



COMUNE DI
PONTECAGNANO FAIANO
PROVINCIA DI SALERNO



MISSIONE 2: RIVOLUZIONE VERDE E
TRANSIZIONE ECOLOGICA;
COMPONENTE C4: TUTELA DEL
TERRITORIO E DELLA RISORSA IDRICA;
INVESTIMENTO 2.2: INTERVENTI PER LA
RESILIENZA, LA VALORIZZAZIONE DEL
TERRITORIO E L'EFFICIENZA
ENERGETICA DEI COMUNI

INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO
IDRAULICO NELL'AMBITO DELL'AREA ARTIGIANALE E COMMERCIALE
D 14 SITA IN LOC. S. ANTONIO - **II LOTTO FUNZIONALE**
CUP: F66J20000390001

PROGETTO ESECUTIVO



RL 02

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA E
MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO**

PROGETTISTA: R.T.P.

- CITYGOV ENGINEERING S.R.L.**
Via Pavia, 22 - 00161 Roma
P. IVA 14806221009
Direttore Tecnico - **Ing. Fulvio Masi**
- Arch. GIANFRANCO GUARINO**
- Ing. GIUSEPPE CERVAROLO**
- Geologo Dott. DOMENICO SESSA**



Sindaco:
Dott. GIUSEPPE LANZARA

Assessore Lavori Pubblici:
Dott. RAFFAELE SICA

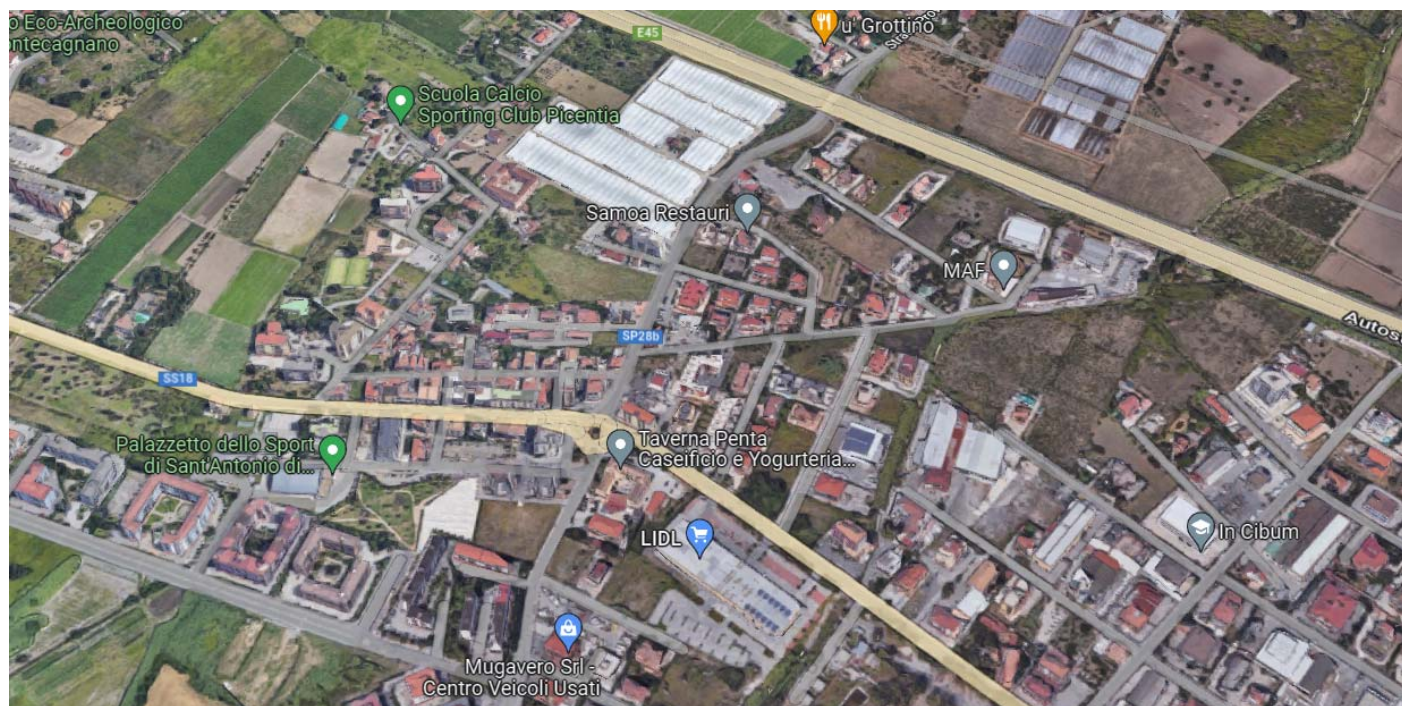
Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. DANILA D'ANGELO

Novembre 2022

REGIONE CAMPANIA

PROVINCIA DI SALERNO

Comune di PONTECAGNANO



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA E MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

Progetto: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Committente: Amministrazione Comunale

Data: Settembre 2022

Il Tecnico
Dott. Geol. Domenico Sessa
(O.R.G. n.1628)

Dott. Geologo
Domenico SESSA
Via del Centenario, 112 – 84084 FISCIANO
Cell. 347/2301400 mail: domenico.sessa@cngeologi.it
PEC: geol.domenicosessa@epap.sicurezza postale.it
P.IVA: 03383700659 – C.F. SSSDNC68A14H703C

INDICE

RELAZIONE GEOLOGICA

PREMESSA

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLITOLOGICO

AEROFOTOGRAMMETRIA DELL'AREA

STRALCIO CATASTALE

STRALCIO P.R.G.

