratigrafici;
- Fornire ai progettisti le indicazioni di carattere geologico-geotecnico necessarie per effettuare le verifiche atte a garantire la stabilità e la funzionalità del manufatto;
- Verificare la presenza di eventuali situazioni di dissesto idro-geomorfologico nell'area in esame;

A tale scopo il sottoscritto ha svolto le seguenti indagini:

- ✓ esame della cartografia ufficiale disponibile (topografica, geologica, idrogeologica e geomorfologica);
- ✓ dettagliato rilevamento geologico e geo-morfologico di superficie del sito in esame e delle aree adiacenti significative;
- ✓ ricerca d'informazioni reperibili in letteratura attinenti alle caratteristiche di sismicità dell'area;
- ✓ analisi dei dati esistenti in relazione alle qualità geotecniche delle unità litologiche individuate;

- ✓ esecuzione di n° 3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti in continuo, realizzate in corrispondenza dell'ingombro dell'edificio in oggetto e nelle aree limitrofe significative, concordi con gli standard internazionali.
- ✓ esecuzione di n° 3 analisi di Stratigrafia Sismica Passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), registrate con il tomografo digitale TROMINO, strumentazione progettata specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico.

Si consideri che non si rilevano aree sottoposte a vincolo idrogeologico secondo il RD 3267/1923 e RD 1126/1926. Si precisa in oltre che la presente relazione è stata realizzata secondo le Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.



Stralcio della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000. In rosso la zona di intervento.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

La Piana Pontina rappresenta la porzione più meridionale di una vasta area subsidente che si sviluppò fra i primi rilievi della catena appenninica e l'attuale linea di costa, a partire dal Pliocene inferiore. Tale area, dalla Toscana al Fiume

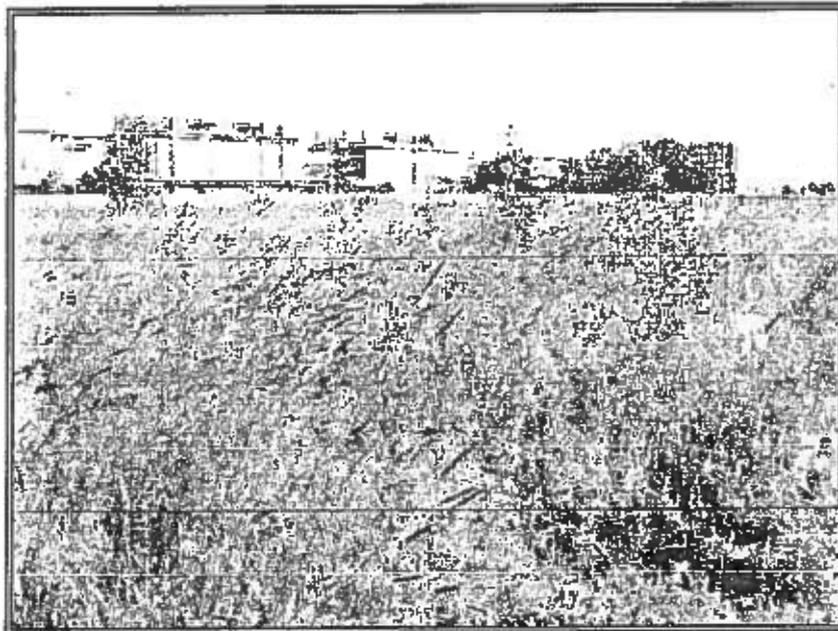


Immagine dell'area in oggetto.

Astura, continuava più a sud con l'attuale Pianura Pontina s.s., dove lo sprofondamento sembra essere più recente e ascrivibile al Pliocene superiore.

Nell'area la depressione s'instaura fra i rilievi appenninici emersi dei Volsci e l'attuale margine tirrenico, dove il substrato meso-cenozoico si presenta in facies umbro-sabina. La depressione fu colmata da sedimenti

Plio-Pleistocenici che, coinvolti durante e dopo la loro deposizione in fasi tettoniche distensive, ricalcano in parte l'assetto del substrato carbonatico sepolto.

La natura del sottosuolo può essere ricostruita utilizzando numerosi dati di tipo geofisico e numerose perforazioni. Sondaggi recenti hanno messo in luce, inoltre, al di sotto dei depositi superficiali, dei sedimenti argillosi del Pliocene che passano a calcareniti verso i rilievi montuosi calcarei e ad argille del Pleistocene inferiore con "ospiti nordici" verso le aree più interne. Più recenti sono i depositi litorali che fanno da passaggio ad una facies salmastra.

In generale, si riconoscono delle piroclastiti spesso rimaneggiate, intercalate da livelli di pomici, proietti vulcanici agglomerati ed intercalazioni di materiale a granulometria sottile limosa, finemente straterellate.

Questa unità è caratterizzata da una permeabilità per porosità mediamente buona o elevata. Può essere considerata una buona roccia serbatoio tale da contenere falde acquifere estese.

Nel settore nord orientale del capoluogo pontino affiorano depositi di natura travertinosa di spessore pari a circa 0.40-0.50 m. Tali depositi rappresentano la prosecuzione verso il settore più meridionale dei travertini di Cisterna di Latina. La genesi di tali sedimenti è legata alla natura e alle modalità della circolazione dei flussi idrici nel substrato carbonatico della Pianura Pontina. Le acque del circuito carsico si mischiano con quelle del circuito idrotermale profondo, ricche di solfuri e sovrassature di carbonato di calcio, si infiltrano nei depositi quaternari più recenti, depositando il loro contenuto in carbonato e originando i depositi in questione. Tali sedimenti tuttavia non interessano l'area investigata nel presente lavoro.

Dalla località di Ninfa, ed in pratica fino alla città di Latina, il Canale delle Acque Medie si sviluppa all'interno di un complesso di sedimenti alluvionali continentali olocenici, di ambiente fluvio-palustre ed eluviale.

Sono rappresentate da alluvioni di fondovalle attribuibili al quaternario recente. Ricoprono, in pratica, l'intera depressione venutasi a creare a seguito della formazione della duna costiera. Quest'ultima, infatti, modificando l'aspetto morfologico, ha provocato la costituzione di una facies chiusa di tipo lacustre – palustre. I sedimenti di laguna s.s., invece, tipici degli ambienti a bassa energia, si estendono attorno ai bacini costieri odierni e, soprattutto, nel tratto più interno della pianura.

Nel complesso alluvionale, per quanto riguarda la litologia, si trova in pratica rappresentata tutta la gamma dei termini terrigeni che va dalle sabbie grossolane, alle sabbie fini, ai limi ed alle argille, con frequenti commistioni dei vari termini.

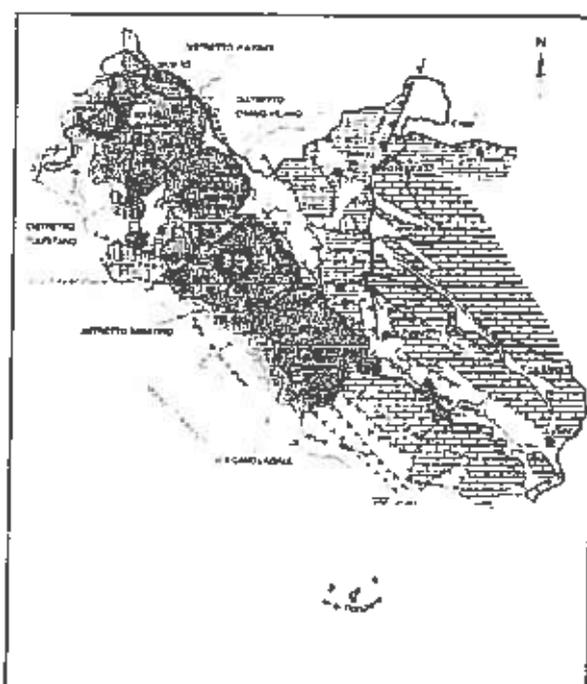
Con il persistere dell'ambiente di sedimentazione chiuso, si sono venuti a creare i presupposti per un arricchimento in materiale organico di numerosi orizzonti del pacco alluvionale lacustre palustre.

La zona interessata dai terreni alluvionali risulta altamente erodibile ed è caratterizzata da una morfologia pianeggiante per lunghi tratti con pendenze pressoché nulle.

La variabilità in termini granulometrici che caratterizza la formazione alluvionale, si traduce naturalmente in grande variabilità delle caratteristiche di permeabilità della stessa. Da una permeabilità, per porosità, media alta dei depositi a prevalente componente limosa – sabbiosa, si passa ad una permeabilità pressoché nulla quando nel deposito alluvionale prevalgono i termini con elevata percentuale di frazione argillosa. In relazione a quanto sopra,

essendo presenti nell'agro pontino tutti i termini sedimentologici passanti dalle sabbie grossolane a quelle fini, ai limi ed alle argille anche torbose, appare evidente la forte differenziazione che si riscontra, in senso planimetrico e verticale dei valori di permeabilità del complesso alluvionale. Dal punto di vista idrologico, siamo in presenza di piccole falde sospese multistrato, ospitate nei livelli granulari, che vengono a costituire lenti ed orizzonti di spessore e sviluppo planimetrico variabile. Data la modalità di formazione del materasso alluvionale le falde in questione, seppur talora molto estese, risultano in genere poco alimentate.

Buona parte del Comune di Latina è interessato da una serie di terrazzi marini, associati a sedimenti sabbiosi di origine eolica di età quaternaria, definiti, dal più antico al più recente, come complesso Latina, Minturno, Borgo Hermada e Terracina, attribuibili ad una formazione sedimentaria del complesso dunare antico, a quel complesso cioè di cordoni dunari venutisi a creare a seguito dei



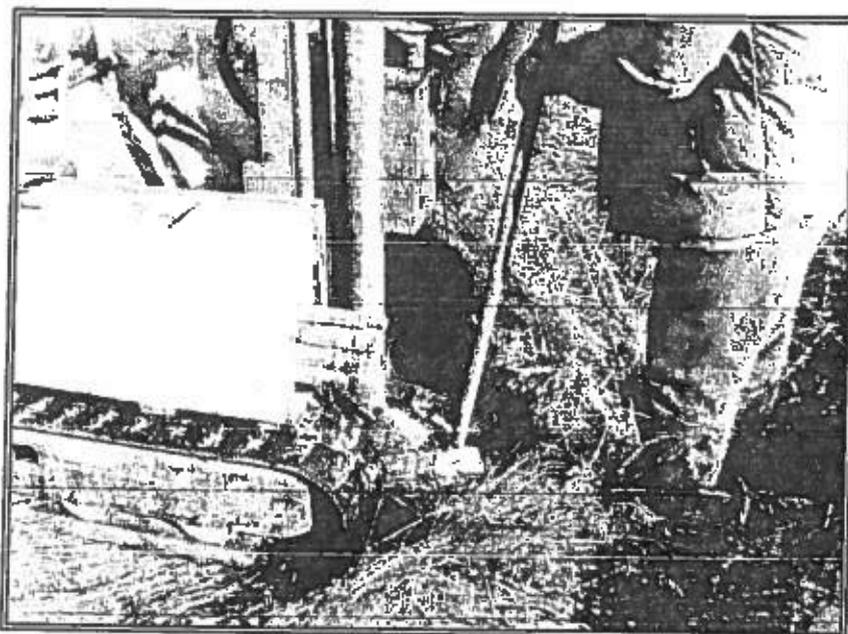
Schema geo-tettonico della Regione Lazio (da Guide Geologiche regionali, Autori vari 1993).

processi dinamici costieri si tratta di una formazione sabbiosa, con livelli fortemente arrossati argilloso-sabbiosi, ricca in minerali vulcanici, nota come formazione della "Duna Rossa" o "Duna Antica". La sua età è correlabile con il post-Tirreniano e occupa in affioramento una fascia molto ampia, parallela alla linea di costa e legata a cicli diversi, il più recente dei quali è di età "intraurumiana".

GEOLOGIA DI DETTAGLIO

Dal punto di vista geologico, l'area va inserita nel contesto della zone pianeggianti della Pianura Pontina (Graben pontino, vedi cartografia tematica allegata).

Il rilevamento geologico di superficie eseguito nel presente studio, i sondaggi geognostici eseguiti dallo scrivente in aree adiacenti a quella in oggetto, ma soprattutto le prove penetrometriche dinamiche superpesanti eseguite nella



Esecuzione della prova penetrometrica n°1.

presente indagine, le analisi del microtremore sismico tramite stratigrafia sismica passiva HVSR, ed inoltre, l'analisi bibliografica (note illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 fogli "Latina" e "Frosinone"), nonché, l'esame della recente letteratura specialistica, come l'indagine geologica eseguita in occasione della proposta di

P.R.G. del Comune di Latina (Bono, Bovina, Dario, Nardi & Nicotra, 2000), consentono di riconoscere un assetto geologico del territorio caratterizzato da diverse unità litologiche:

L'area studiata in occasione del presente lavoro viene a ricadere all'interno del complesso denominato "Latina". E' costituito dagli strati più antichi presenti che formano, una sorta di plateau centrale che separa la area ribassata della pianura compresa tra il fiume Sisto e i rilievi calcarei dalla zona che scende verso il mare Tirreno. Le quote di affioramento del complesso sono comprese tra 18 e 25 m s.l.m. Si tratta di un insieme di sabbie augitiche, a grana fine, con giacitura più o meno orizzontale intercalati da rari livelli e lenti argillose. Tutti i sondaggi eseguiti sia nella zona hanno mostrato un alto grado di omogeneità nella sequenza sedimentaria. In generale al vertice della serie è presente un livello di argilla sabbiosa grigiastra, passante a luogo a sabbia argillosa sempre grigiastra, che evidenzia uno spessore variabile tra 0,80 e 1,80 m. Di è quasi sempre presente un livello di sabbie augitiche, ricchissimo di nuclei ferroso-manganesiferi di colore scuro, che presenta una forte consistenza rilevabile al punzonamento con il penetrometro pocket. Tali depositi, come quelli stratigraficamente più in basso, hanno una chiara origine eolica e appartengono alla già citata Formazione della "Duna Antica".

Seguono in generale sabbie argillose grigio chiare compatte poi, a circa 4 m. dal piano campagna sabbia marrone-giallastra, molto consistente che prosegue con una sabbia rossiccio-giallastra quasi cementata, che rappresenta la parte più addensata della citata "Duna Antica". Dopo i 7 m. si incontra una sabbia limoso-argillosa di chiara origine marina fino a circa 11 m. di profondità. A circa 19 - 20 m. di profondità si incontrano piroclastiti marrone scuro, spesso alterate, con sparsi cristalli di leucite. A luogo all'interno delle piroclastiti si incontrano livelli di tufi litoidi.

L'analisi dei dati presenti in letteratura, il rilevamento di campagna, ma soprattutto le prove penetrometriche dinamiche, hanno evidenziato, di fronte ad una sostanziale variabilità laterale abbastanza caratteristica per depositi di tale origine, la seguente successione stratigrafica che può essere sintetizzata, partendo dall'alto verso il basso, in questo modo:

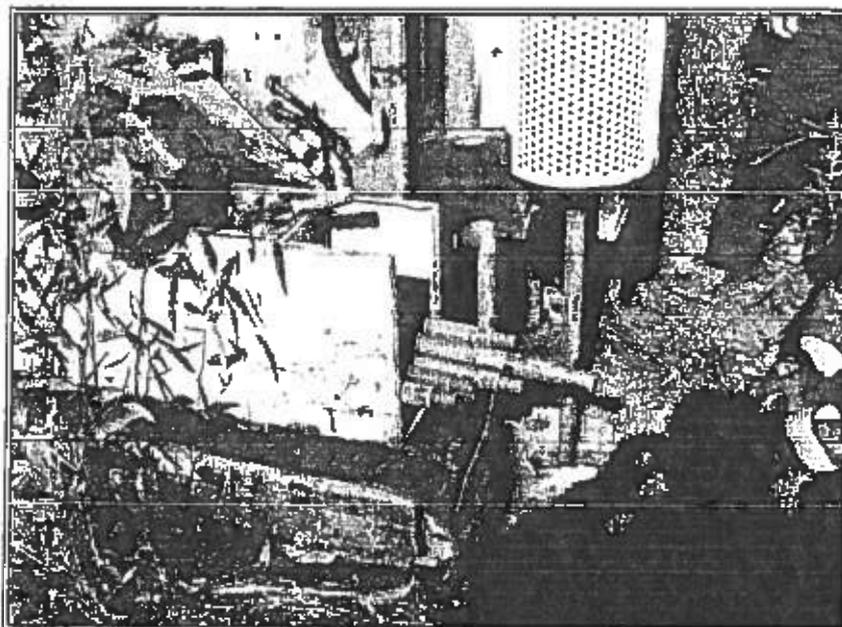
- 0,00 – 1,20 m – Terreni di riporto e vegetali;
- 1,20 – 2,80 m – Limi argillosi.
- 2,80 – 4,80 m – Sabbie eoliche rossastre ossidate e moderatamente addensate della "Duna Rossa Antica".
- 4,80 – 7,00 m – Sabbie eoliche rossastre ossidate e addensate della "Duna Rossa Antica".



Stralcio della Carta Geologica d'Italia Foglio 158 "Latina".

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'analisi geomorfologica elaborata nel presente studio si è articolata attraverso l'analisi di elementi geomorfologici in senso stretto ma anche idraulici, antropici e vegetazionali, ovvero, attraverso tutto quanto contribuisce alla



Esecuzione della prova penetrometrica n°2.

formazione del "paesaggio". Dal punto di vista metodologico l'analisi ed il rilevamento degli elementi territoriali sono stati condotti attraverso le tecniche classiche degli studi geomorfologici applicati (ricerca ed analisi critica della cartografia tematica pubblicata, rilievi di campo, studio delle foto aeree, verifiche finali di campo).

L'aspetto geomorfologico del Comune di Latina

risulta sostanzialmente pianeggiante con quote, in prevalenza, variabili tra 0 m e 40.0 m s.l.m.

Ad W del fiume Sisto affiora il complesso indicato in passato come Duna Antica (complesso Latina) che, con andamento sub parallelo alla linea di costa, raggiunge culminazioni intorno a 25 m s.l.m. Verso la costa, nell'area compresa tra gli attuali tumuleti e i sedimenti litorali successivi, è presente la zona più depressa di tutta la pianura con quote anche al di sotto dell'attuale livello del mare.