PLANIMETRIA GENERALE: STATO di FATTO e STATO di PROGETTO

LINEAMENTI GEOLOGICI

LITOLOGIA DELLE UNITÀ AFFIORANTI IN SITU

IDROGEOLOGIA

MORFOLOGIA E CONDIZIONI DI STABILITÀ

RISCHIO DA FRANA

RISCHIO IDRAULICO

COMPATIBILITÀ GEOLOGICA

INDAGINI IN SITO E MODELLO GEOLOGICO – GEOTECNICO

INDAGINE GEOGNOSTICA

RISULTATI DEI TEST PENETROMETRICI

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

CONSIDERAZIONI SUL RISCHIO SISMICO

DISAGGREGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA IN TERMINI DI M-R-ε

ANALISI DI PERICOLOSITÀ SISMICA CON APPROCCIO PROBABILISTICO

INDAGINE GEOFISICA

PROSPEZIONI SISMICHE: MASW

VALUTAZIONE DELLA v_{s30} E DELLA CATEGORIA DEL SUOLO

CATEGORIA TOPOGRAFICA E FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

PERICOLOSITÀ SISMICA

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

SPETTRI ELASTICI

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIVITÀ A LIQUEFAZIONE DEL SOTTOSUOLO

SOMMARIO E RACCOMANDAZIONI TECNICHE

PREMESSA

Lo scrivente ha eseguito in **Via Pompei**, nel **Comune di Pontecagnano – Faiano**, uno studio di modellazione geologica e sismica su terreni ricadenti in **“Zona Artigianale Commerciale D14” delvigente P.R.G.** in cui è prevista l'**intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area “Artigianale Commerciale D14” 2° Lotto funzionale.**

L'intervento riguarda un'area sita in località S. Antonio, a nord della Strada Statale n. 18, già in gran parte edificata con immobili a destinazione artigianale e commerciale.

Il comprensorio D14 - artigianale commerciale - ha una notevole estensione che insiste sul foglio catastale n. 6 e secondo il vigente Piano Regolatore Generale il comprensorio è destinato all'insediamento di opifici artigianali-commerciali con annesse abitazioni.

Come già detto, a sud confina con la strada statale n. 18 denominata via Amerigo Vespucci (tratto di competenza comunale), mentre a ovest confina con via Pompei (strada provinciale n. 28), a nord con l'autostrada SA-RC e ad est con il torrente Frestola. Proprio la vicinanza al torrente Frestola, fa sì che detta area sia ritenuta a rischio inondazione e sebbene non vi sono mai stati eventi calamitosi di particolare gravità, l'Amministrazione Comunale ha ritenuto di intervenire col presente progetto, al fine di evitare futuri inconvenienti sull'area.

Questo secondo stralcio d'intervento riguarda lavori da realizzarsi sulle strade del comprensorio “Artigianale e commerciale D14” nella parte nord-est e precisamente interesserà le strade poste immediatamente a valle dell'Autostrada SA-RC.

I lavori nello specifico riguarderanno la realizzazione della condotta fognaria, della rete di smaltimento delle acque bianche e conseguentemente al rifacimento della sede stradale, alla realizzazione dei marciapiedi e dei muri laterali alla carreggiata.

I lavori nello specifico riguarderanno la realizzazione della condotta fognaria, della rete di smaltimento delle acque bianche e conseguentemente al rifacimento della sede stradale, alla realizzazione dei marciapiedi e dei muri laterali alla carreggiata.

L'area oggetto di intervento non rientra in aree sottoposte a vincolo di cui al Decreto Legislativo n° 42 del 21/01/2004 ne è compresa in piani paesaggistici.

Le opere previste nell'intervento proposto hanno un carattere prevalente di pavimentazione con materiali già esistenti in zona e con riferimento al contesto urbano in cui si trovano saranno valorizzati gli aspetti tipologici esistenti.

Si può asserire, pertanto, che l'intervento progettuale non comporta alcun impatto sia di tipo visivo che ambientale.

L'area oggetto di intervento non ricade né in area soggetta a vincolo idrogeologico né in area soggetta a rischio frane di cui al Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico del territorio, approvato dal Comitato Istituzionale dell'ex. Autorità di Bacino Regionale Campania Sud ed Interregionale per il bacino idrografico del fiume Sele con delibera n°22 del 02/08/2016 e pubblicato sulla G.U.R.I. n° 190 del 16/08/2016.

Lo studio è stato eseguito allo scopo di:

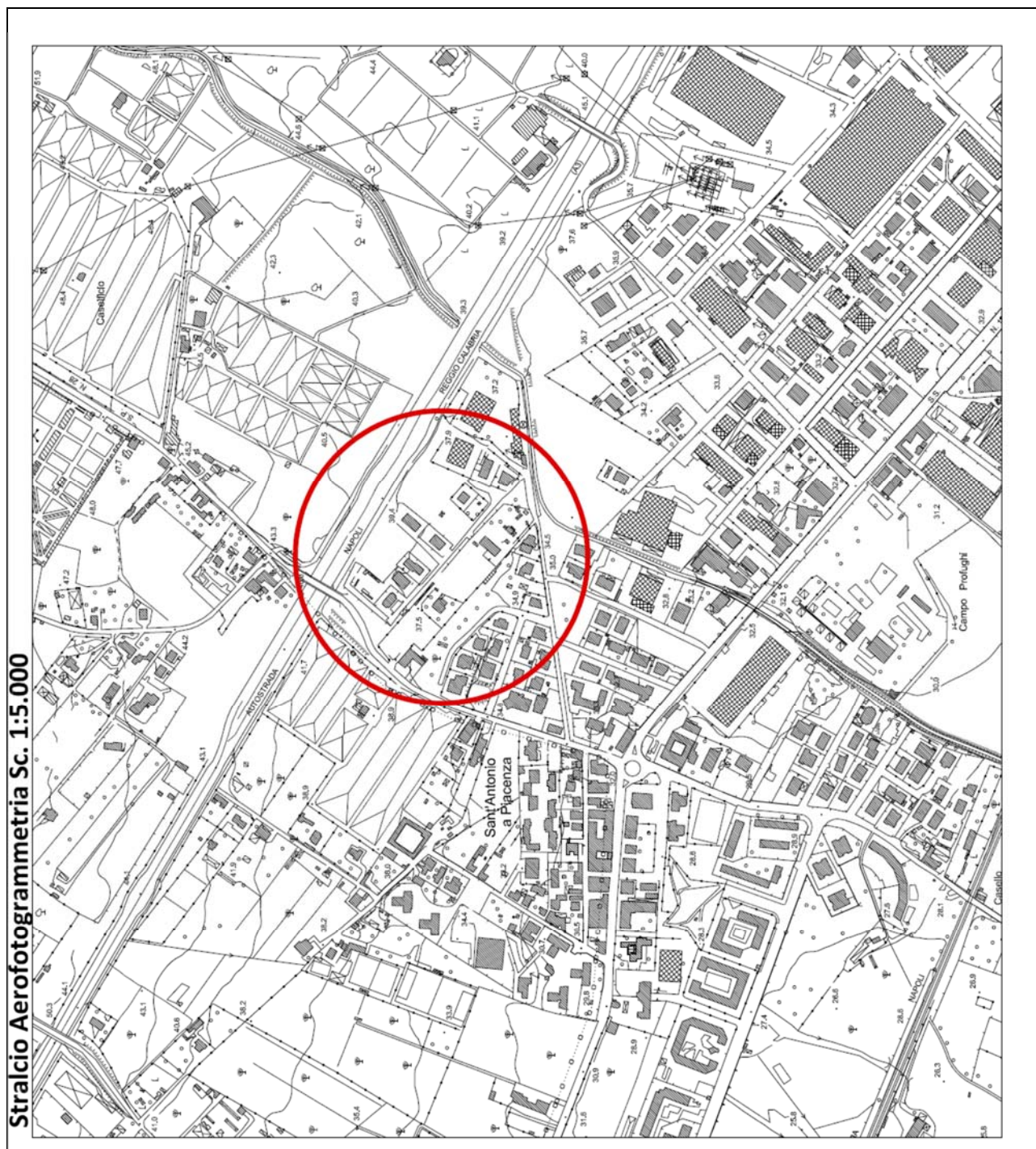
- ✓ fornire una caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area;
- ✓ elaborare un modello litostratigrafico del sottosuolo;
- ✓ verificare le condizioni di stabilità del sistema terreno-fondazioni e determinare l'entità dei cedimenti indotti;
- ✓ esprimere valutazioni sul rischio sismico locale in base alle qualità geotecniche del terreno, alla situazione idrogeologica e alla configurazione morfologica della zona.

Il lavoro è stato sviluppato secondo le seguenti fasi:

- rilevamento geologico di dettaglio del sito e delle aree limitrofe;
- analisi geomorfologica dell'area e del sito in studio, tendente ad evidenziare le forme e gli indizi di dissesto, superficiali e profondi, in atto e potenziali;
- esecuzione di n.6 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH;
- esecuzione di una prova sismica M.A.S.W., finalizzata alla modellazione sismica di sito ed alla individuazione della categoria del suolo secondo la normativa vigente (D.M. 17 gennaio 2018);
- elaborazione degli elementi raccolti e determinazione dei dati qualitativi e quantitativi occorrenti per l'intervento in progetto.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLITOLOGICO

L'area in esame, cartografata nella tavoletta "Battipaglia" F. 467 Sezione II della Carta topografica d'Italia, è ubicata in località S. Antonio a Piacenza, nel settore orientale del centro abitato di **Pontecagnano - Faiano**, lungo il tracciato della **Strada Provinciale 28b**, circa 380 mt a NNE della rotatoria di S. Antonio a Piacenza ed circa 100 mt a Sud del tracciato dell'Autostrada del mediterraneo (A3), alla quota di **37 mt** sul livello del mare.