L'indagine ed il rilievo della situazione geomorfologica è stata condotta innanzitutto attraverso un attento studio e un'accurata ricerca bibliografica, mirata, inizialmente all'analisi dei dati pubblicati, come cartografia tematica e foto aeree e successivamente verifiche conclusive di campagna.

Nel caso del Comune di Latina che è sviluppato su un territorio pressoché pianeggiante, il valore dell'acclività è sempre prossimo allo zero.

Nel caso specifico l'area presenta una altimetria caratterizzata da quote variabili fra i 24 e i 24,5 m s.l.m. Non si segnala la presenza di corsi d'acqua e/o fossi o canali di bonifica significativi nelle immediate vicinanze.

Il terreno presenta una tessitura franco - sabbiosa ed ha una significativa presenza di sabbia; è sciolto con alta permeabilità e capacità di ritenzione idrica molto bassa. Ha reazione mediamente alcalina ed è talvolta appena calcareo. Il livello di salinità è normale. Bassa la frazione organica e l'attività microbica. Il livello dell'azoto è basso, quello del fosforo medio e, dunque, eventuali apporti dovranno tenere conto dei fabbisogni e degli asporti, per non aggravare il livello

d'inquinanti Il potassio è presente in quantità molto alta ed ulteriori distribuzioni dell'elemento sono sconsigliate perché apporterebbero un aggravio in sostanze minerali. In conclusione, il terreno si mostra lavorabile senza difetti limitanti; basterà attuarvi le normali pratiche colturali atte al mantenimento ed al miglioramento della dotazione organica.

Dal rilevamento di campagna si è potuto evincere inoltre che la situazione generale della zona, non presenta particolari criticità. L'analisi della cartografia disponibile, non ha evidenziato la presenza di alcun vincolo che interessi il lotto in esame.

Il lotto in oggetto, pertanto, cadendo in coincidenza di una fascia altimetrica più elevata rispetto alle zone adiacenti, facilita il deflusso delle acque selvagge meteoriche che infatti avviene con naturale fluidità.

La zona interessata dallo studio mostra una buona stabilità d'insieme, non sono stati infatti osservati dissesti d'alcun genere, né forme d'erosione particolari, né situazioni di rischio elevato.

Si consiglia, tuttavia, di mantenere sempre in piena efficienza e sotto stretta osservanza i sistemi di raccolta e canalizzazione delle acque in tutto il lotto in esame, prediligendo tutte quelle opere che possano impedire la creazione di spiacevoli situazioni di rischio.

Cenni di climatologia

Il clima è formato dall'insieme dei fenomeni che compaiono più di frequente e più costantemente nel normale susseguirsi delle stagioni e che pertanto condizionano in modo forte l'evoluzione dell'ambiente fisico e morfologico.

Il territorio del Comune di Latina, geograficamente compreso all'interno dell'Agro Pontino, è stato compreso nell'Unità Fitoclimatica n° 12. In essa si manifestano le seguenti caratterizzazioni:

- ✓ Precipitazioni comprese tra 842 e 996 mm per anno
- ✓ Apporti estivi compresi tra 64 e 89 mm.
- ✓ Temperatura media piuttosto elevata (15,53)
- ✓ Aridità estiva da maggio ad agosto
- ✓ Freddo non intenso (T. min. 9,75) da novembre ad aprile
- ✓ Temperatura media delle minime (mese più freddo) compresa tra 3,6 e 5,5 °C

Blasi ha elaborato una classificazione climatica nel modo seguente:

- x Termotipo mesomediterraneo inferiore;
- x Ombrotipo subumido superiore;
- x Regione xeroterica (sottoregione mesomediterranea).

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'Unità idrogeologica della Piana Pontina è ben definita da tutti i lati (dal mare e dai Monti Lepini-Ausoni) meno che da quello nord-occidentale, dove il limite, puramente convenzionale, è fatto di norma coincidere con il Canale delle Acque Alte.

Quest'ultimo, nella sua parte nord-orientale, si comporta da limite di alimentazione (salvo nella sua parte terminale), perché la Piana Pontina è alimentata dagli adiacenti Colli Albani (circa 25 milioni di m³ ogni anno).



Stralcio della carta idrogeologica da Boni et alii, 1980.

Nella Pianura Pontina si può distinguere un'ampia fascia costiera costituita da depositi sabbiosi di duna, i quali hanno una circolazione idrica che può essere considerata autonoma. La falda delle dune, infatti, galleggia sull'acqua marina ed è drenata in parte dai laghi e dal mare, ed in parte dal Fiume Sisto, che delimita a sud-ovest la depressione Pontina.

Il reticolo fluviale della fascia interna, coincidente con la depressione Pontina, è costituita in affioramento da depositi fluvio-palustri (argille, limi e sabbie) aventi permeabilità variabile, ma

complessivamente scarsa.

Essa, oltre che dai Colli Albani, è alimentata lateralmente anche dai massicci carbonatici dei Lepini e degli Ausoni (circa 5 milioni di m³ l'anno).

Per quanto riguarda l'idrografia superficiale della piana è opportuno sottolineare come il fitto reticolo di canali è alimentato per buona parte dell'anno dalle acque sorgive che scaturiscono al piede dei Lepini e degli Ausoni delle quali hanno le stesse caratteristiche chimiche.

Nel settore centrale della Pianura Pontina invece i terreni quaternari più epidermici sono stati attraversati da numerosi pozzi. Si tratta di depositi eterogenei: tufi vulcanici, sabbie della duna, sabbie ed argille marine, depositi lagunari e lacustri, sedimenti alluvionali e detritici.

Le falde idriche contenute in questi tipi di terreni hanno caratteristiche molto variabili che rispecchiano l'eterogeneità dei litotipi: negli orizzonti più permeabili si trovano acquiferi considerevoli, direttamente alimentati per infiltrazione verticale dalle aree di affioramento. Tali acquiferi, soprattutto lungo il margine del rilievo lepino, hanno ricevuto e ricevono apporti di acque calde mineralizzate risalenti lungo le fratture del basamento. A giudicare, infatti, dall'estensione dei depositi travertinosi nei sedimenti quaternari, si ritiene che l'apporto di acque calde di provenienza profonda, sia stato e resti ancora un fenomeno molto diffuso in un vasto settore della Pianura Pontina.

L'assetto idrogeologico dell'area di indagine è stato definito sulla base di dati bibliografici (Progetto Speciale n. 29 della Cassa per il Mezzogiorno; P.R.G.C. del Comune di Latina, 2000).

Nelle rappresentazioni utilizzate non sono state distinte le differenti circolazioni riferendo i livelli piezometrici ad un unico serbatoio. Infatti proprio la complessità dell'assetto idrogeologico della Pianura Pontina (nella quale il territorio comunale di Latina ricade interamente), sommariamente riferibile ad un acquifero multifalda, caratterizzato da notevoli eteropie laterali, non ha consentito, se non localmente, la distinzione di una circolazione superficiale da circolazioni più profonde.

Da dati di letteratura (P.R.G.C. del Comune di Latina, 2000) risulta la tendenza all'innalzamento dei livelli piezometrici che sembra essere riscontrabile nell'areale del centro urbano di Latina.

La Carta Idrogeologica e la Carta dei Sistemi Idrogeologici della Regione Lazio evidenziano che il territorio del Comune di Latina è interessato dal complesso idrogeologico sabbioso-argilloso della Pianura Pontina.

Esso è un sistema costituito da permeabilità da media ad alta per porosità; litologicamente è formato da arenarie e sabbie quarzoso-calcaree, calcareniti e calcari sabbioso-conchigliari, variamente cementati; ed inoltre: conglomerati e breccie di pendio a cementazione variabile, conoidi attuali e sub-attuali, ghiaie ciottoli e sabbie sciolte, travertini e tufiti graduate. Lo spessore del complesso è molto variabile: minimo nella fascia pedemontana, massimo nelle piane costiere, dove risulta strettamente connesso all'evoluzione del litorale.

La presenza di un acquifero multifalda, caratterizzato da notevoli eteropie laterali, non consente allo scrivente di discernere le circolazioni più superficiali da quelle relativamente più profonde.

Nonostante ciò è possibile sostenere come si riscontra, in base ad esperienze personali e ricerche dirette sul campo, che è presente un buon legame fra l'andamento morfologico superficiale e i livelli piezometrici.

Il livello piezometrico più superficiale, come rilevato dalle indagini condotte nel sottosuolo, in aree adiacenti dallo scrivente mediante l'installazione di piezometri, è pari a circa 9,0 metri dal p.c. (livello statico), valore che si mantiene relativamente costante per tutto il tratto interessato dallo studio, e viene a coincidere con una litologia sabbiosa addensata caratteristica colorazione verdastra.

ANALISI SISMICA

Il territorio di Latina non è classificato tra quelli ad elevato rischio sismico (ordinanza n° 2788 del 12/06/1998 della Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile). I motivi di tale attenzione, anche per il territorio del Comune di Latina, risiedono in almeno due ordini di ragioni: nessuna porzione del territorio nazionale può considerarsi esente da risentimento sismico (che è cosa diversa dalla sismogeneticità); infatti, nel caso di Latina quattro dei sette comuni confinanti (Cisterna di Latina, Sermoneta, Sezze e Pontinia) risultano (sulla base dell'ordinanza n. 2788 del 12/06/1998 della Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile) classificati ad elevato rischio sismico, secondo quanto riassunto nella seguente tabella:

COMUNE	Grado di sismicità	Data di classificazione	Indice di rischio	Intensità max osservata (MCS)
Cisterna di Latina	9	01/04/1983	0.0273	7
Sermoneta	9	01/04/1983	0.0561	7
Sezze	9	01/04/1983	0.0403	7
Pontinia	9	01/04/1983	0.0183	7

Il territorio comunale di Latina, inoltre, è ubicato ai margini meridionali del sistema vulcanico dei Colli Albani, del quale si è parlato nei capitoli precedenti, e che risulta caratterizzato da una intensa attività sismica, residuo di una imponente attività vulcanica estintasi - in effetti - solo da breve tempo (dal punto di vista della scala dei tempi geologici). Il risentimento sismico di una determinata area è correlabile a diversi tipi di attività sismica, che possono essere raggruppati come di seguito esposto:

Attività sismica locale: non è possibile parlare di attività sismica locale, per il territorio del Comune di Latina, intendendo con questo il verificarsi di terremoti con epicentro all'interno dei limiti comunali o molto vicino agli stessi.

Attività sismica dovuta alle aree sismogenetiche prossime: all'interno di questa categoria vengono raggruppati i terremoti generatisi con gli stessi meccanismi dei precedenti ma registrati (come epicentri) in altre aree ed altri comuni rispetto a quello oggetto dello studio. Nel caso del Comune di Latina, le aree sismogenetiche più prossime possono essere individuate nell'Apparato vulcanico dei Colli Albani e nella dorsale Appenninica. L'attività sismica delle aree vulcaniche è caratterizzata - generalmente - da una minor profondità degli ipocentri e da una distribuzione temporale degli eventi a "sciame sismico", cioè con una serie di eventi molto vicini nel tempo caratterizzati dall'assenza di una scossa principale. All'interno dei Colli Albani, l'attività è particolarmente intensa nella zona occidentale, laddove si è manifestata l'attività vulcanica più recente (crateri di esplosioni freato-magmatici di Albano, Nemi e Ariccia). I terremoti sono generalmente meno intensi di quelli appenninici, con Magnitudo massime mediamente inferiori a 4. Tuttavia il risentimento è di solito forte a causa della bassa profondità ipocentrale (massimo 5,7 Km) e della intensa antropizzazione dell'area, fortemente urbanizzata da millenni. Tra i terremoti più forti registrati nei Colli Albani, si segnalano quelli del 1806 (Rocca di Papa), del 1892 (Lanuvio), del 1899 (Frascati) e del 1927 (Nemi) tutti risentiti come VIII grado MCS (scala

macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg) all'epicentro. Riferendosi a tempi più recenti vanno ricordati lo sciame sismico del 1981 (durato oltre tre mesi), quello del 1989-1990 (protrattosi per circa un anno durante il quale sono state registrate oltre 3000 scosse) e gli eventi del 1994-1995.

Attività sismica dovuta alle aree sismogenetiche dell'Appennino Centrale: in questo gruppo rientra l'attività sismica che maggiormente affligge la penisola italiana, con terremoti di Magnitudo sino a 7 ed effetti catastrofici. I principali eventi sono tristemente noti (Cassino 1231; Appennino Centrale 1349; Rieti 1898; Sabina 1901; Avezzano 1915; Val Nerina 1978; Irpinia 1980; Val Comino 1984; Gubbio 1984; etc.). Questo tipo di attività sismica è caratterizzata da ipocentri più profondi di quelli del gruppo precedente (fino a 15 Km) e rilascio energetico nettamente superiore. Da una analisi storica dei principali eventi (citati poco sopra) risulta che il risentimento sismico sul sito (cioè all'interno dei limiti del comune di Latina) non supera quello prodotto dalle altre categorie di attività sismica, grazie alla distanza dalle principali aree sismogenetiche appenniniche. Viene di seguito riassunto in una tabella riepilogativa il risultato di una estrazione dal Catalogo dei Terremoti Italiani, curato dall' I.N.G., nel quale sono catalogati e parametrati gli eventi sismici che hanno interessato il territorio nazionale dal 5° secolo Avanti Cristo sino al 1990. L'interrogazione è stata effettuata indicando come località di riferimento Latina (coordinate latitudine Nord 41.5°; longitudine 12.9° Est da Greenwich), ed estraendo terremoti con epicentro entro un raggio di 100 Km dalla località prescelta ed intensità epicentrale > 5.

DATA	I max	I loc	LOCALITA'
-174	10	6.3	SABINA
-76	10	6.3	RIETI
801	7.5	5.4	ROMA
1120	8	5.6	ROCCA D'EVANDRO
1170	8	5.6	CECCANO
1231	8	5.2	CASSINO
1349	10	6.9	AQUILANO
1367	7	5.2	SANT'ELIA FIUMERAPIDO
1654	10	6.1	SORANO-MARSICA
1806	8	5.6	COLLI ALBANI
1829	7	4.7	COLLI ALBANI
1873	7.5	5.4	MONTI DELLA META
1874	8	5.5	MONTI DELLA META
1877	7	5.3	LAZIO MERIDIONALE
1899	7	5.2	COLLI ALBANI
1901	7	5.3	MONTI DELLA META
1904	9	5.6	MARSICA
1904	6	4.8	MARSICA
1915	11	6.9	MARSICA
1927	8	4.9	COLLI ALBANI
1969	7.5	5.1	LAZIO MERIDIONALE
1980	10	5	IRPINIA
1984	8	5	APPENNINO ABRUZZESE
1984	7	4.5	APPENNINO ABRUZZESE

Un discorso a parte può essere fatto per la sismicità dei Colli Albani, la cui attività sismica è estremamente intensa tuttora. La debole profondità degli ipocentri, unitamente alla minor componente energetica, tuttavia, non induce sul territorio pontino risentimenti sismici più intensi di quelli sopra indicati. Viene di seguito riportata una estrazione della sismicità degli Albani, tuttavia, a testimonianza della intensa attività cui sono soggetti.

Massima Intensità Storica: uno degli scopi che ci si propone nella pianificazione territoriale geologica di un territorio sismico, è quello di determinare (o ipotizzare) il massimo risentimento sismico prevedibile sull'area. Il sistema solitamente utilizzato è quello dello studio degli atlanti e dei cataloghi sismici, ponderose documentazioni messe a punto dagli studiosi di settore, nelle quali vengono classificati i terremoti avvenuti nel passato e per molti dei quali, ovviamente, mancano dati strumentali. La massima intensità sismica storica viene, quindi, ottenuta utilizzando: l'involuppo delle curve isosismiche fornite dall'Atlante macrosismico; la distribuzione degli epicentri.

Da quanto emerso risulta che la massima intensità sismica storicamente risentita sul sito, ossia all'interno del territorio comunale di Latina, sia inferiore VII grado della scala M.C.S. Si definisce pericolosità sismica di un'area o di un dato sito "la probabilità di eccedenza di un parametro descrittivo del moto del terreno (intensità, picco di accelerazione, valori spettrali, etc.) in un determinato intervallo di tempo" (Sabetta F., Pacileo A., 1995). Questa probabilità viene valutata stimando il periodo medio di ritorno (T) o la frequenza di eccedenza (1/T) del parametro preso in considerazione. Qualunque sia il metodo utilizzato per



Ground Acceleration (PGA), componente orizzontale (SLEJKO, 1996).

"catalogo sismico locale". Questo - soprattutto nella fase preliminare della pianificazione territoriale - risulta di estrema utilità, per la comprensione della pericolosità sismica di un'area, come sopra definita, e consente di evitare scelte errate o rischiose proprio nella fase decisionale di attribuzione di un determinato uso e destinazione alle varie porzioni del territorio comunale in esame nel caso della redazione di un P.R.G. Nella stesura di un catalogo sismico locale non è necessario definire le sorgenti sismogenetiche, nè caratterizzarle assumendo una relazione di ricorrenza delle intensità e ancor meno una legge di attenuazione, per riportare al sito le intensità epicentrali osservate nelle diverse sorgenti. Queste ultime elaborazioni possono essere messe a punto in fasi successive della pianificazione attuativa, mirandole a interventi di particolare rilevanza o

giungere alla determinazione e di questa "probabilità" risulta fondamentale la messa a punto di un catalogo sismico per l'area in oggetto, ossia di un

vulnerabilità intrinseca. In questa fase, utilizzando un catalogo, la pericolosità si ottiene direttamente dai risentimenti sul sito, opportunamente raggruppati per classi di intensità. Le due tabelle fornite costituiscono, pertanto, un catalogo sismico locale di riferimento per il territorio del Comune di Latina.

Sulla base dei dati storici e delle leggi di attenuazione sinora disponibili (Slejko, 1996), il GNDT ha prodotto delle carte che riportano la PGA (peak ground acceleration, componente orizzontale) per assegnati tempi di ritorno. Nella figura seguente è riportata la carta per un tempo di ritorno di 475 anni, dalla quale risulta per l'area in studio una PGA compresa tra 0,32 e 0,36 g.