Stralcio Catastale Sc. 1:2.000 - Foglio 6



Stralcio Catastale Sc. 1:5.000 - Foglio 6



LEGENDA

	zone di rispetto e vincolo
B₁	residenziale completamento concessione diretta
B₂	residenz. di complet. L. 94/82
	residenziale P.d.R.
C	espansione P.E.F.P. C ₁ , C ₂
C	espansione C ₁ , C ₂ , C ₃ , C ₄ , C ₅ , C ₆ , C ₇ , C ₈ , C ₉ , C ₁₀ , C ₁₁
D	industriale D ₀ , D ₁ , D ₂ , D ₃ , D ₄ , D ₅ , D ₆ , D ₇ , D ₈ , D ₉ , D ₁₀ , D ₁₁ , D ₁₂
D	commerciale artigianale D ₁₃ , D ₁₄ , D ₁₅ , D ₁₆ , D ₁₇ , D ₁₈ , D ₁₉ , D ₂₀ , D ₂₁ , D ₂₂ , D ₂₃ , D ₂₄
E₁	agricola
E₂	agricola
E₃	agricola
	parco urbano
F	servizi generali
	parco archeologico
	verde privato
T	destinazione turistica
	aggiornamento edilizio al 1983

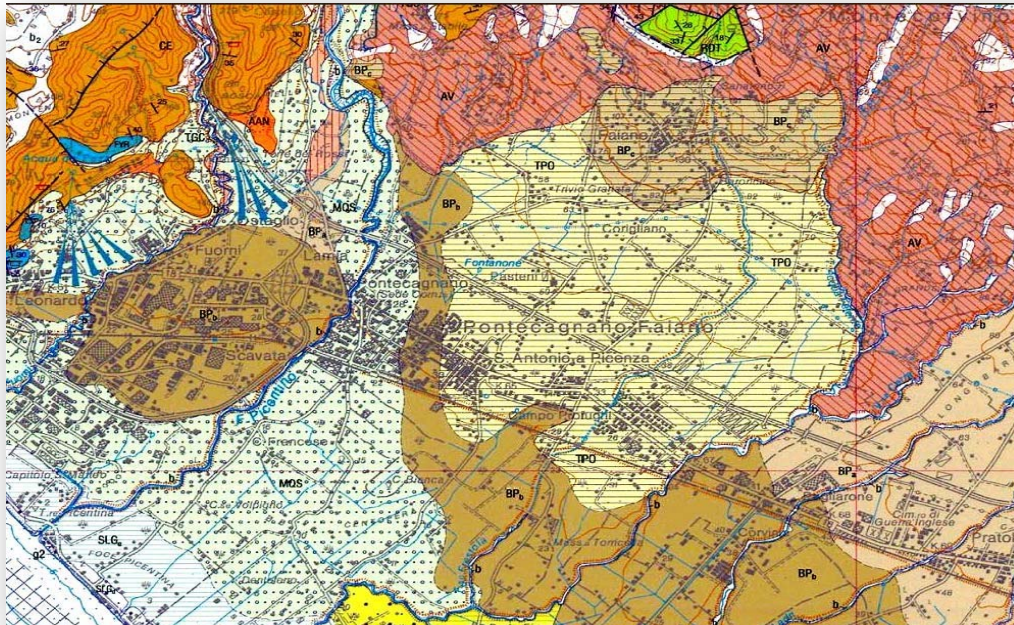
LEGENDA SIMBOLI DEI SERVIZI GENERALI

ABITO		E	P
SCUOLA MATERNA		E	P
SCUOLA ELEMENTARE		E	P
SCUOLA MEDIA		E	P
SCUOLA SUPERIORE		E	P
AMMINISTRAZIONE		E	P
CHIESA		E	P
BIBLIOTECA		E	P
MATTATOIO		E	P
AMBULATORIO		E	P
PARCHEGGIO		E	P
SPORT		E	P
VERDE ATTREZZATO		E	P
MERCATO ORTOFRUTT.		E	P
MUSEO		E	P
VERDE PER LO SPORT		E	P
PARCO ARCHEOLOGICO		E	P
PARCHEGGIO		E	P
AUTOPORTO		E	P
AEROPORTO		E	P
STAZIONE FERROVIA		E	P
CASA DEL RAGAZZO		E	P
ATTREZZ. TURISTICHE		E	P
ALBERGO		E	P
CAMPEGGIO		E	P
CASERMA V.V.F.F.		E	P
CASERMA C.C.		E	P
CENTRO DIREZIONALE		E	P
SCALO CONTAINER		E	P
DESTINAZIONE TURISTICA A CAMPING		E	P



LINEAMENTI GEOLOGICI

Nel settore centro-settentrionale della Piana del Sele e del Picentino si distinguono i seguenti complessi litostratigrafici:



Unità della piattaforma campano-lucana

Calcari a radiolitidi della Successione di Monte Tubenna (RDT)

Costituiscono l'ossatura dei principali alti strutturali ed il substrato del territorio in esame. Sono sottoposti con contatto tettonico alle Unità Sicilidi (Complesso delle argille scagliose varicolori).

Affiorano a poche centinaia di metri a monte dell'area di intervento, in corrispondenza del rilievo distinto in mappa dal toponimo **Colle Cantagallo (386 mt)**.



Constano di:

- *calcari e calcari dolomitici* fango sostenuti, di colore grigio chiaro e bianco, di spessore variabile da qualche decimetro ad oltre un metro;
- *calcilutiti nerastre* frequentemente laminati e/o in strati sottili da 3cm a 10 cm.

Nell'unità si rinvencono frequentemente rudiste sia intatte sia in frammenti.

Si tratta generalmente di depositi detritici, a luoghi cristallini, compatti, raramente conglomeratici e bioclastici. Lungo il versante meridionale del dosso collinare presentano una stratificazione a reggipoggio, con inclinazione compresa fra il 10% e il 45% .