Successivamente è riportato l'elenco dei comuni, interessati al tracciato della pista ciclabile, con la classificazione sismica attualmente vigente (colonna A), quella prevista nella proposta di riclassificazione sismica "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale - Ottobre 1998" (colonna B) e quella definita dall'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 (colonna C) in via di adozione da parte della Regione Lazio.

Le tre classificazioni hanno definito in maniera diversa le categorie sismiche utilizzate per la classificazione del territorio comunale. Per facilità di lettura nella tabella di classificazione si è utilizzata la definizione del 2003. Di seguito si riporta una tabella con la corrispondenza tra le varie classificazioni.

Decreti fino al 1984	GdL 1998	Classificazione 2003
S=12	prima categoria	zona 1
S=9	seconda categoria	zona 2
S=6	terza categoria	zona 3
non classificato	NC	zona 4

Sono inoltre riportate la massima intensità registrata e quella attesa per un tempo di ritorno di 475 anni.

COMUNE	Categoria secondo la			differenza tra A e C	Max intensità registrata	Intensità attesa
	classificazione precedente decreti fino al 1984	proposta del GdL del 1998	zona ai sensi dell'Ordinanza n. 3274 del 20/3/2003			
Latina	4	3	3	1	7	7

Il territorio comunale di LATINA era stato dichiarato (D.M. 1/4/83) come non classificato dal punto di vista sismico (ord. N° 2788 del 12/06/1998 della Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile).

I criteri e le norme tecniche, utilizzate dal Gruppo di lavoro che ha redatto la nuova classificazione sismica della Regione Lazio, individuano quattro valori di accelerazione orizzontale di ancoraggio allo spettro di risposta elastico, ecco il motivo perché il numero delle zone sismiche è fissato in quattro. Ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g con periodo di ritorno di 475 anni, con probabilità del 10% in 50 anni. Questo significa che, in 50 anni, vi è la probabilità del 10% che tale picco sia superato.

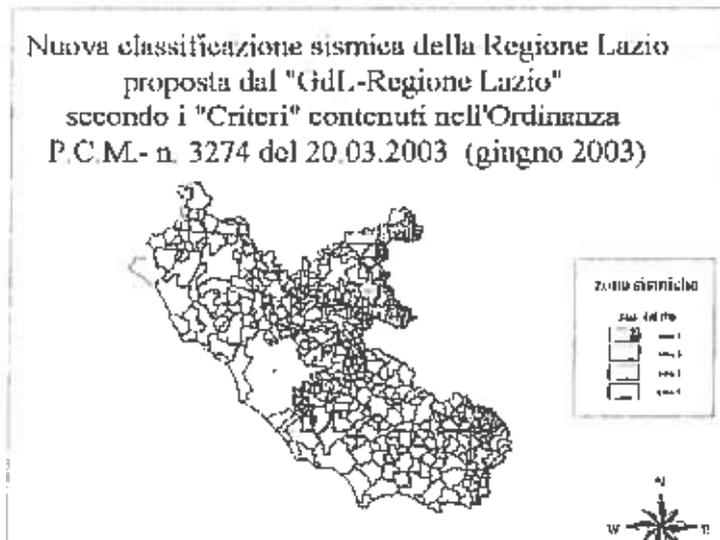
Tenuto conto dei valori di intensità sismica prodottasi nell'area in esame e della presenza di depositi a bassa consistenza, il comprensorio di Latina era stato dichiarato con D.M. del 1/4/1983, zona non classificata dal punto di vista sismico, con la nuova classificazione Latina è invece assegnata alla zona di rischio n. 3.

Per la città di Latina, è doveroso sottolineare come essa non possiede un'attività sismogenetica, ovvero, non sono mai stati rilevati storicamente epicentri di terremoti localizzati all'interno o in prossimità dei limiti del territorio comunale.

In base a tutte le considerazioni sopra riportate quindi è possibile ipotizzare, basandoci esclusivamente sulla casistica storica, quello che potrebbe essere in futuro il massimo risentimento sismico prevedibile per l'area pontina.

Da quanto emerso dallo studio dei diversi cataloghi dei terremoti italiani la massima intensità sismica storicamente risentita sul territorio di Latina è inferiore al grado 7 della scala M.C.S., mentre i valori di magnitudo, per gli anni più recenti in cui è stato possibile registrarla, sono compresi fra 1,7 e 3,6 (valori registrati all'epicentro).

La recente OPCM 3274 prevede per l'accelerazione orizzontale al suolo (a_g) un valore massimo per le zone n. 3 pari a 0,15.



Il fattore di amplificazione sismica, S, che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno di fondazione, che è stato suddiviso in 5 diverse categorie. (nel caso in esame rientra nella seconda categoria, C, ovvero, "Depositati di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi fra 180 e 360 m/s (N_{SPT} compreso fra 15 e 50), la coesione non drenata C_u compresa fra 70 e 250 KPa"), presenta un valore di $S = 1.25$; $T_b = 0.15$; $T_c = 0.50$; $T_d = 2$ (componente orizzontale) e $S = 1$; $T_b = 0.05$; $T_c = 0.15$; $T_d = 1$ (componente verticale).

Con l'emanazione dell'OPCM 3519/06 lo Stato ha definito i criteri nazionali che ciascuna Regione deve seguire per l'aggiornamento della classificazione sismica del proprio territorio. Questo strumento normativo, per la prima volta, porterà a valutare la classificazione sismica del territorio secondo parametri sismologici svincolati dal solo criterio politico del limite amministrativo fin qui utilizzato.

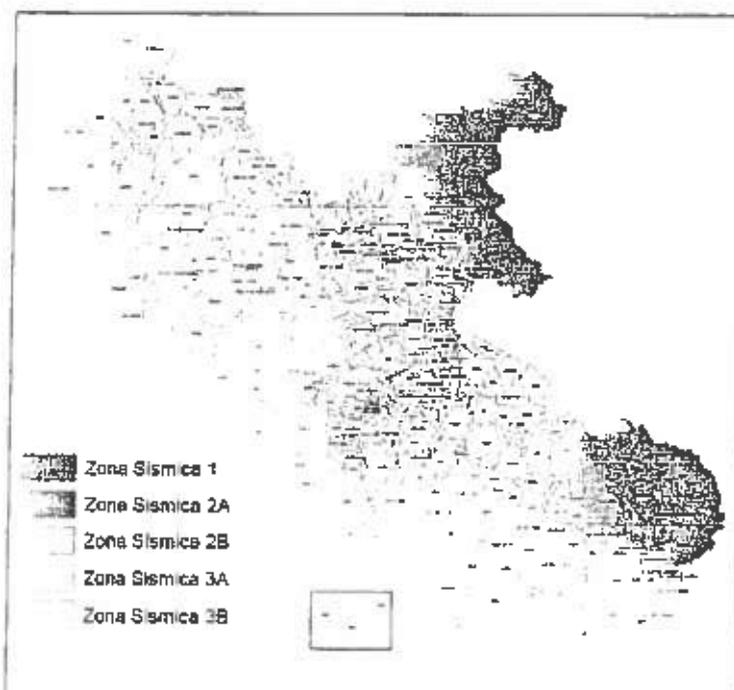
La proposta di riclassificazione sismica che l'Area Difesa del Suolo sottopone alla Giunta Regionale, parte dalla filosofia di poter gestire in un modo ottimale e moderno il governo del territorio e garantire la sicurezza dei cittadini e delle opere infrastrutturali. Tale proposta si basa sulla creazione di sottozone sismiche sulla base della combinazione ponderata fra l'elaborato INGV-OPCM 3519/06 e la Convenzione ENEA.

La riclassificazione, sviluppata come connubio fra l'elaborato INGV-DPC e Convenzione ENEA, ha una filosofia moderna con la presenza di sottozone sismiche che permettono di definire aree intermedie di pericolosità sismica e attraverso le quali si potranno calibrare differenti livelli di studi pianificatori di Microzonazione Sismica dipendente dall'appartenenza in una determinata sottozona.

I Criteri di Riclassificazione stabiliti dall'OPCM 3519/06 permettono di esprimere la pericolosità sismica in valori di accelerazione di picco su suolo rigido (ag), non più come classe unica, ma suddivisa in sottoclassi per ogni zona sismica con intervalli di 0,025g.

Questa Riclassificazione appare in linea, almeno come impostazione generale ad area vasta, con le nuove ipotesi, ancora in fase di proposte, sui criteri di riclassificazione basate sulla *Pericolosità Integrata Attesa*, identificabile come un valore della pericolosità identificata dall'intera distribuzione degli eventi attesi al sito come l'integrale della loro distribuzione che, al momento, sono ancora oggetto di discussione nel Tavolo Tecnico Interregionale.

Partendo dall'elaborato di riferimento INGV-DPC all'84°percentile si è operato suddividendo il territorio regionale in fasce di accelerazione caratterizzate da intervalli di 0,05g, in quanto non si è ritenuto conveniente e utile frammentare il territorio in innumerevoli sottoclassi, anche alla luce delle nuove disposizioni normative che indicano la classificazione sismica come solo strumento di tipo



amministrativo. La nuova riclassificazione si basa soltanto su 3 Zone Sismiche a differenza delle quattro della precedente classificazione del 2003, con la scomparsa della zona sismica 4. La Zona Sismica 1, quella più gravosa in termini di pericolosità sismica, non presenta sottozone in quanto il valore di ag max previsto per il Lazio non giustifica ulteriori suddivisioni. Pertanto la creazione di sottozone ha interessato soltanto le zone sismiche 2 e 3, con la suddivisione in 4 sottozone sismiche (dalla 2A, ovvero la maggiore sottozona della zona sismica 2, fino alla sottozona sismica 3B, corrispondente alla sottozona meno pericolosa della zona sismica 3) come si evince dalla Tab. 3. Nella Regione Lazio, infatti, i valori di accelerazione ag dell'elaborato all'84°percentile dell'INGV-DPC sono compresi fra 0.278g e 0.065g, ai quali si possono correlare empiricamente soltanto tre zone sismiche e quattro sottozone, escludendo quindi totalmente la zona sismica 4.

ZONA SISMICA	SOTTOZONA SISMICA	ACCELERAZIONE CON PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO PARI AL 10% IN 50 ANNI (ag)
1		$0.25 \leq ag < 0,278g$ (val. Max per il Lazio)
2	A	$0.20 \leq ag < 0.25$
	B	$0.15 \leq ag < 0.20$
3	A	$0.10 \leq ag < 0.15$
	B	(val. min.) $0.062 \leq ag < 0.10$

Tabella Suddivisione delle sottozone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido utilizzate per lo scenario di riclassificazione sismica della Regione Lazio.

Denominazione	Categoria sismica secondo la proposta del GdL del 1988	Zona sismica ai sensi della classificazione secondo l'OPCM 3274/03	Nuova classificazione Sismica della Regione Lazio 2009	Variazione di zona sismica-
LATINA	3	3	3A	0

Riclassificazione sismica del Comune di Latina

La riclassificazione sismica della regione Lazio invece prevede per la Zona 3 A un valore di accelerazione orizzontale al suolo (ag) compreso nell'intervallo $0.10 \leq ag < 0.15$. Allo stato attuale, però, le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, emanate con il DM Infrastrutture del 14.01.2008, hanno sostanzialmente esautorato la zonazione sismica da uno dei suoi compiti precedenti, che era quello di ancorare la zona sismica ad un valore dell'accelerazione di picco, e quindi allo spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche per le costruzioni. Con le nuove norme, per ogni costruzione, ci si può riferire ad una accelerazione di riferimento propria in relazione sia alle coordinate geografiche dell'area di progetto, sia alla vita nominale dell'edificio stesso. Le nuove norme tecniche sulle costruzioni del 2008, classificano da un punto di vista sismico il sito in oggetto per opere ordinarie di classe II, nel modo sintetizzato nelle seguenti tabelle.

Determinazione dei parametri sismici	
Lat.	41.462266
Long.	12.887315
Classe edificio	Affollamento normale
Vita nominale	50

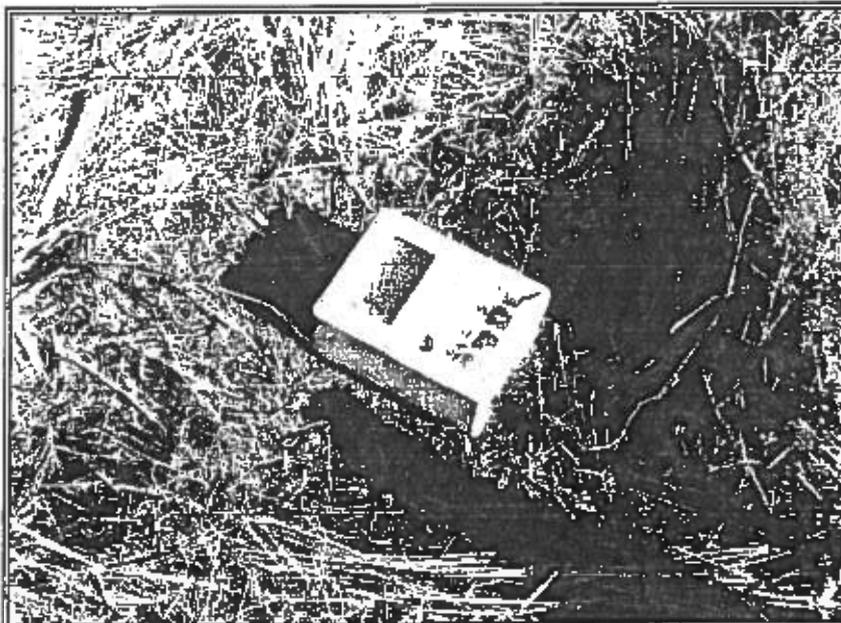
Stato Limite	T_R	a_g	F_0	T_c
	anni	g		Sec
Operatività (SLO)	30	0,035	2,538	0,240
Danno (SLD)	50	0,042	2,562	0,271
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,078	2,862	0,349
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,091	2,933	0,377
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Calcolo dei coefficienti sismici				
Fondazioni				
Categoria del sottosuolo				C
Categoria topografica				T1
	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.50	1.50
Cc Coeff. funzione categoria	1.68	1.62	1.49	1.45
St Amplificazione topografica	1.0	1.0	1.0	1.0

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.011	0.013	0.023	0.027
k_v	0.005	0.006	0.012	0.014
A_{max}	0.518	0.617	1.144	1.344
β	0.200	0.200	0.200	0.200

ANALISI SISMICA PASSIVA

La tecnica HVSR, a fini di questo lavoro è stata impiegata come elemento di supporto alle altre prove effettuate. Le basi teoriche di questa tecnica si basano sul rumore sismico ambientale (CASTELLARO *et alii*, 2005), presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* in quanto riguarda oscillazioni molto piccole (10–15 [m/s²]² in termini di accelerazione), molto più piccole di quelle indotte dai terremoti nel campo vicino.



Esecuzione dell'analisi del microtremore sismico n°2.

I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso e pianeggiante presenta l'andamento illustrato in fig., dove i picchi a 0.14 e 0.07 Hz sono comunemente interpretati come originati dalle onde oceaniche. Tali

componenti spettrali vengono attenuate molto poco anche dopo tragitti di migliaia di chilometri per effetto di guida d'onda.

A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ma anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.

Il metodo in questione fu reso popolare principalmente da NAKAMURA (1989) come strumento per la determinazione dell'amplificazione sismica locale ed è ampiamente riconosciuto che l'HVSR è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali di risonanza dei sottosuoli, informazione che è comunque di notevole importanza nell'ingegneria sismica. Riconosciuta questa capacità e dato che, se è disponibile una stima delle velocità delle onde elastiche, le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo HVSR può essere in linea di principio usato come strumento stratigrafico.

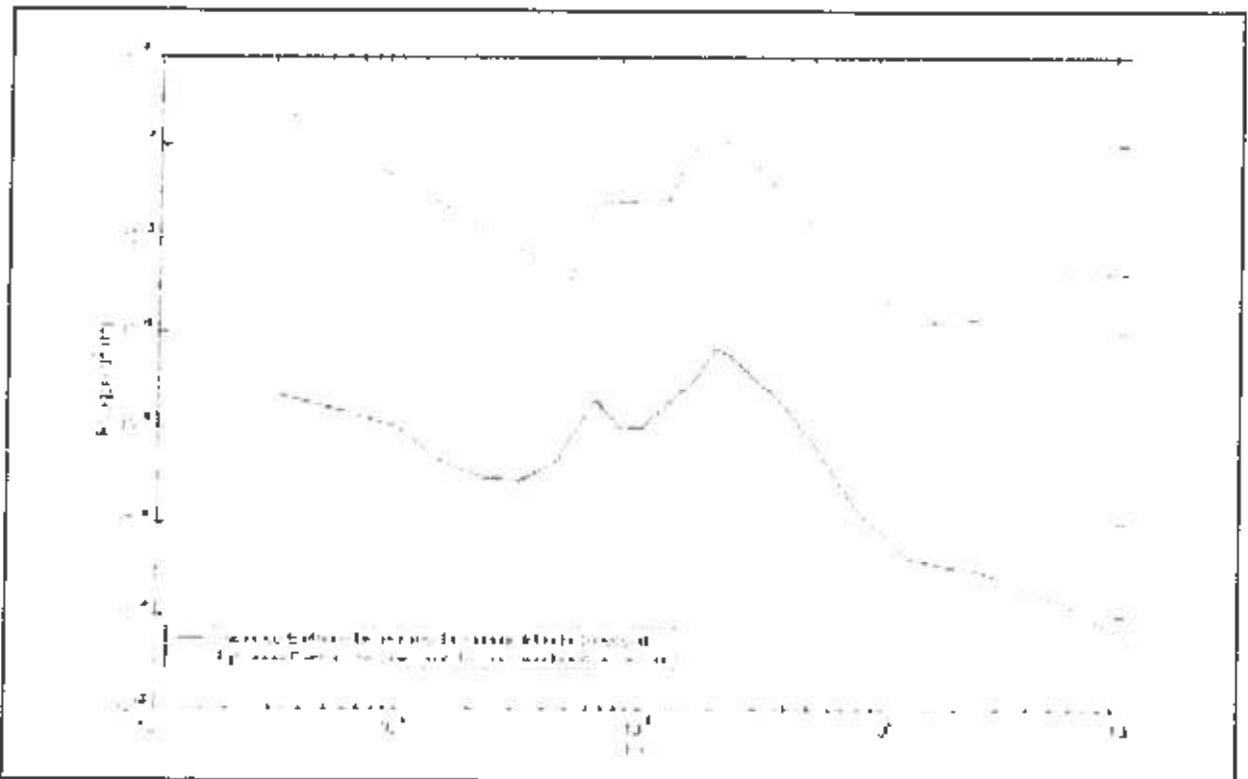
In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato di terreno N relativa alle relative alle onde S è:

$$f_r = V_s/4 h$$

in cui V_s è la velocità media delle onde S nello strato N ed h è lo spessore. Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità che è solitamente disponibile almeno a livello di massima, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati. Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per:

- a) il contenuto in frequenza,
- b) la risposta strumentale
- c) l'ampiezza del segnale

quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.