Unità Sicilide Gruppo delle argille variegata (AV)

I depositi di questo complesso si espongono con buona evidenza nel settore nord-occidentale del territorio di **Faiano**, a monte ed a valle della strada che conduce nelle località di **Sardone** e di **Ornito**.

Di età Oligocene - Aquitaniano (29-23 MA) e tettonicamente sovrapposto ai calcari mesozoici di piattaforma, consta di due associazioni di litofacies:

1. **associazione "argilloso - marnoso - calcarea"** costituita da argille ed argilliti grigio plumbee, verdastre, raramente rossastre: marne, marne argillose e marne calcaree di colore variabile dal verde al grigio chiaro, al giallino; localmente sono presenti calcari detritici e calcareniti con tracce di organismi di fondo alla base dello strato, subordinatamente, calcisiltiti e calcilutiti nocciola ed arenarie grigie con mica bianca;



2. **associazione "arenaceo - calcareo - marnosa"** formata da alternanze di arenarie grigio brune e/o giallastre e in subordine da calcari e marne con intercalazioni argillose di potenza variabile.

Entrambe le associazioni presentano un assetto fortemente caotico legato ai movimenti antichi e recenti che ne hanno totalmente sconvolto l'originaria struttura.

Sovente sono ricoperti da una coltre di alterazione di spessore variabile da qualche metro a 5-6 mt, costituita da limi argillosi ed argille di colore marroncino con frequenti variegazioni giallastre. Nella pasta argillosa sono inglobati blocchi, lembi o pacchi di strati di natura prevalentemente calcareo-marnosa.

Il complesso viene a giorno nel settore nord-occidentale ed in particolare nelle località distinte in mappa dai toponimi **Podere Possesso** e **Sardone**.

In località **Sardone**, cui si riferiscono le foto, affiora diffusamente la frazione più competente: **calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio verdino con sfumature di color marrone-ruggine, disposti in banchi e strati, intercalati da marne, marne scagliose ed argilliti aciculari.**



I calcari marnosi e le marne calcaree hanno una pigmentazione grigio-chiara con sfumature avana-ruggine lungo le superfici di fratturazione, sono compatti, ma intensamente fessurati (pietra paesina). Sovente le fratture sono colme di calcite. Lo spessore varia da pochi decimetri al metro. Le marne e le marne argillose, più frequenti nella parte basale della successione, hanno una colorazione grigio-plumbea e sono caratterizzate da una fitta struttura a scaglie.

I depositi marnoso-argillosi sono stati sottoposti dapprima ad un'intensa diagenesi, che ha prodotto un'elevata fissilità in direzione parallela ai piani di stratificazione, quindi ad un'intensa tettonizzazione che ne ha determinato la struttura in scaglie e, quindi, la marcata incoerenza in caso di esposizione agli agenti atmosferici; l'orientamento delle scaglie è in genere variabile e caotico.

Argille siltose di Salerno (AAM)

Questa unità, di età Tortoniano-Messiniano, poggia sui depositi del complesso delle argille varicolori ed è sottoposta al complesso conglomeratico.

Consta di argille, argille siltose e marnose, marne argillose di colore grigio azzurrino o grigio verde, con intercalazioni sabbiose, sempre più frequenti verso l'alto. Nella parte sommitale si possono rinvenire depositi di tipo evaporitico calcari evaporitici, diatomiti e gessi.



Affiora **ad W di Faiano** lungo il versante sud-occidentale del dosso distinto in mappa dal toponimo Sardone, e si espone in buona evidenza nella **cava Foglia**, ubicata 500 mt circa a NNE della **Masseria Stabile**. Affioramenti significativi sono rilevabili nelle **cave di S. Vito** e di **Parapoti** laddove sono stati asportati i depositi del complesso calcareo conglomeratico.

Nella **cava Foglia** lungo le pareti di scavo si rileva la presenza di una successione di argille ed argille marnose di colore grigio azzurro, in cui sono inglobate frequenti masse irregolari di gesso per lo più nodulare e saccaroide ad assetto caotico.

La parte visibile della successione ha uno spessore variabile da qualche metro a circa 10 mt ed è troncata bruscamente dalle sequenze conglomeratiche, che affiorano per potenze di diverse decine di metri.

Il contatto fra le descritte unità è marcato da numerose venute d'acqua di modesta portata, prodotte dai lavori di scavo, che hanno intercettato l'orizzonte acquifero presente alla base delle sequenze conglomeratiche.

Complesso calcareo - conglomeratico (CE)



Di età plioleistocenica, costituisce i rilievi collinari di Santa Tecla e di Faiano e si evidenzia diffusamente lungo la strada che da Faiano conduce a Giffoni Valle Piana.

Consta di limi e sabbie calcaree di colore bianco variamente addensati, in genere, facilmente erodibili; pietrisco e brecce, a luoghi molto cementate o paracementate. Sovente il materiale è caratterizzato da una marcata eterometria ed è privo di organizzazione interna. In taluni casi presenta una pseudostratificazione in banchi e strati di potenza molto variabile; nelle parti sommitali la frazione più fina è caratterizzata da una rozza stratificazione incrociata.