Spettro del rumore sismico (in termini di velocità, componente verticale del moto) minimo e massimo secondo i modelli standard del servizio geologico USA (USGS) (J. Peterson, Observations and modelling of background seismic noise, Open-file report 93-322, USGS, 1993).

Quindi, l'applicazione di questa tecnica è tipica e molto efficace nel caso geologico di coltri sedimentarie sovrastanti basamenti rocciosi (IBS-VON SEHT & WOHLBERG, 1999), oppure in situazione di forte impedenza sismica, come nella zona in oggetto. Tutte le registrazioni dei microtremori presentate in questo studio sono state effettuate con il tromografo digitale che è uno strumento progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico. Si tratta di un apparecchio portatile compatto di circa 10 x 7 x 14 cm e 1 kg di peso dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza alcun cavo esterno

I risultati di ciascuna analisi presentati in questo lavoro sono stati ottenuti col software Grilla in dotazione a Tromino. In sintesi, il segnale dei velocimetri è acquisito in ciascun sito per un tempo t (4-16 min), e digitalizzato a 24 bit. Il software Grilla, per ciascuna delle 3 componenti del moto:

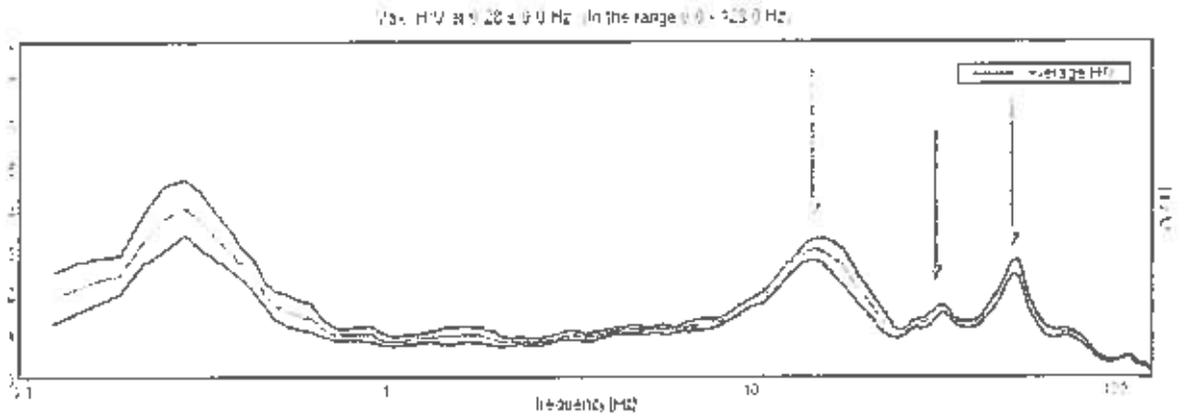
1. divide il tracciato acquisito in finestre di lunghezza L (in questo lavoro generalmente 30 s),
2. elimina il trend da ciascuna finestra,
3. ne fa il "taper" con una finestra Bartlett,
4. fa il "pad" di ciascuna finestra con degli zero,
5. calcola la trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra,
6. calcola lo spettro di ampiezza per ciascuna finestra,
7. liscia lo spettro di ogni finestra secondo la funzione di lisciamiento f_e e calcola il rapporto spettrale HVSR ad ogni frequenza, per ciascuna finestra.

La funzione HVSR finale è data dalle media degli HVSR di ciascuna finestra. Per produrre l'HVSR finale le componenti orizzontali sono mediate tra loro con la media quadratica e vengono poi divise per la componente verticale. Tutti i grafici presentati in questo lavoro sono stati ottenuti con lisciamiento secondo finestre triangolari con ampiezza pari al 5% della frequenza centrale.

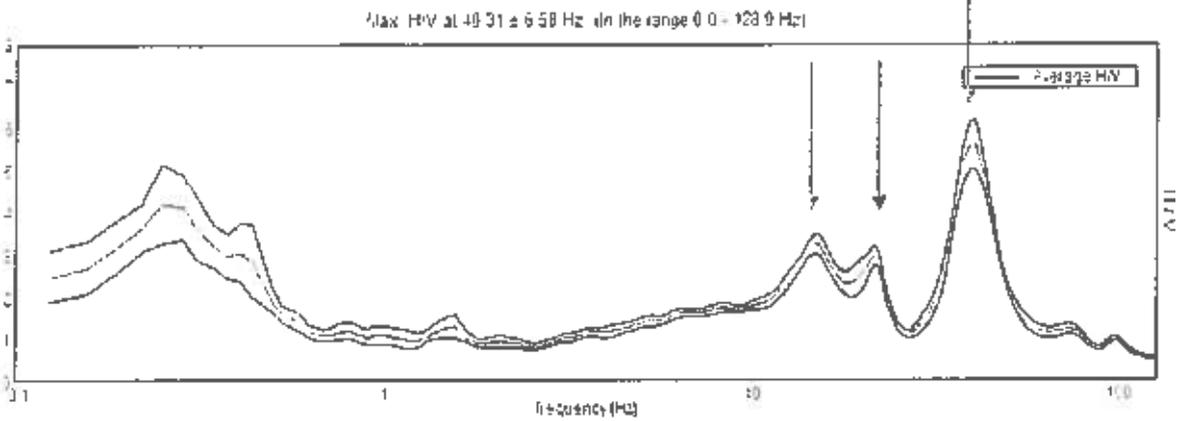
Di seguito sono presentate le elaborazioni delle risposte sismiche del terreno nei punti indagati.

In particolare, grazie a questo tipo di analisi, è stato possibile identificare dei picchi, che rappresentano le variazioni di impedenza delle varie litologie attraversate. L'analisi sismica passiva ha confermato le indicazioni provenienti dalle prove penetrometriche dinamiche. Nelle figure seguenti sono evidenziati i picchi che si riferiscono al cambio litologico fra i depositi superficiali di terreni di riporto e il sottostante limo argilloso. Questo primo picco è molto forte e conferma la differenza di impedenza sismica fra i due strati. La frequenza a cui si rinviene è funzione inversa della profondità e mantiene una correlazione precisa con le prove determinate, infatti passa da profondità di circa 1,0 m a circa 1,5 m. Il secondo picco, meno importante rappresenta il passaggio fra i depositi appena descritti e la formazione della Duna Antica nella sua porzione moderatamente addensata, in questo caso esiste una stretta correlazione con le profondità determinate dalle prove penetrometriche, con profondità di circa 3,0 m dal piano campagna, anche se la minore impedenza tra i depositi ne rende meno affidabile l'interpretazione. A tale proposito si mette in evidenza come nella terza registrazione il picco sia pressoché assente, a testimonianza dello scarso contrasto di impedenza dei depositi di limi argillosi e delle sabbie eoliche moderatamente addensate, caratteristica questa che si può evincere anche dal modesto incremento nel numero di colpi della prova penetrometrica numero 3. Il terzo e ultimo picco è può essere attribuito al cambio fra le sabbie eoliche moderatamente addensate e le sottostanti sabbie addensate della Duna Antica. Tale cambiamento non è di natura litologica, ma riguarda il grado di addensamento e quindi le caratteristiche meccaniche dei terreni. La profondità a cui si rinviene tale variazione è stimabile intorno ai 5,0 m dal piano campagna. Al di sotto di questa profondità e per spessori di almeno 30 m non ci sono variazioni apprezzabili di densità, a testimonianza della costanza delle caratteristiche fisiche dei depositi presenti, questo a testimonianza del fatto che i litotipi sottostanti conservano le buone caratteristiche geotecniche possedute dalle sabbie grossolane.

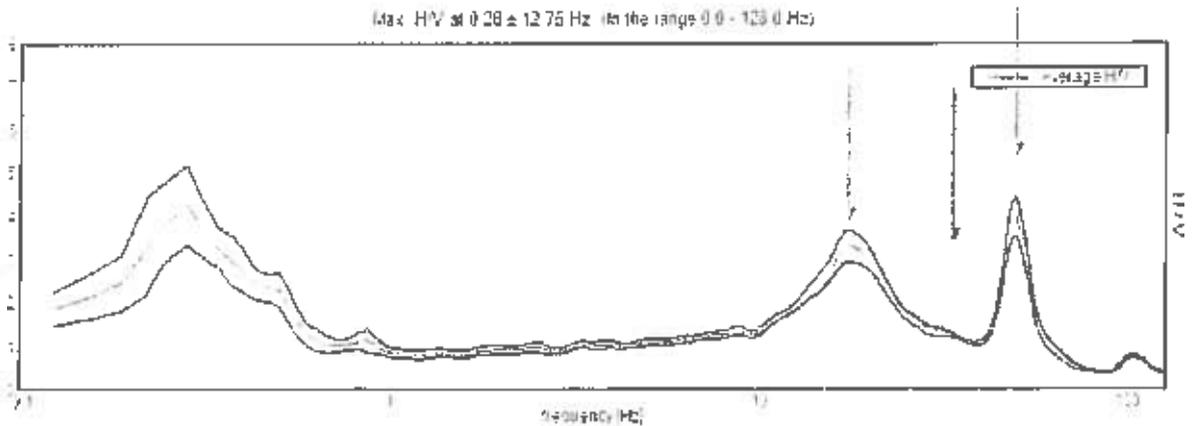
Di seguito indicheremo i tre picchi individuati con i colori rosso per il primo, blu per il secondo e verde per il terzo e più profondo.



Elaborazione dell'analisi sismica passiva n°1



Elaborazione dell'analisi sismica passiva n°2



Elaborazione dell'analisi sismica passiva n°3

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Si è deciso di condurre una campagna di indagini quanto più dettagliata ed esaustiva possibile e a tale scopo si è deciso di effettuare 3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti i cui risultati sono stati poi correlati con le evidenze determinate dalle analisi sismiche (per l'ubicazione delle Prove Penetrometriche Dinamiche vedere gli allegati cartografici).

Le prove penetrometriche sono state realizzate utilizzando un penetrometro dinamico tipo DPSH (Dinamic Probing Super Heavy), meccanico dotato di cingoli. L'apparecchiatura è composta da una punta conica meccanica con area di punta 20 cm^2 , angolo di apertura di 90° , con una massa battente di 63,5 Kg, il peso di ogni asta è di 6,3 kg con un passo di 20 cm. L'utilizzo di tale macchinario è servita proprio per definire le condizioni geo-meccaniche dei termini litologici nel sottosuolo. In particolare dal numero di colpi è possibile ricavare, attraverso opportune correlazioni, la densità relativa, l'angolo di attrito interno e quello di riposo dei materiali, la coesione e tutti i principali parametri geotecnici (riportati in maniera esaustiva negli allegati cartografici).

Correlazione con Nspt

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

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

Dove:

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

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT. L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

!

n cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

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

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Le prove, per ovvie ragioni logistiche, sono state eseguite là dove verranno realizzati gli interventi di progetto.

- 0,00 – 1,20 m – Terreni di riporto e vegetali;
- 1,20 – 2,80 m – Limi argillosi.
- 2,80 – 4,80 m – Sabbie eoliche rossastre ossidate e moderatamente addensate della "Duna Rossa Antica".
- 4,80 – 7,00 m – Sabbie eoliche rossastre ossidate e addensate della "Duna Rossa Antica".

Da un punto di vista litologico le Prove penetrometriche hanno evidenziato la presenza di uno strato superficiale di circa 1,20 – 1,40 m di terreni vegetali e di riporto, al di sotto del quale si trova uno strato di limi argillosi fino alla profondità compresa fra i 2 e i 3,2 m rispetto al piano campagna. Stratigraficamente più in basso si rinvencono i depositi delle sabbie eoliche della Duna Antica moderatamente addensati, fino alla profondità massima di circa 5,4 m dal piano campagna. Al di sotto di questo strato si riscontra, fino a circa 7,00 m la presenza delle sabbie della Duna Antica addensate dalle ottime caratteristiche. Di seguito

vengono indicati in maniera sintetica i parametri geotecnici ricavati da ognuna delle prove eseguite.

Prova Penetrometrica Dinamica n° 1

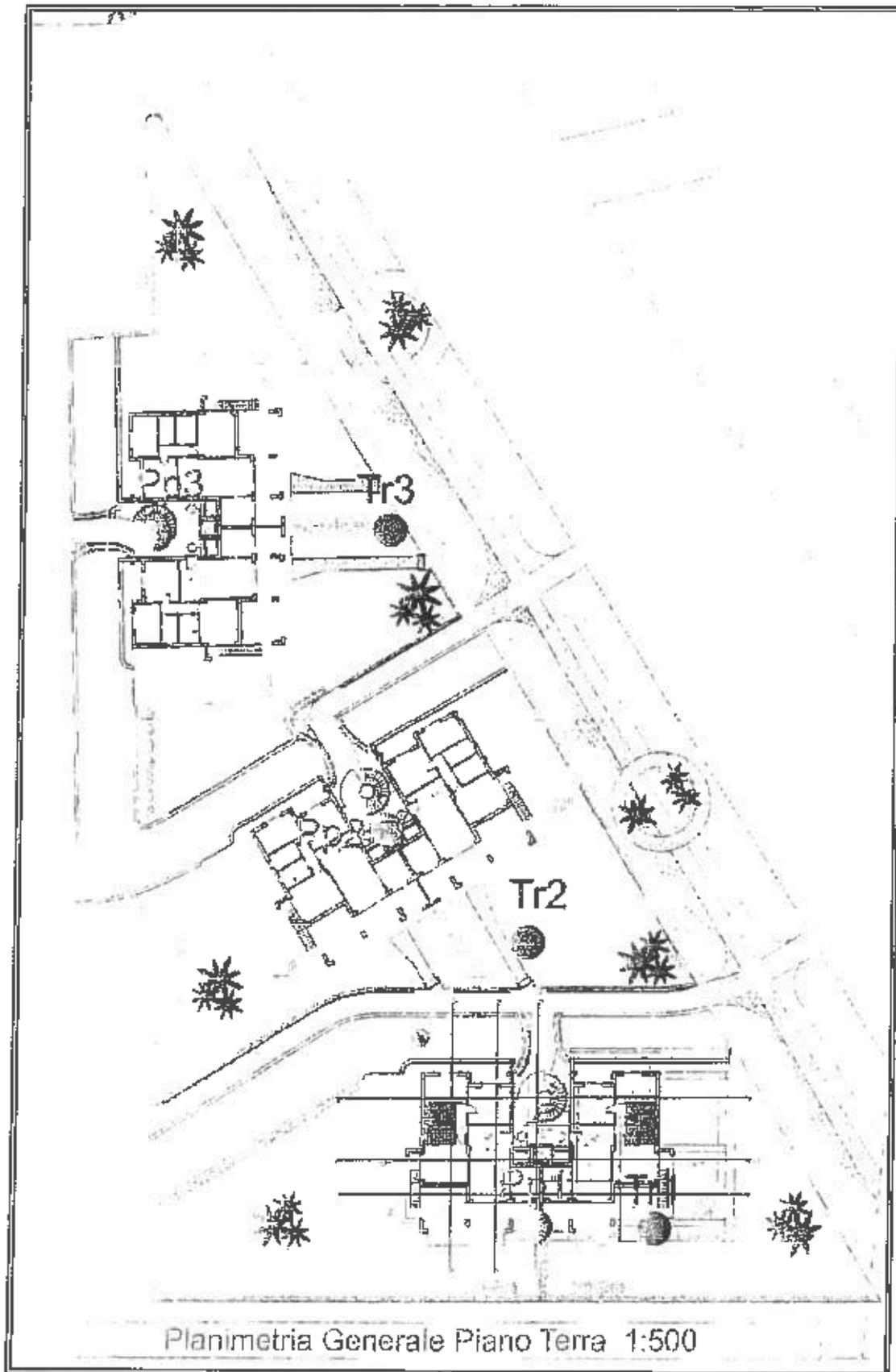
Parametro	Terreni di riporto	Limi argillosi	Sabbie eoliche mod. addensate	Sabbie eoliche addensate
Coesione non drenata	0,05 (Kg/cm ²)	0,27 (Kg/cm ²)	0,00 (Kg/cm ²)	0,00 (Kg/cm ²)
Modulo Edometrico	3,7 (Kg/cm ²)	59,8 (Kg/cm ²)	95,8 (Kg/cm ²)	149 (Kg/cm ²)
Peso di Volume	1,55 (t/m ³)	1,75 (t/m ³)	1,80 (t/m ³)	2,15 (t/m ³)
Angolo di Attrito Interno	/	23,5°	28,7°	32,2°

Prova Penetrometrica Dinamica n° 2

Parametro	Terreni di riporto	Limi argillosi	Sabbie eoliche mod. addensate	Sabbie eoliche addensate
Coesione non drenata	0,1 (Kg/cm ²)	0,4 (Kg/cm ²)	0,00 (Kg/cm ²)	0,00 (Kg/cm ²)
Modulo Edometrico	5,5 (Kg/cm ²)	34,9 (Kg/cm ²)	100,9 (Kg/cm ²)	173 (Kg/cm ²)
Peso di Volume	1,5 (t/m ³)	1,75 (t/m ³)	1,85 (t/m ³)	2,15 (t/m ³)
Angolo di Attrito Interno	/	25,7°	29,5°	32,3°

Prova Penetrometrica Dinamica n° 3

Parametro	Terreni di riporto	Limi argillosi	Sabbie eoliche mod. addensate	Sabbie eoliche addensate
Coesione non drenata	0,1 (Kg/cm ²)	0,4 (Kg/cm ²)	0,00 (Kg/cm ²)	0,00 (Kg/cm ²)
Modulo Edometrico	5,5 (Kg/cm ²)	28,6 (Kg/cm ²)	90,7 (Kg/cm ²)	163,4 (Kg/cm ²)
Peso di Volume	1,5 (t/m ³)	1,7 (t/m ³)	1,83 (t/m ³)	2,1 (t/m ³)
Angolo di Attrito Interno	/	24,3°	29,4°	32,5°



Ubicazione delle indagini eseguite in scala 1:500. In rosso le prove penetrometriche e loro numero d'ordine, in blu le registrazioni sismiche passive e loro numero d'ordine.

CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI

Da un punto di vista litologico i depositi possono essere definiti come sabbie eoliche di colore rossastro moderatamente addensate.

L'eterogeneità delle litologie affioranti nell'area nonché il volume e la destinazione dell'opera da realizzare, hanno reso necessaria un'attenta caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione.

A tale scopo sono stati considerati i dati ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche in situ, e i dati presenti in letteratura riguardanti l'area oggetto del presente lavoro. L'analisi ha quindi permesso di caratterizzare da un punto di vista geotecnico il terreno su cui insisterà la fondazione futura, e di determinare i principali parametri geomeccanici del terreno di sedime.

Come appare evidente dalle indagini eseguite, e in relazione alla natura litologica e alle proprietà meccaniche del sottosuolo, tenuto altresì conto delle caratteristiche statiche e geometriche delle future strutture, si ritengono idonee **fondazioni di tipo diretto con superficie di base adeguatamente estesa.**

Tale fondazione dovrà essere impostata a partire da una profondità di circa **3.2 metri dal piano campagna** al fine di raggiungere i depositi di sabbie eoliche addensate precedentemente descritti. Di seguito, si procederà alla valutazione dei carichi ammissibili.

I parametri geotecnici medi ottenuti dalle prove possono essere così sintetizzati: l'angolo di attrito è pari a circa **29°**, mentre il peso di volume è di circa **1,80 t/m³**. Si precisa in oltre che il calcolo è stato condotto secondo le Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008. Di seguito daremo sintesi dei calcoli condotti, in allegato sono presenti in maniera esaustiva tutti i report di calcolo e le relazioni utilizzate.

I calcoli sono stati verificati con le relazioni di Terzaghi (1955) e Meyerhof (1963) Vesic (1975) e Brich-Hansen.(1970), tale verifica ha identificato come valore di tensione di circa **2,1 Kg/cm²**.

Per quanto riguarda i cedimenti sono stati utilizzate le metodologie, dei Cedimenti Elastici, dei cedimenti edometrici e di Burlan & Burbidge. Per tutte le specifiche tecniche sulle metodologie utilizzate, si rimanda al fascicolo di calcolo in allegato.

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto considerando il carico di 2.1 Kg/cm² precedentemente indicato, si fa presente che nel caso i carichi di progetto siano inferiori, i cedimenti saranno di conseguenza inferiori. I calcoli eseguiti con le tre metodologie, hanno determinato valori dei cedimenti con il carico limite compresi fra **0,5 e 1,9 cm.**

DATI GENERALI

	NTC 2008
Azione sismica	
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	3.2 m
Profondità falda	8.5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.136
Effetto sismico secondo NTC(C7.11.5.3.1)	
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0272
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.133

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.34	2.54	0.24
S.L.D.	50.0	0.41	2.56	0.27
S.L.V.	475.0	0.76	2.86	0.35
S.L.C.	975.0	0.89	2.93	0.38

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.51	0.2	0.0104	0.0052
S.L.D.	0.615	0.2	0.0125	0.0063
S.L.V.	1.14	0.2	0.0233	0.0116
S.L.C.	1.335	0.2	0.0272	0.0136

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo;
Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c
Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico;
Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu:
Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni
1.4	1500.0	1750.0	10.0	10	0.05	0.05	0.1	10.0	4.5	0.0
1.8	1750.0	1900.0	24.0	24	0.15	0.15	0.35	34.0	35.0	0.0
2.2	1800.0	2000.0	29.0	29	0.0	0.0	0.0	250.0	97.0	0.0
5.0	2100.0	2200.0	32.0	32	0.0	0.0	0.0	385.0	165.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	A2+M2+R2	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	Sisma	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	
2	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.1	
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.1	
4	No	1	1	1	1	1	1	
5	No	1	1	1	1	1	1	

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	6.39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto [Rd]	3.55 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	2.13 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Carico limite	13.31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13.31 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Carico limite	12.05 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12.05 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Carico limite	15.38 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15.38 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Carico limite	13.89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13.89 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite	13.28 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13.28 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Carico limite	7.64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.24 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Carico limite	6.69 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.72 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Carico limite	8.31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.62 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Carico limite	7.96 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.42 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite	7.63 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.24 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Carico limite	7.44 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.13 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Carico limite	6.39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.55 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Carico limite	8.0 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.44 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Carico limite	7.63 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.24 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite	7.43 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.13 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	2.1 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	1.49 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4.3	0.723	0.505	Edometrico	1.15	--	1.15
4	7.9	1.446	0.112	Edometrico	0.34	--	0.34

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	2.1 Kg/cm ²
Spessore dello strato	4.0 m
Profondità substrato roccioso	4.0 m
Modulo Elastico	250.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.3

Coefficiente di influenza I1	0.68
Coefficiente di influenza I2	0.15
Coefficiente di influenza Is	0.76

Cedimento al centro della fondazione	5.28 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.45
Coefficiente di influenza I2	0.15

Coefficiente di influenza Is	0.54
Cedimento al bordo	1.88 mm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	2.1 Kg/cm ²
Tempo	15.0
Profondità significativa Zi (m)	1.453
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	12
Fattore di forma fs	1.524
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.44
Indice di compressibilità	0.053
Cedimento	19.816 mm

CONCLUSIONI

Per valutare l'idoneità agli interventi oggetto dello studio, si sono prese in esame tutte le caratteristiche geo-morfologiche, geotecniche ed idrogeologiche che concorrono, in senso positivo o negativo, a determinare le condizioni di stabilità e sicurezza degli edifici e delle strutture, quali:

- a)- pendenza del terreno e condizioni di stabilità al contorno;
- b)- presenza di falda acquifera superficiale;
- c)- rischio d'inondazioni, frane, smottamenti, ecc...;
- d)- disturbi tettonici e/o sismici;
- e)- capacità portante ammissibile del terreno.

Nell'area d'intervento non si evidenzia alcun tipo di problema legato ai fattori sopra elencati, in quanto il terreno, risulta abbastanza stabile. Non vi è presenza di falde acquifere superficiali di grossa influenza, né si sono rilevati in loco e nelle immediate vicinanze dissesti di carattere idrogeologico particolarmente pronunciati.

E' necessario mettere in evidenza la presenza del livello piezometrico a circa 9,0 m dal piano campagna, che in occasione di eventi meteorici di grande intensità o periodi di notevole piovosità, potrebbe subire sostanziali modifiche.

In fase di realizzazione dello scavo per la posa in opera delle strutture di fondazione, si consideri che l'angolo di attrito interno delle sabbie incontrate alla quota di 3,0 m dal p.c. è di circa 29°, litologie che potrebbero essere soggette a cedimenti e/o franamenti in quanto, anche se ben addensate, risultano essere comunque incoerenti.

Non si sono altresì rilevati nelle aree di competenza dello studio dissesti di carattere idrogeologico particolarmente pronunciati. Anche dal punto di vista tettonico non esistono problemi rilevanti: le ultime fasi tettoniche, con dislocazioni e fratturazioni, osservabili e misurabili in varie aree del Lazio, non vanno mai oltre i 100.000 anni fa. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, la categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione, per fondazioni superficiali è equivalente a "C" ovvero, "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille mediamente consistenti, con spessori variabili da diverse decine a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi fra 180 e 360 m/s o da valori di NSPT compresi fra 15 e 50 o di coesione C_u compresi fra i 70 e i 250 KPa". Le nuove norme tecniche sulle costruzioni del 2008, classificano da un punto di vista sismico il sito in oggetto per opere ordinarie di classe II, nel modo sintetizzato nelle seguenti tabelle.

Stato Limite	T_R	a_D	F_0	T_c
	anni	g		Sec
Operatività (SLO)	30	0,035	2,538	0,240
Danno (SLD)	50	0,042	2,582	0,271
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,078	2,862	0,349
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,091	2,933	0,377
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.011	0.013	0.023	0.027
k_v	0.005	0.006	0.012	0.014
A_{max}	0.518	0.617	1.144	1.344
β	0.200	0.200	0.200	0.200

Si sottolinea a puro titolo di indicazione progettuale come tutti gli interventi non debbano in alcun modo produrre concentrazioni di sovraccarichi diversi sulle strutture in esame, onde evitare, in tal modo, eventuali e pericolosi cedimenti differenziali.

I parametri geomeccanici, utili ai fini progettuali sono così riassunti:

Parametro	Valore
<i>Coesione non drenata</i>	0,0 (Kg/cm ²)
<i>Peso di Volume</i>	1,8 (t/m ³)
<i>Angolo di Attrito Interno</i>	29°
<i>Classificazione A.G.I.</i>	moderatamente addensato
<i>Capacità Portante</i>	2,1 (Kg/cm ²)
<i>Cedimento totale massimo</i>	1,9 cm

Il valore del coefficiente di Winkler, così come calcolato attraverso la relazione di Schmertmann (1970), risulta compreso fra $K_r = 8 - 15 \text{ kg/cm}^3$ valori questi caratteristici per litotipi sabbiosi moderatamente addensati, come quelli oggetto della presente relazione.

Net corso dell'indagine inoltre non sono stati riscontrati fenomeni erosivi superficiali di tipo accelerato e/o morfologie che lascino presupporre concentrazioni di flusso incontrollato delle acque meteoriche, tali da provocare l'erosione dei terreni presenti.

Si suggerisce, infine, di verificare la stabilità delle strutture di fondazione contro le eventuali e probabili sollecitazioni sismiche sul modello di quelle menzionate in precedenza, e, se ritenuto necessario dalle analisi di stabilità, si consiglia di prevedere tutti quegli interventi di consolidamento alle fondazioni e alle strutture portanti, al fine di mantenere in perfetta efficienza la stabilità d'insieme del manufatto contro i possibili eventi tellurici.

Per quanto esposto, soddisfatte tutte le predette condizioni, si ritiene che l'area in studio sia geologicamente disponibile per l'attuazione dell'intervento in progetto, a condizione che le strutture di fondazione rimangano nella loro piena efficienza e funzionalità.

ALLEGATI CARTOGRAFICI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente:
Cantiere:
Località:

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: **DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)**

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPSH – DPM (... sept. ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D , area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0,20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35,7$ mm, area base cono $A = 10$ cm², rivestimento / fango bentonitico; talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0,20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35,7$ mm, area base cono $A = 10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : allora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0,75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50,8$ mm, area base cono $A = 20,27$ cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
 massa battente $M = 63,5$ kg, altezza caduta $H = 0,75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50,5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico : allora previsto.

Correlazione con N_{spt}

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

$$N_{spt} = \beta_1 N$$

Dove:

$$\beta_1 = \frac{Q}{Q_{spt}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

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

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

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

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

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici.
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche.
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,media} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove sN_{spt} è la deviazione standard di N_{spt}

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di N_{spt} distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,media} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Heminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati Nspt il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se Nspt dello strato considerato risulta inferiore a Nspt critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione Nspt in presenza di falda

$$N_{spt\ corretto} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

Nspt è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. ≤ 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. ≤ 5 mt. per terreni sopra falda e ≤ 8 mt. per terreni in falda (tensioni $\leq 8-10$ t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi (essiccati, terreni di riporto scolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. ≤ 4 mt. sopra falda e ≤ 7 mt. per terreni in falda) $\alpha \geq 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito $\leq 38^\circ$.
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. ≥ 2 mt. e per valori di angolo di attrito $\leq 38^\circ$).
- Schmertmann 1977 - Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova ≥ 8 mt. sopra falda e ≥ 15 mt. per terreni in falda) $\alpha \geq 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaioso.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. ≥ 8 mt. sopra falda e ≥ 15 mt. per terreni in falda) $\alpha \geq 15$ t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo $\leq 5\%$ a profondità ≤ 5 mt. e con % di limo $\geq 5\%$ a profondità ≤ 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da limi a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schulze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_{vd})

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schulze-Merzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

- Hegemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia.
- Huismann-Sauglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Merzenbach e Malcev valida per sabbia fino, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck 1948-1967

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki - elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0.5 - 4.0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navias 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli - correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDIA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{sp} = 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948), C_u min-max.
- Sauglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.

- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche ≥ 10 colpi, per resistenze penetrometriche < 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (Cu-Nspt=grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per argille e limi argillosi con $Nc \geq 20$ e $Qc/Nspt \geq 2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) - Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982 , valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Hegemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a medio-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali.
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Fed) (Kg/cmq), valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/Nspt = 1.5-2.0$).
- Luisotana- Sanglerat, valida per argille compatte ($Nspt \geq 30$) medie e molli ($Nspt < 4$) e argille sabbiose ($Nspt = 6-12$).

Modulo Di Young (E_y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con $I.P. \geq 15$
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ... N.1

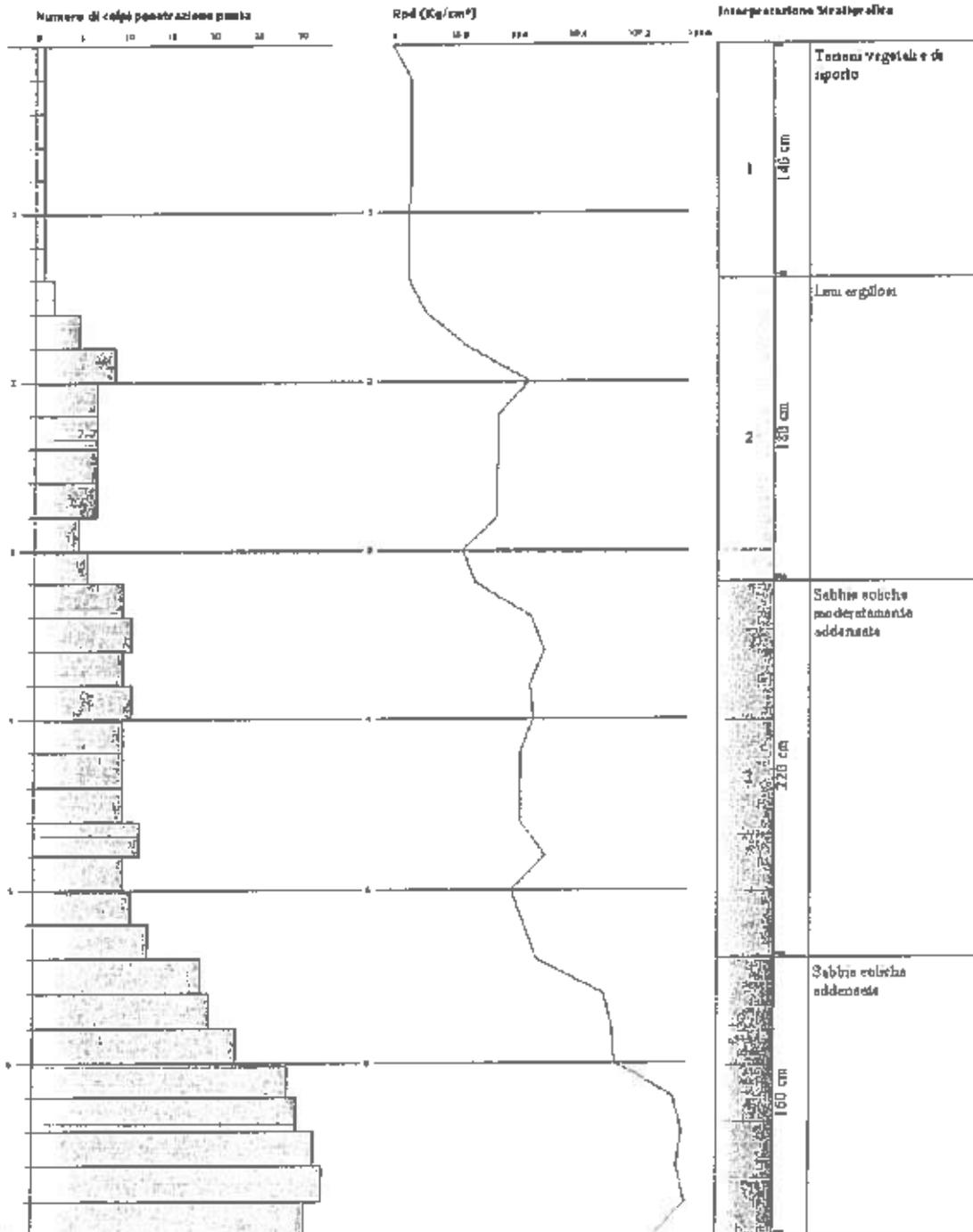
GEOTRU S.p.A.
 Via Lungo Ferravie 22
 Tel 0329 0964 911629 geotru@geotru.com

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N.1
 Strumento utilizzato: DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Coordinate:
 Carichi:
 Località:

Ora: 16/05/2011

3/2/1/2



Strumento utilizzato... DPHI (Dynamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 16/05/2011
 Profondità prova 7.00 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coef. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.31	9.72
0.40	1	0.851	8.27	9.72
0.60	1	0.847	8.23	9.72
0.80	1	0.843	8.20	9.72
1.00	1	0.840	7.55	8.99
1.20	1	0.836	7.52	8.99
1.40	1	0.833	7.49	8.99
1.60	2	0.830	14.92	17.98
1.80	5	0.826	37.14	44.95
2.00	9	0.823	61.96	75.27
2.20	7	0.820	48.01	58.54
2.40	7	0.817	47.84	58.54
2.60	7	0.814	47.67	58.54
2.80	7	0.811	47.50	58.54
3.00	5	0.809	31.61	39.09
3.20	6	0.806	37.81	46.91
3.40	10	0.803	62.81	78.18
3.60	11	0.801	68.88	86.00
3.80	10	0.798	62.42	78.18
4.00	11	0.796	64.27	80.74
4.20	10	0.794	58.26	73.40
4.40	10	0.791	58.09	73.40
4.60	10	0.789	57.93	73.40
4.80	12	0.787	69.33	88.08
5.00	10	0.785	54.30	69.17
5.20	11	0.783	59.58	76.09
5.40	13	0.731	65.74	80.92
5.60	19	0.729	95.83	131.43
5.80	20	0.727	100.61	138.34
6.00	23	0.675	101.61	150.42
6.20	29	0.674	127.78	189.67
6.40	30	0.672	131.85	196.21
6.60	32	0.620	129.83	209.29
6.80	33	0.619	133.54	215.83
7.00	31	0.617	118.66	192.27