Nell'ambito di questo complesso sono state individuate dal basso verso l'alto le seguenti formazioni:

Formazione basale, che presenta due litofacies: una ghiaiosa costituita da conglomerati ad elementi calcareo-dolomitici in matrice sabbiosa e granulare, ed una sabbioso siltosa formata da sabbie e silt carbonatici;

Formazione delle ghiaie poligeniche, che consta di argille verdastre di facies palustre passanti verso l'alto ad una sequenza di ghiaie grossolane in cui sono intercalati livelli lenticolari a tessitura sabbiosa o granulare; la litofacies ghiaiosa, di facies torrentizio-fluviale, è caratterizzata da una marcata poligenicità dei clasti: calcari, calcari dolomitici, calcari marnosi, calcari con selce, marne, arenarie micacee, quarzareniti, diaspri; i clasti sono ben arrotondati e fortemente eterometrici, la matrice è sabbioso siltosa.

Formazione delle ghiaie calcareo-dolomitiche, che si sovrappone alla precedente, consta di ghiaie grossolane di natura calcareo dolomitica e presenti i caratteri tipici dei depositi che hanno subito un trasporto in massa.

Formazione sommitale, che chiude la successione verso l'alto, consta di ghiaie di esclusiva natura calcarea e calcareo dolomitica, di sabbie e sabbie siltose di natura carbonatica.



Supersintema di Battipaglia - Persano (BP)

include tutti i sedimenti accumulatisi sulla Piana dopo l'ultima fase di forte fagliazione del **Supersintema Eboli (CE)** e prima della trasgressione tirreniana testimoniata dal **Sintema Gromola**. Comprende *sedimenti di ambiente fluviale, transizionale e marino costiero* riferibili a più cicli deposizionali ad influenza eustatica e tettonica.

Dati di sondaggio gli assegnano spessori ettometrici (>250 m). Per quanto attiene all'età, la base è posta intorno al passaggio Pleistocene inferiore- Pleistocene medio, il tetto viene collocato nel corso del Tirreniano. (C. VITALE - *tesi di dottorato*, 2005)

L'unità poggia su conglomerati del supersistema di Eboli (CE), già in precedenza fagliati ed erosi, mentre a tetto si espone diffusamente con forme terrazzate, rimodellate, incisioni e scarpate di faglia, di rigetto decimetrico, molto addolcite. Localmente è sottoposto al sistema di Gromola ed al sistema di Campolongo. Gli autori del foglio "Salerno" della carta geologica d'Italia nella parte sommitale del supersistema hanno distinto, in base ai diversi ambienti di sedimentazione, due sub-unità: una (**BPa**) legata ad ambienti di conoide alluvionale, l'altra (**BPb**) in ambiente di piana costiera.

- ✓ **BPa**: ascrivibile al Pleistocene medio -inizio del Pleistocene superiore, consta di orizzonti lenticolari interdigitati da grossolani a fini:
 - ghiaie sabbiose ad elementi calcareo dolomitici di diametro centimetrico, ben smussati, derivanti dallo smantellamento dei massicci mesozoici di piattaforma,
 - sabbie e peliti sabbiose passanti verso l'alto ad alluvioni sabbioso - limoso - argillose con frazioni piroclastiche e frequenti livelli di paleosuolo. Nella parte sommitale è conservato un paleosuolo profondo, decalcificato ed argillificato.
- ✓ **BPb**: depostasi in un contesto di piana costiera, questo sub-sistema consta di:
 - complessi di spiaggia a tessitura prevalentemente sabbiosi e sabbioso - ghiaiosi,
 - complessi lagunari e lacuo palustri a tessitura sabbioso - pelitica con abbondanti frazioni di sostanza organica e di torba;
 - corpi alluvionali a tessitura in prevalenza sabbioso - pelitica con orizzonti costituiti da suoli idromorfi.
- ✓ **BPc (Travertini di Faiano)**: questo subsistema, che poggia in discordanza sui depositi del complesso delle argille varicolori **costituisce il substrato di gran parte dell'abitato di Faiano** e del settore più interno del territorio di Pontecagnano.

La sua distribuzione areale è strettamente connessa alla presenza di un substrato carbonatico (calcari mesozoici di **Colle Cantagallo**) pervasivamente fratturato, allentato e disarticolato.

Detta situazione favorisce l'instaurarsi di intensi processi di dissoluzione della frazione carbonatica e la sua successiva precipitazione in corrispondenza dei punti di affioramento delle acque di percolazione.

Consta di sedimenti travertinosi fitoclastici in letti talora conglomeratici.

La loro distribuzione areale è strettamente connessa alla presenza di un alto strutturale carbonatico (calcari mesozoici di Colle Cantagallo e/o conglomerati ad elementi calcareo-dolomitici di S. Tecla) pervasivamente fratturato, allentato e disarticolato, che favorisce l'instaurarsi di intensi processi di dissoluzione della frazione carbonatica e la sua successiva precipitazione in corrispondenza dei punti di affioramento delle acque di percolazione.



I travertini di Faiano, hanno uno spessore massimo di circa 90 metri ed immergono generalmente verso sud. Dai rapporti stratigrafici con i terreni adiacenti e dai primi risultati delle datazioni radiometriche, l'intervallo temporale stimato per la loro formazione è il tardo Pleistocene (Anzalone, D'Argenio et. alii. 2007).