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	0.8	1.40	Begemann	0.05
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	Begemann	0.27

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	0.8	1.40	Robertson (1983)	1.60
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	Robertson (1983)	9.78

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato	Correlazione	Ecd
-------------	------	--------------	--------------	-----

		(m)		(Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	0.8	1.40	Stroud e Butler (1975)	3.67
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	Stroud e Butler (1975)	22.44

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	0.8	1.40	Apollonia	8.00
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	Apollonia	48.90

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Terreni vegetali e di riporto	0.8	1.40	Classificaz. A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	Classificaz. A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	0.8	1.40	Meyerhof ed altri	1.56
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	Meyerhof ed altri	1.75

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	0.8	1.40	Meyerhof ed altri	1.84
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	Meyerhof ed altri	1.88

TERRENI INCOERENTI**Densità relativa**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Schultze & Menzenbach (1961)	47.7
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Schultze & Menzenbach (1961)	58.17
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Schultze & Menzenbach (1961)	81.39

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	23.56
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	28.69
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	32.17

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Terzaghi	---
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Terzaghi	233.81
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Terzaghi	371.72

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	59.81
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	95.86
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	158.96

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Meyerhof ed altri	1.63
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Meyerhof ed altri	1.73
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Meyerhof ed altri	2.10

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.89
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.92
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.20

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	(A.G.I.)	0.34
[3] - Sabbie coliche	10.73	5.40	10.73	(A.G.I.)	0.33

moderatamente addensate					
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	(A.G.I.)	0.3

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Ohsaki (Sabbie pulite)	288.98
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Ohsaki (Sabbie pulite)	604.89
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Ohsaki (Sabbie pulite)	1446.12

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Navfac 1971-1982	0.96
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Navfac 1971-1982	2.26
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Navfac 1971-1982	5.20

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	4.89	3.20	4.89	Robertson 1983	9.78
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	10.73	5.40	10.73	Robertson 1983	21.46
[4] - Sabbie coliche addensate	27.12	7.00	27.12	Robertson 1983	54.24

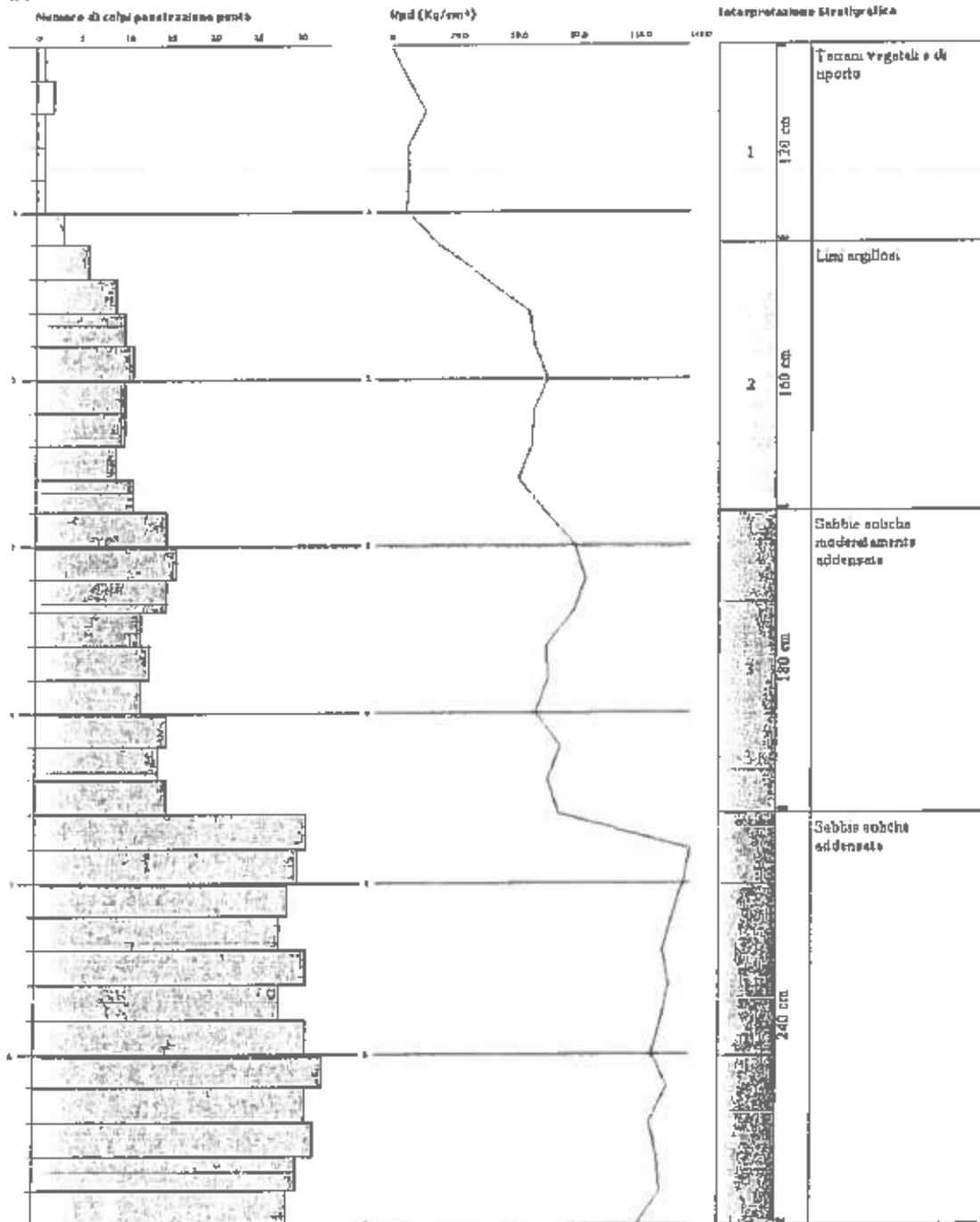
PROVA ... Nr.2

GEOSTRU Software
 Via Lungo Fierovla 22
 Tel 0039 0964 911624 geostru@geostru.com

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
 Strumento utilizzato... DPH (Dynamic Probing Super Heavy)

Computazione:
 Camera:
 Livello:

Data: 16/09/2011



Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 16/05/2011
 Profondità prova 7.00 m
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.31	9.72
0.40	2	0.851	16.54	19.44
0.60	1	0.847	8.23	9.72
0.80	1	0.843	8.20	9.72
1.00	1	0.840	7.55	8.99
1.20	3	0.836	22.55	26.97
1.40	6	0.833	44.92	53.94
1.60	9	0.830	67.12	80.91
1.80	10	0.826	74.29	89.90
2.00	11	0.823	75.73	92.00
2.20	10	0.820	68.59	83.63
2.40	10	0.817	68.34	83.63
2.60	9	0.814	61.29	75.27
2.80	11	0.811	74.65	92.00
3.00	15	0.759	88.98	117.28
3.20	16	0.756	94.57	125.10
3.40	15	0.753	88.36	117.28
3.60	12	0.801	75.14	93.82
3.80	13	0.748	76.07	101.64
4.00	12	0.796	70.12	88.08
4.20	15	0.744	81.88	110.10
4.40	14	0.741	76.19	102.76
4.60	15	0.739	81.39	110.10
4.80	31	0.637	144.97	227.55
5.00	30	0.685	142.15	207.52
5.20	29	0.683	137.01	200.60
5.40	28	0.681	131.90	193.68
5.60	31	0.629	134.91	214.43
5.80	28	0.677	131.18	193.68
6.00	31	0.625	126.81	202.75
6.20	33	0.624	134.62	215.83
6.40	31	0.622	126.11	202.75
6.60	32	0.620	129.83	209.29
6.80	30	0.669	131.21	196.21
7.00	29	0.667	120.00	179.86

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Begemann	0.09
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	Begemann	0.38

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Robertson (1983)	2.40

[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	Robertson (1983)	15.20
----------------------	-----	------	------------------	-------

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ecd (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Stroud e Butler (1975)	5.51
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	Stroud e Butler (1975)	34.87

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Apollonia	12.00
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	Apollonia	76.00

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Classificaz. A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	Classificaz. A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Meyerhof ed altri	1.50
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	Meyerhof ed altri	1.78

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Meyerhof ed altri	1.85
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	Meyerhof ed altri	1.90

TERRENI INCOERENTI**Densità relativa**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Schultze & Menzenbach (1961)	60.32
[3] - Sabbie colliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Schultze & Menzenbach (1961)	67.95
[4] - Sabbie colliche addensate	30.25	7.00	30.25	Schultze & Menzenbach (1961)	85.75

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	25.68
[3] - Sabbie colliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	29.55

[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Shioi-Fukumi 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	32.3
--------------------------------	-------	------	-------	---	------

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Terzaghi	→
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Terzaghi	268.12
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Terzaghi	392.58

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	71.90
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	100.93
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	172.91

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Meyerhof ed altri	1.64
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Meyerhof ed altri	1.86
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Meyerhof ed altri	2.14

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.90
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.94
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato	Nspt corretto per	Correlazione	Poisson
-------------	------	--------------	-------------------	--------------	---------

		(m)	presenza falda		
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	(A.G.I.)	0.34
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	(A.G.I.)	0.33
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	(A.G.I.)	0.29

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Ohsaki (Sabbie pulite)	437.40
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Ohsaki (Sabbie pulite)	782.47
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Ohsaki (Sabbie pulite)	1602.49

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Navfac 1971-1982	1.58
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Navfac 1971-1982	2.95
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Navfac 1971-1982	5.64

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	7.6	2.80	7.6	Robertson 1983	15.20
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	14.11	4.60	14.11	Robertson 1983	28.22
[4] - Sabbie coliche addensate	30.25	7.00	30.25	Robertson 1983	60.50

PROVA ... Nr.3

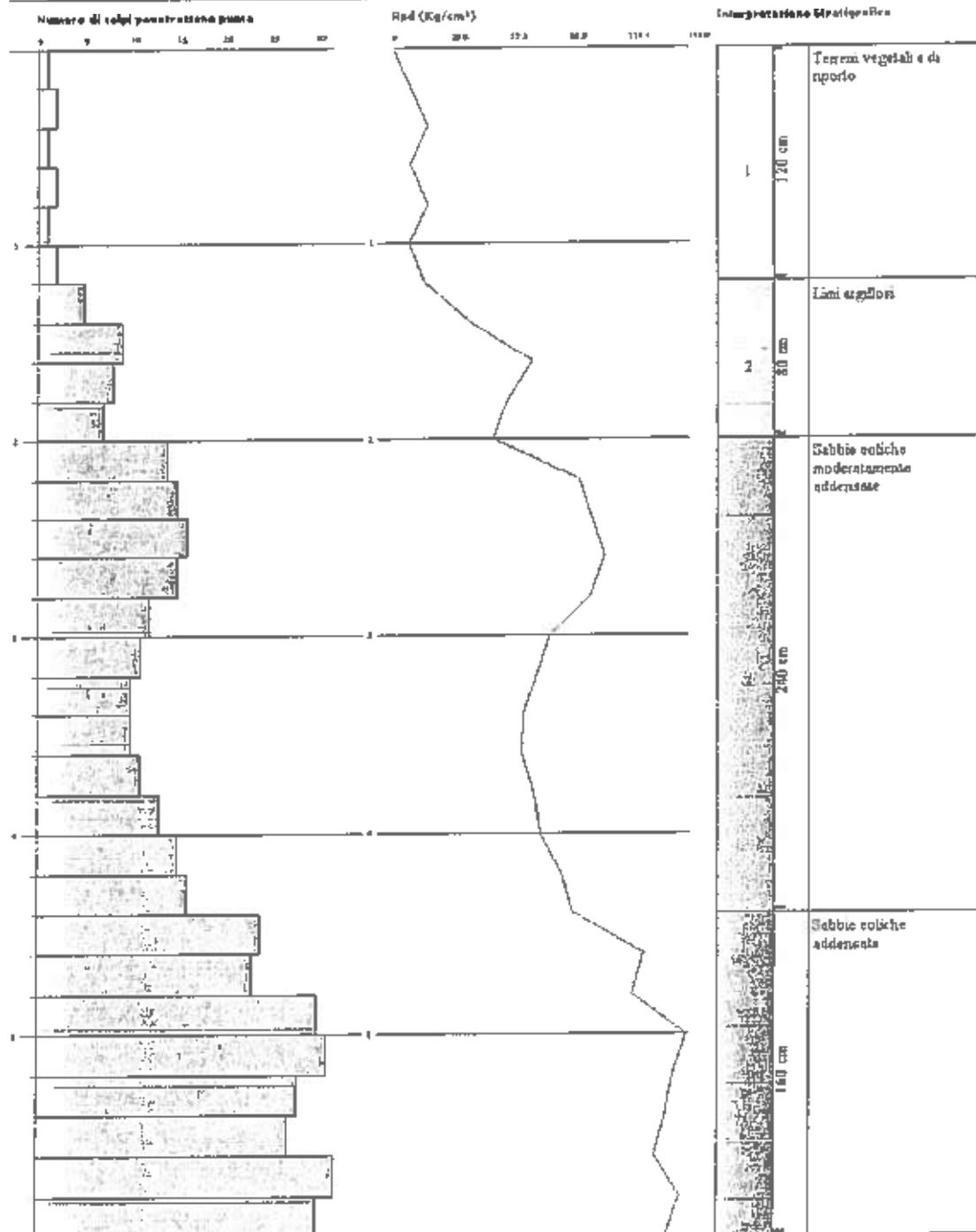
LOGSTRU Software
Via Lungo Ferrone 22
Tel 0290 0264 911 624 logstru@logstru.com

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DP5H (Dynamic Probing Super Heavy)

Commenti:
Caricini
località

Data: 16/05/2011

2011.03



Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 16/05/2011
 Profondità prova 6,00 m
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	8.31	9.72
0.40	2	0.851	16.54	19.44
0.60	1	0.847	8.23	9.72
0.80	2	0.843	16.39	19.44
1.00	1	0.840	7.55	8.99
1.20	2	0.836	15.04	17.98
1.40	5	0.833	37.44	44.95
1.60	9	0.830	67.12	80.91
1.80	8	0.826	59.43	71.92
2.00	7	0.823	48.19	58.54
2.20	14	0.770	90.17	117.09
2.40	15	0.767	96.24	125.45
2.60	16	0.764	102.27	133.81
2.80	15	0.761	95.52	125.45
3.00	12	0.809	75.87	93.82
3.20	11	0.806	69.32	86.00
3.40	10	0.803	62.81	78.18
3.60	10	0.801	62.62	78.18
3.80	11	0.798	68.67	86.00
4.00	13	0.746	71.19	95.42
4.20	15	0.744	81.88	110.10
4.40	16	0.741	87.08	117.44
4.60	24	0.689	121.42	176.17
4.80	23	0.687	116.00	168.83
5.00	30	0.685	142.15	207.52
5.20	31	0.633	135.74	214.43
5.40	28	0.681	131.90	193.68
5.60	27	0.679	126.84	186.76
5.80	32	0.627	138.85	221.35
6.00	30	0.675	132.53	196.21

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Begemann	0.09
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	Begemann	0.38

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Robertson (1983)	2.40
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	Robertson (1983)	11.60

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ecd (Kg/cm ²)
-------------	------	------------------	--------------	---------------------------

[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Stroud e Butler (1975)	5.51
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	Stroud e Butler (1975)	26.61

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Apollonia	12.00
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	Apollonia	58.00

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Classificaz. A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	Classificaz. A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Meyerhof ed altri	1.50
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	Meyerhof ed altri	1.75

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
[1] - Terreni vegetali e di riporto	1.2	1.20	Meyerhof ed altri	1.85
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	Meyerhof ed altri	1.89

TERRENI INCOERENTI**Densità relativa**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Schultze & Menzenbach (1961)	56.9
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Schultze & Menzenbach (1961)	68.35
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Schultze & Menzenbach (1961)	85.89

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	24.33
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	29.36
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	32.54

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Terzaghi	---
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Terzaghi	259.04
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Terzaghi	378.51

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	63.87
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	96.74
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	163.42

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Classificazione A.G.I. 1977	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Meyerhof ed altri	1.57
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Meyerhof ed altri	1.83
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Meyerhof ed altri	2.12

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.89
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.94
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	(A.G.I.)	0.34
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	(A.G.I.)	0.33

addensate					
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	(A.G.I.)	0.3

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Ohsaki (Sabbie pulite)	339.26
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Ohsaki (Sabbie pulite)	733.37
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Ohsaki (Sabbie pulite)	1496.19

Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Navfac 1971-1982	1.17
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Navfac 1971-1982	2.76
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Navfac 1971-1982	5.34

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[2] - Limi argillosi	5.8	2.00	5.8	Robertson 1983	11.60
[3] - Sabbie coliche moderatamente addensate	13.17	4.40	13.17	Robertson 1983	26.34
[4] - Sabbie coliche addensate	28.12	6.00	28.12	Robertson 1983	56.24

REGISTRAZIONI SISMICHE PASSIVE

Registrazione 1

Instrument: TRS-0006/00-06

Start recording: 16/05/11 08:10:48 End recording: 16/05/11 08:22:49

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h12'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling frequency: 256 Hz