La crescita del pacco di travertini non è avvenuta in modo continuo, ma pulsante come testimoniato dalle superfici di discontinuità (periodi di non deposizione/erosione) individuate a differente altezza stratigrafica e più o meno marcate da livelli arrossati e/o paleosuoli.

Ciò suggerisce che ricorrenti cadute del livello di falda e conseguente diminuzione di flusso alla sorgente, a loro volta controllate non solo da fattori locali ma anche da variazioni climatiche, hanno regolato l'evoluzione dei processi deposizionali (Anzalone et al., 2007). Il controllo climatico è peraltro suggerito dalla regolare distribuzione verticale delle litofacies in ritmi e sequenze ritmiche.

Si tratta di travertini di tipo prevalentemente fitoermali con frequenti livelli stromatolitici, a luoghi molto cementati. I **travertini fitoermali** sono formati da concrezioni carbonatiche porose e vacuolari, incrostanti vegetazione igrofila; i **depositi stromatolitici** da un aggregato compatto di cristalli di calcite, organizzato in una successione in parte regolare di lamine di colore alternativamente chiaro e scuro.

La presenza di facies detritiche è da ricondursi a processi di incrostazione su resti vegetali talvolta di grandi dimensioni (tronchi, rami e altri frammenti vegetali), nonché su clasti carbonatici provenienti dallo smantellamento di preesistenti corpi travertinosi.

All'interno delle placche possono inoltre rinvenirsi sporadici livelli, di spessore centimetrico o decimetrico, di travertino bibliolitico costituito da incrostazioni su pacchetti di foglie il più delle volte isorientate e con disposizione embricata.

Le masse travertinose presentano talvolta un'evidente stratificazione, sottolineata da livelli stromatolitici, che ricalca quasi sempre l'andamento della superficie di appoggio basale e quella locale del versante.

Travertini di Pontecagnano (TPO)

Ascrivibile al Tardo Pleistocene - Olocene, questa unità consta di depositi fluvio lacustri passanti lateralmente e verso il basso a **travertini fitoclastici, fitoermali, e sabbiosi, stratoidi da medi a sottili, a luoghi intercalati dal orizzonti pedogenici o da sedimenti colluviali o vulcanoclastici.**

Affiora diffusamente nella fascia di terreni posta alla base della zolla travertinosa di Faiano, compresa fra l'allineamento **Trivio Granata e Baroncino** ed il **settore orientale dell'abitato di Pontecagnano, S. Antonio a Pienza e Campo profughi.**



Sintema di Masseria Acqua Santa (MQS)

Nella Valle del Picentino la superficie limite superiore di questo sintema coincide o con la superficie delle conoidi alluvionali laterali o con le spianate dei terrazzi fluviali. La superficie limite-inferiore, è una superficie erosiva impostata direttamente sul substrato calcareo mesozoico e sui depositi conglomeratici e travertinosi più antichi sospesi sul fondovalle. Consta di ghiaie e sabbie poligeniche fluviali, con subordinati episodi pelitici.

Le conoidi alluvionali sono costituite prevalentemente da ghiaie calcaree poligeniche fini supportate da matrice piroclastica, alternate a colluvioni vulcanoclastiche e sedimenti di suolo. Le falde detritiche sono composte prevalentemente da brecce stratoidi incoerenti a matrice piroclastica e con clasti calcarei centimetrici spigolosi.



LITOLOGIA DELLE UNITÀ AFFIORANTI IN SITU

L'area di intervento ricade su una piastra di travertini, ascrivibili all'unità Travertini di Pontecagnano (**TPO**), di età tardo Pleistocene - Olocene, ricoperto da una coltre di terreni eluvio colluviali e piroclastici dello spessore di circa 1.0 mt.

L'unità, depostasi in un ambiente di piana fluvio-lacustre ed alluvionale, consta di **travertini fitoclastici, fitoermali, e sabbiosi, stratoidi da medi a sottili, intercalati da orizzonti pedogenici o da sedimenti colluviali o vulcanoclastici.**



L'unità idrogeologica M. Picentini - Piana del Sele fu essenzialmente determinata dai fenomeni tettonici che condussero alla surrezione dei massicci carbonatici (M. Picentini), al rapido abbassamento del substrato calcareo nelle aree attualmente corrispondenti alla Piana del Sele ed al successivo colmamento della depressione da parte dei depositi detritici derivanti dallo smantellamento degli alti morfologici.

Pertanto, il bacino è caratterizzato dalla presenza di due sistemi nettamente distinti:

- a nord le zolle carbonatiche dei Monti Picentini, intensamente fratturate e, quindi, ad elevata circolazione interna, che costituiscono i serbatoi idrici nettamente più importanti;
- a sud, le potenti sequenze alluvionali della Piana del Sele che, per la diversa permeabilità dei litotipi, sono sede di orizzonti acquiferi distribuiti a diverse altezze (falde sovrapposte).

I due sistemi, separati dai depositi del complesso impermeabile delle argille scagliose variegate, *vengono a contatto solo in alcuni settori della fascia pedemontana, tramite i sedimenti clastici e molto permeabili del complesso detritico.*

Detto complesso, molto permeabile, drena in profondità la falda dei rilievi carbonatici tamponati dalla soglia di permeabilità costituita appunto dal complesso delle argille variegate.