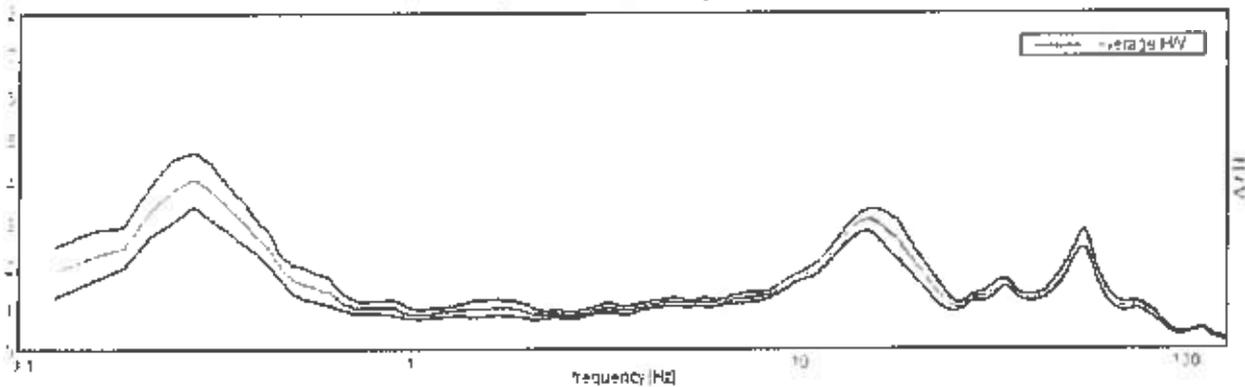
Window size: 20 s

Smoothing window: Triangular window

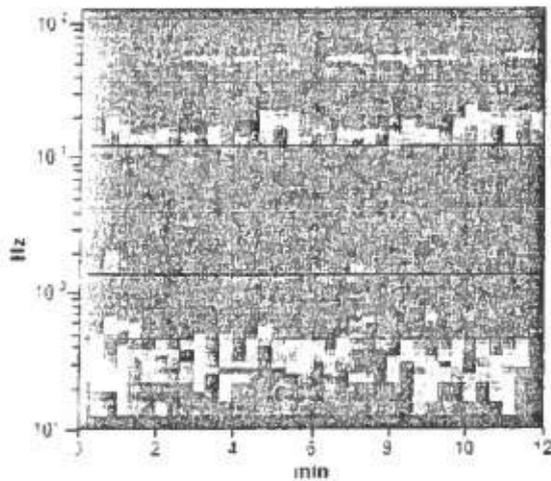
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

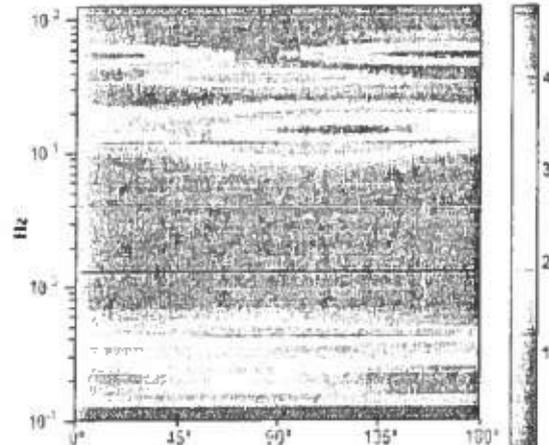
Max H/V at 0.39 ± 9.0 Hz (in the range 0.0 - 128.0 Hz)



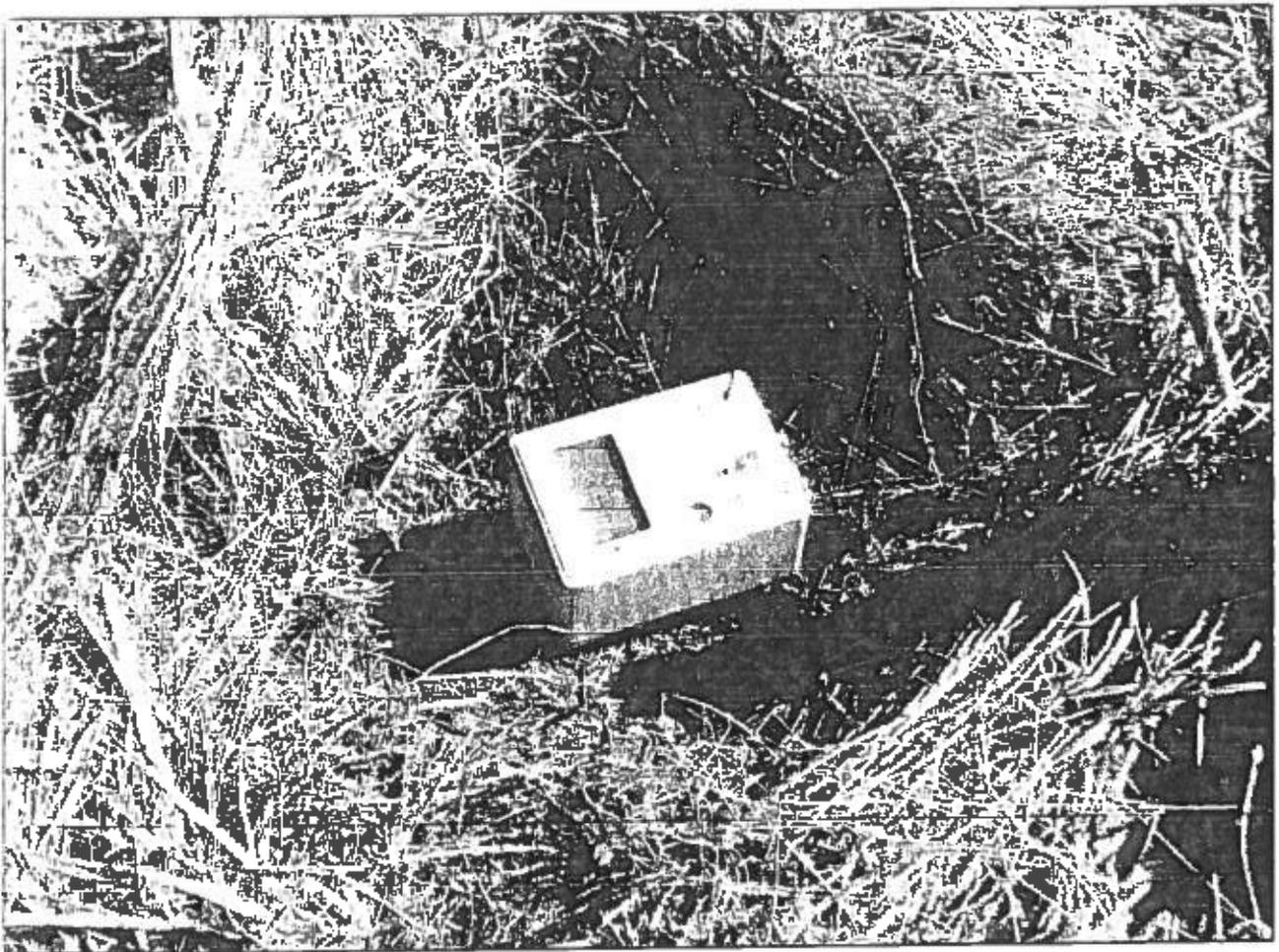
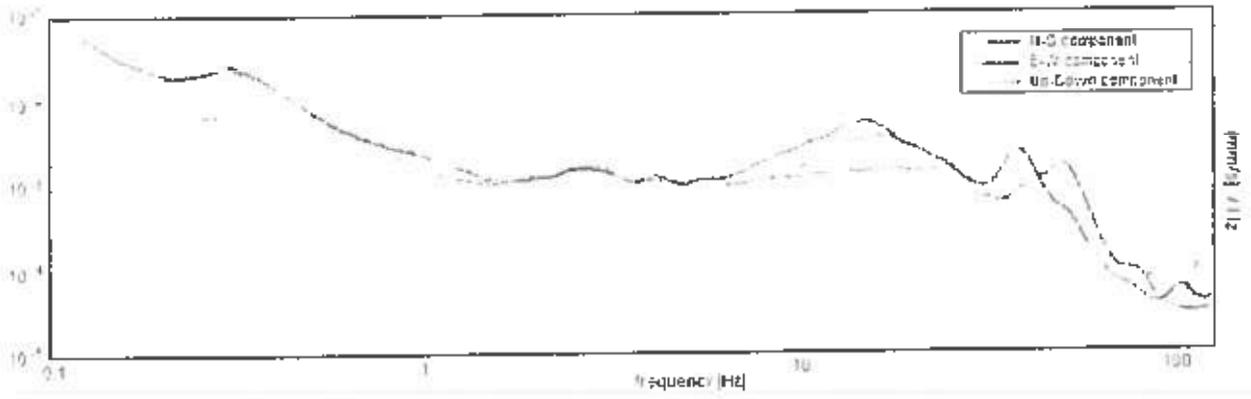
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the Sesame, 2005 guidelines. Please read carefully the *Guida* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 0.28 ± 0.0 Hz (in the range 0.0 - 128.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.28 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$202.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 14 times	OK	

Criteria for a clear HVSR peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{HV}(f^-) < A_0 / 2$	0.125 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{HV}(f^+) < A_0 / 2$	0.469 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$4.07 > 2$	OK	
$f_{0\text{peak}}[A_{HV}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.0 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < c(f_0)$	$0.0 < 0.05625$	OK	
$\sigma_A(f_0) < 0(f_0)$	$0.3127 < 2.5$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$c(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < c(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{HV}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{HV}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{HV}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{HV}(f)$. $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{HV}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log HV}(f)$	standard deviation of $\log A_{HV}(f)$ curve
$0(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < 0(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$c(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$0(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $0(f_0)$ for $\sigma_{\log HV}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Registrazione 2

Instrument: TRS-0006/00-06

Start recording: 16/05/11 08:29:40 End recording: 16/05/11 08:41:40

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h12'00" Analysis performed on the entire trace.

Sampling frequency: 256 Hz

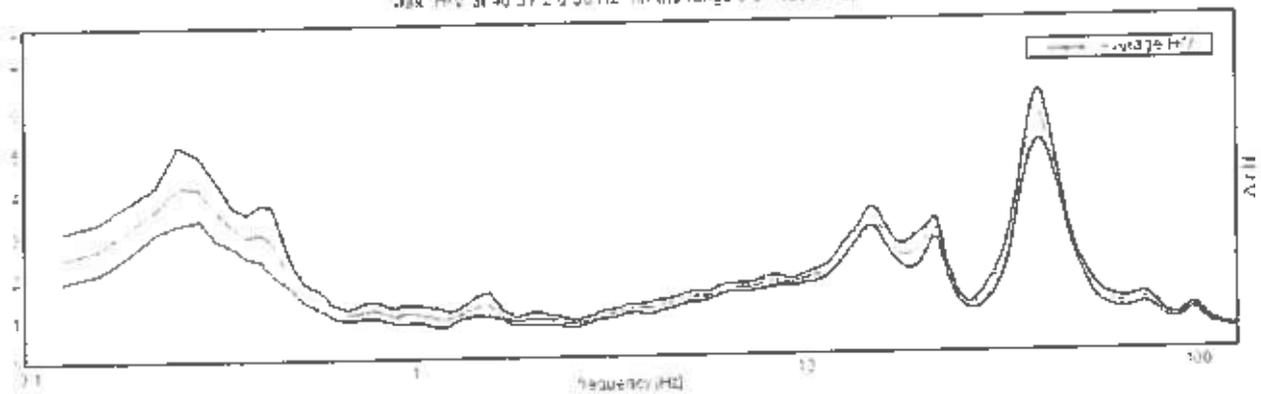
Window size: 20 s

Smoothing window: Triangular window

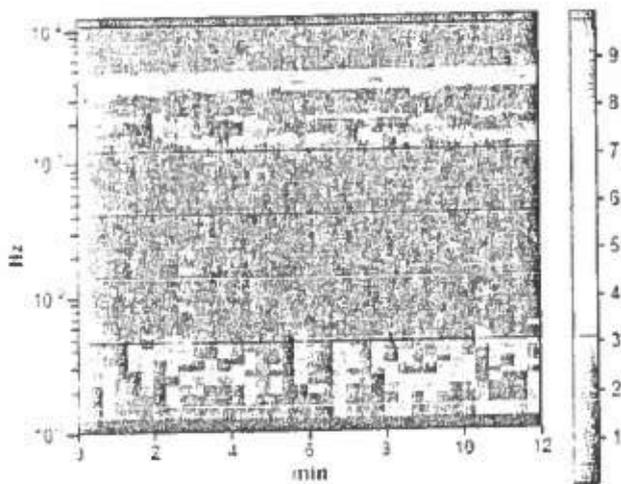
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

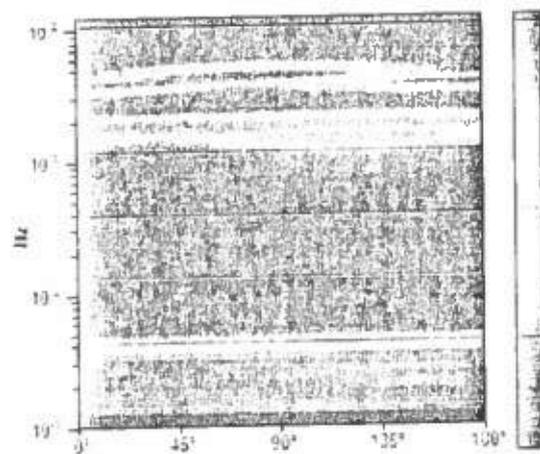
Max HV: 31.40 31 ± 6.60 Hz (in the range 0.0 - 128.0 Hz)



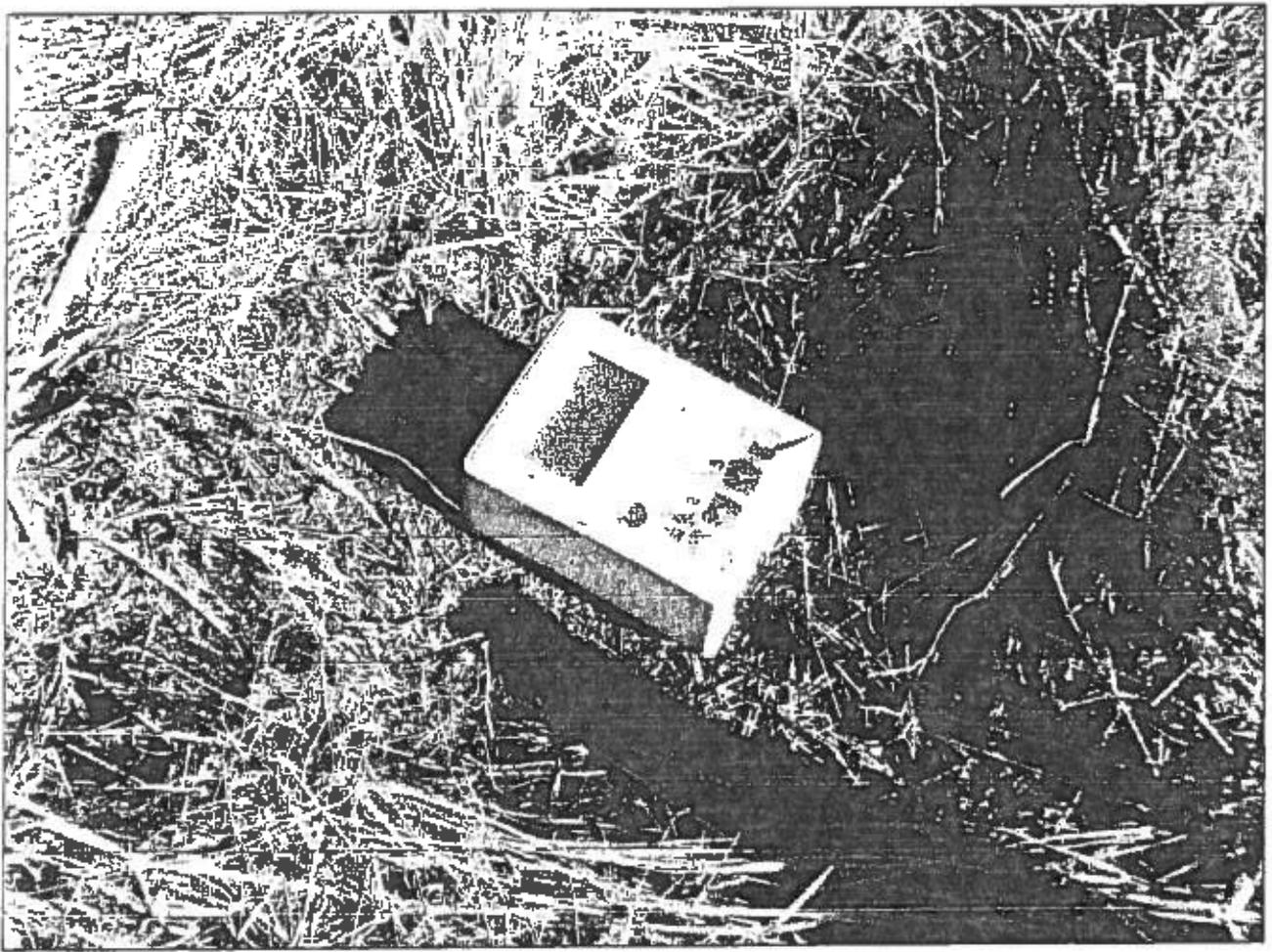
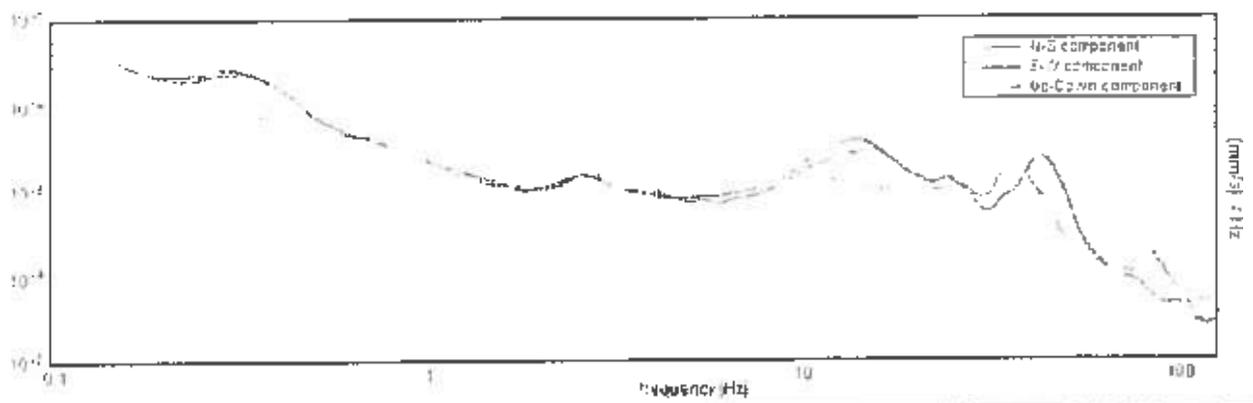
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the Sesame, 2005 guidelines. Please read carefully the *tramino* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 40.31 ± 6.58 Hz (in the range 0.0 - 128.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve
[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$40.31 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$29025.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 1936 times	OK	

Criteria for a clear HVSR peak
[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{HV}(f^-) < A_0 / 2$	33.969 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{HV}(f^+) < A_0 / 2$	48.344 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$5.62 > 2$	OK	
$f_{peak}[A_{HV}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.07919 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \epsilon(f_0)$	$3.19232 < 2.01563$	OK	
$\sigma_A(f_0) < 0(f_0)$	$0.2818 < 1.58$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\epsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \epsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{HV}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{HV}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{HV}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{HV}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{HV}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log HV}(f)$	standard deviation of $\log A_{HV}(f)$ curve
$0(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < 0(f_0)$

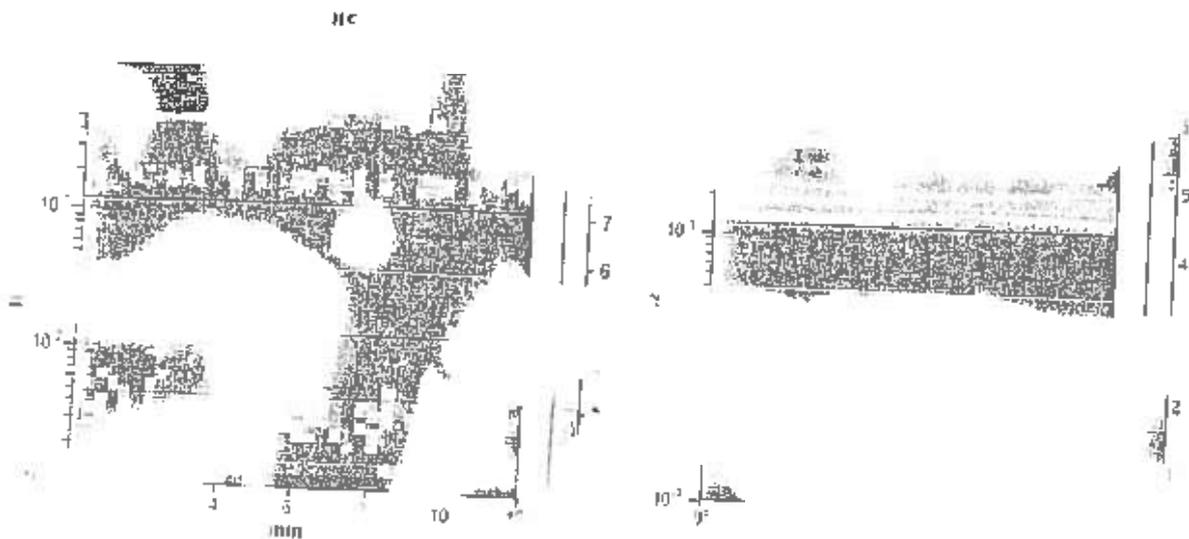
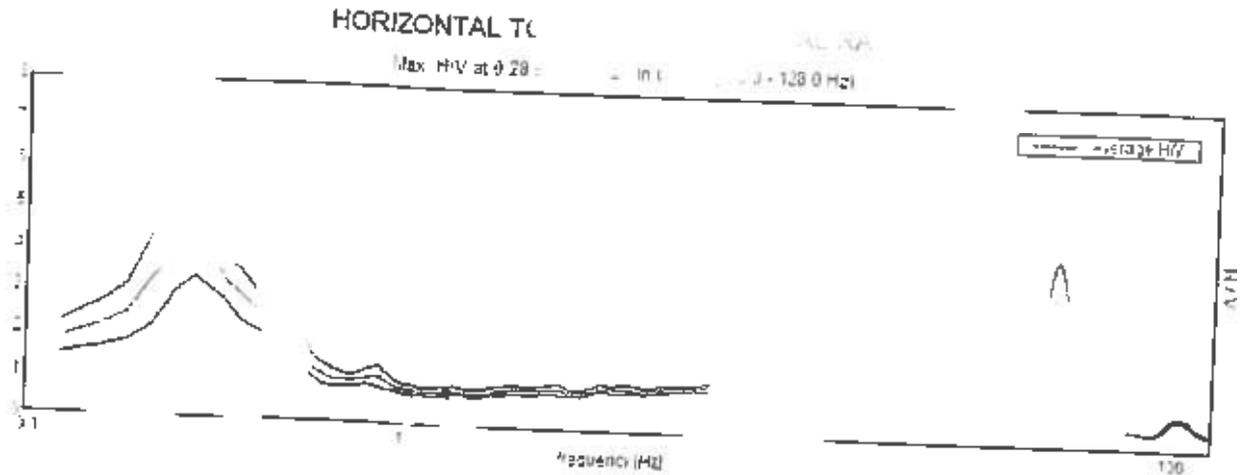
Threshold values for σ_f and $0(f_0)$

Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\epsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$0(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $0(f_0)$ for $\sigma_{\log HV}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

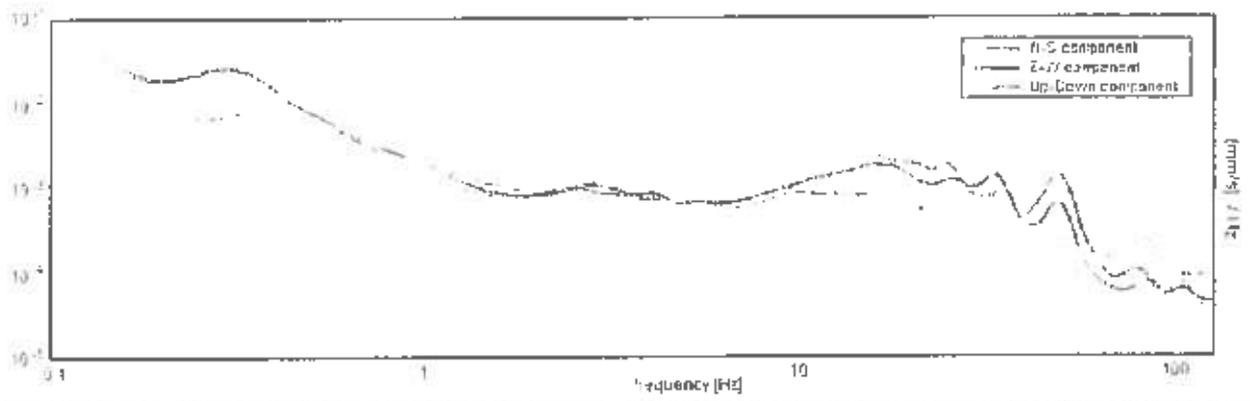
Registrazione 3

Instrument: TRS-0006/00-06
Start recording: 16/05/11 08:48:17 End recording: 16/05/11 09:00:18
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h12'00" Analysis performed on the entire trace.
Sampling frequency: 256 Hz
Window size: 20 s
Smoothing window: Triangular window
Smoothing: 10%



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the Sesame, 2005 guidelines. Please read carefully the *...illa* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 0.28 ± 12.75 Hz (in the range 0.0 - 128.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve
[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.28 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$202.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 14 times	OK	

Criteria for a clear HVSR peak
[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^* in $[f_0/4, f_0]$ $A_{HV}(f^*) < A_0 / 2$	0.125 Hz	OK	
Exists f^* in $[f_0, 4f_0]$ $A_{HV}(f^*) < A_0 / 2$	0.531 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$4.22 > 2$	OK	
$f_{peak} [A_{HV}(f) \pm \sigma_A(f)] \approx f_0 \pm 5\%$	$ 22.01138 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$6.1907 < 0.05625$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4355 < 2.5$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{HV}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{HV}(f^-) < A_0/2$
f^*	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{HV}(f^*) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{HV}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{HV}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log HV}(f)$	standard deviation of $\log A_{HV}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{\log HV}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008

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 DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Prandtl), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

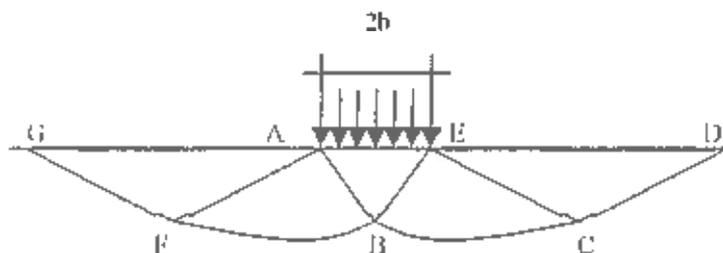
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie (AFED).

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale. Nelle zone ABF e EBC' la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $45^\circ - \varphi/2$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato servendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[e^{\frac{\pi \gamma \varphi}{2(1-\sin \varphi)}} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c = 0, \gamma \neq 0$) risulta $q = 0$, secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti *Caquot* si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma = 0, \varphi = 0, c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione: per tenere conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cono di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ψ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\gamma_{rid} = 2/3 \times \gamma \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

Explicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

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

$$a = c \cdot (0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi$$

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Figli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_y = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_y = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

Dove:

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di Meyerhof: le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

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 di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

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 $\varphi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0,2 \frac{B}{l_c}$$

$$s_c = 1 + \frac{V_q B}{V_c l_c}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastroforni

$$s_q = 1 + \frac{B}{l_c} \tan \varphi$$

$$s_y = 1 - 0,4 \frac{B}{l_c}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0,4k$$

$$d_c = 1 + 0,4k$$

$$d'_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d'_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

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

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{\gamma_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,5H}{\Gamma + A f c_a \cos \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7H}{\Gamma + A f c_a \cos \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta/450)H}{\Gamma + A f c_a \cos \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$s'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$s_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$s_q = s_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^2}{147^2}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^2}{147^2}$$

$$b'_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2,7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d < R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A^* = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A^* = B^* L^*$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di presa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B^*/L^*) \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A^* c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A^* = c^* N_c s_c i_c + q^* N_q s_q i_q + 0,5 \gamma^* B^* N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

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

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B^*/L^*) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$s_f = 1 - 0,3(B'/L')$ per forma rettangolare

$s_f = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$i_q = 1 - 1 - 11 / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$

$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$i_q = [1 - 0,711 / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$

$i_f = [1 - 11 / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$

$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite – al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice II di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0,5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

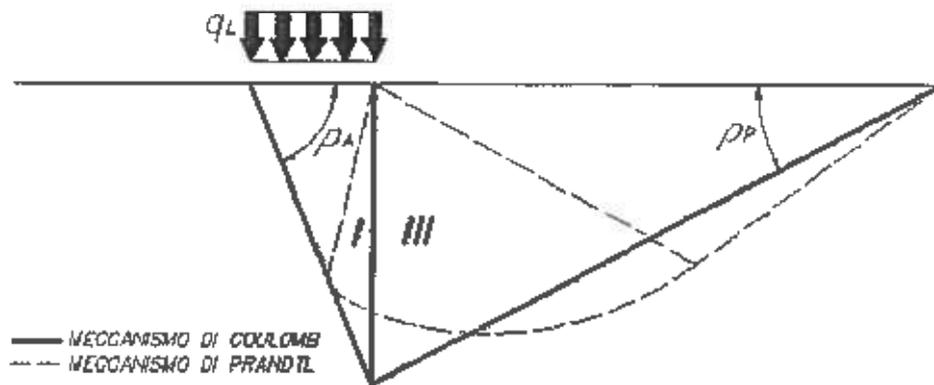
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{tE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{tE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{tE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura, in campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III;



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno - parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi)) - \tan(\varphi)}}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi)) + \tan(\varphi)}}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0,5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)] - \tan(\varphi - \vartheta)}}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_y sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$kh/(1-kv)$	N_q	N_y	N_c
0	16,51037	23,75643	26,86476
0,087	13,11944	15,88906	20,9915
0,176	9,851541	9,465466	15,33132
0,268	7,297657	5,357472	10,90786
0,364	5,122904	2,604404	7,111079
0,466	3,216145	0,879102	3,838476
0,577	1,066982	1,103E-03	0,1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\varphi=30^\circ$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_1 = \left(1 - \frac{k_h}{1,5\phi} \right)^{0,35}$$

$$z_2 = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_3 = z_2$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

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

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito,

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

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

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.50 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di b_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

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

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

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} = accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$, posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)).

$$\Delta H = q_0 B \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) / L \quad (1)$$

dove:

q_0 = intensità della pressione di contatto

B' – Minima dimensione dell'area reagente.

E e μ – Parametri elastici del terreno.

I_1 e I_2 – Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D .

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. 13ovles), in funzione del rapporto L/B' ed L/H , utilizzando $B' = B/2$ e $L' = L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B' = B$ e $L' = L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_2 deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ_p ($\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma_p$).

Se invece il terreno è normaleconsolidato ($\sigma_{v0} > \sigma_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (≈ 200 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI di Schmertmann

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastroformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot A_q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

A_q rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastroforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastroformi

e vale

$$I_{z \max} = 0,5 + 0,1 \cdot \left(\frac{A_q}{\sigma_{vj}} \right)^{0,5}$$

dove σ_{vj} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastroformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi;

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastroforni. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_{IT} \cdot f_c \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_{IT}, f_c = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1,706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_{IT} ed f_c sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot L / B}{L / B + 0,25} \right)^2$$

$$f_D = \frac{H}{z_1} \left(2 - \frac{H}{z_1} \right)$$

$$f_1 = \left(1 + R_1 + R \cdot \log \frac{1}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3;

R_1 = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	20,0 m
Profondità piano di posa	3,2 m
Profondità falda	8,5

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,136
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [K _{tk}]	0,0272
Coefficiente intensità sismico struttura [K _{st}]	0,133

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	II

SL Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	IO [-]	IC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,34	2,54	0,24
S.L.D.	50,0	0,41	2,56	0,27
S.L.V.	175,0	0,76	2,86	0,35
S.L.C.	975,0	0,89	2,93	0,38

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.51	0.2	0.0104	0.0052
S.L.D.	0.615	0.2	0.0125	0.0063
S.L.V.	1.14	0.2	0.0233	0.0116
S.L.C.	1.335	0.2	0.0272	0.0136

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DI: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; E_y: Modulo elastico; E_d: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DI [m]	Gam [Kg/m³]	Gams [Kg/m³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm²]	c Corr. [Kg/cm²]	cu [Kg/cm²]	E _y [Kg/cm²]	E _d [Kg/cm²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1.4	1500.0	1750.0	10.0	10	0.05	0.05	0.1	10.0	4.5	0.0	0.0	0.0
1.8	1750.0	1900.0	24.0	24	0.15	0.15	0.35	34.0	35.0	0.0	0.0	0.0
2.2	1800.0	2000.0	29.0	29	0.0	0.0	0.0	250.0	97.0	0.0	0.0	0.0
5.0	2100.0	2200.0	32.0	32	0.0	0.0	0.0	385.0	165.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione c	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg-m]	My [Kg-m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	A2+M2+R2	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	Sisma	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	6.39 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	3.55 Kg/cm²
Tensione [Ed]	2.13 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata**AI+MI+R1**

Autore: HANSJEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	12.84
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	13.31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13.31 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	19.98
Fattore [Nc]	34.24
Fattore [Ng]	17.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	12.05 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12.05 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	13.24
Fattore forma [Sc]	1.03

Fattore profondità [Dc]	2.09
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.54
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.54
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	15.38 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15.38 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	19.34
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	13.89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13.89 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	12.84
Fattore forma [Sc]	1.03
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0

Fattore inclinazione base [Hc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [ze]	1.0
Carico limite	13.28 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13.28 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Nc]	19.21
Fattore [Ng]	5.67
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [ze]	1.0
Carico limite	7.64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.24 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: FERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.3
Fattore [Nc]	23.22

Fattore [Nq]	8.49
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	6.69 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.72 Kg/cm ²

Condizione di verifica [$E_d \leq R_d$] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Nc]	19.21
Fattore [Ng]	5.63
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.98
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.49
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.49
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	8.31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.62 Kg/cm ²

Condizione di verifica [$E_d \leq R_d$] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Nc]	19.21
Fattore [Ng]	9.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [ze]	1.0
Carico limite	7.96 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.12 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Nc]	19.21
Fattore [Ng]	5.67
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [ze]	1.0
Carico limite	7.63 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.24 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Nc]	19.21
Fattore [Ng]	5.67
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [ze]	1.0
Carico limite	7.44 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.13 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.3
Fattore [Ne]	23.22
Fattore [Ng]	8.49
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [ze]	1.0
Carico limite	6.39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.55 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Ne]	19.21
Fattore [Ng]	5.63
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [De]	1.98
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.49
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.49
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [ze]	1.0
Carico limite	8.0 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.44 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Ne]	19.21
Fattore [Ng]	9.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	7.63 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.24 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.52
Fattore [Ne]	19.21
Fattore [Ng]	5.67
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	7.43 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.13 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	2.1 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	1.19 cm

Zi: Profondità media dello strato; Dp: incremento di tensione; We: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Zi (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	We (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4.3	0.723	0.505	Edometrico	1.15	--	1.15
4	7.9	1.446	0.112	Edometrico	0.34	--	0.34

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	2.1 Kg/cm ²
Spessore dello strato	4.0 m
Profondità substrato roccioso	4.0 m
Modulo Elastico	250.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.3

Coefficiente di influenza I1	0.68
Coefficiente di influenza I2	0.15
Coefficiente di influenza Is	0.76

Cedimento al centro della fondazione	5.28 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.45
Coefficiente di influenza I2	0.15
Coefficiente di influenza Is	0.54
Cedimento al bordo	1.88 mm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	2.1 Kg/cm ²
Tempo	15.0
Profondità significativa Zi (m)	1.453
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	12
Fattore di forma fs	1.524
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.44
Indice di compressibilità	0.053
Cedimento	19.816 mm