UNITÀ IDROGEOLOGICHE

Unità dei calcari di piattaforma

Le unità di piattaforma sono caratterizzate da un'intensa tettonizzazione e fratturazione, quindi da una *marcata permeabilità secondaria* e da frequenti fenomeni carsici, che danno origine a numerose forme ipogee ed epigee.

I termini carbonatici, dove tamponati perimetralmente da depositi impermeabili, costituiscono acquiferi di notevole importanza.

Complesso delle argille varicolori

La permeabilità relativa di questo complesso è nell'insieme molto contenuta, ma diventa praticamente nulla dove prevale la frazione argilloso-marnosa. Possono prodursi modesti accumuli idrici nell'ambito della coltre di alterazione superficiale e nei pacchi di strati calcareo-marnosi dove è ridotta la percentuale dei livelli impermeabili. Per il resto *il complesso non è sede di falde acquifere significative.*

Argille altomioceniche (unità di Villamaina)

I litotipi di questa unità hanno in prevalenza una tessitura fine o finissima, pertanto sono da ritenersi del tutto impermeabili.

La loro presenza si rileva prevalentemente alla base del complesso conglomeratico, dove danno luogo ad accumuli idrici di modesta portata. In ordine alla possibilità che possano formarsi acquiferi significativi nei terreni di questa unità, vale quanto detto per il complesso delle argille varicolori.

Complesso calcareo-conglomeratico

Si tratta di terreni a tessitura grossolana *caratterizzati da* elevata circolazione interna e, quindi, da *elevata permeabilità*.

La posizione geometrica sui depositi del complesso delle argille scagliose varicolori o sull'unità delle argille grigio azzurre altomioceniche determina la formazione di accumuli idrici di modesta entità e di piccole sorgenti per limite di permeabilità definito.

Travertini

Sono depositi percorsi da frequentissime linee di fratturazione e caratterizzati da una marcata porosità. Hanno un grado di permeabilità molto elevato ma uno spessore modesto; pertanto *non costituiscono un acquifero degno di nota*.

Depositi alluvionali di fondovalle

Questi depositi costituiscono il letto del F. Picentino e dei corsi d'acqua che solcano il territorio di Pontecagnano ed affiorano nelle aree ad essi adiacenti per fasce dell'ampiezza di diverse decine di metri. Presentano buone caratteristiche di permeabilità, tali da consentire la formazione di accumuli idrici o da costituire vie preferenziali di deflusso delle acque sotterranee, in particolare dove la tessitura tende al grossolano.

In genere *sono sede di una falda subalvea* che riceve apporti sia dagli acquiferi presenti nei terreni affioranti in adiacenza (depositi piroclastici, complesso conglomeratico, complesso detritico) sia dagli stessi corsi d'acqua in misura variabile a seconda del proprio regime.

CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA DELL'AREA IN ESAME

I complessi costituenti il sottosuolo delle aree di questa parte della Piana del Sele sono tutti sede di falde acquifere alimentate sia dall'infiltrazione delle acque meteoriche che da apporti laterali provenienti dalle aree detritiche e carbonatiche esterne.

Il differente grado di permeabilità relativa e la distribuzione irregolare dei depositi alluvionali determinano, oltre alla presenza della falda libera, l'esistenza di orizzonti acquiferi sovrapposti, spesso in pressione (acquifero multifalda), rinvenibili in terreni a granulometria grossolana confinati tra depositi meno permeabili o impermeabili.

Il sottosuolo dell'area di interesse consta di una piastra travertinosa caratterizzata da permeabilità medio alta per porosità e fratturazione, passante ad una sequenza di limi argilloso sabbiosi e di limi argillosi caratterizzati da bassa permeabilità.

Nel corso di indagini penetrometriche non è stato intercettato alcun orizzonte acquifero, sulla base dei risultati di alcune perforazioni di sondaggio effettuate in prossimità dell'area di intervento, **la falda a pelo libero** potrebbe essere ubicata alla base del banco travertinoso, intorno alla quota di **-4.5/-5.0 mt**.

MORFOLOGIA E CONDIZIONI DI STABILITÀ

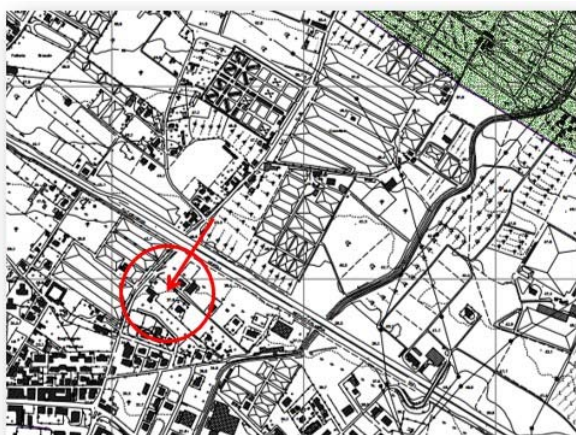
La fascia dei terreni in cui si svolge il sito di intervento è caratterizzata da una morfologia pressoché pianeggiante, con lievissime acclività verso Sud e verso Sud, che per ampio raggio non superano il 2-3%.

In ordine alle condizioni di stabilità, nel corso delle indagini non è stata rilevata la presenza alcun fenomeno morfoevolutivo accelerato in atto né di fattori predisponenti al dissesto. Pertanto si può ritenere che **l'area oggetto di studio sia del tutto stabile** anche in prospettiva sismica.

RISCHIO DA FRANA

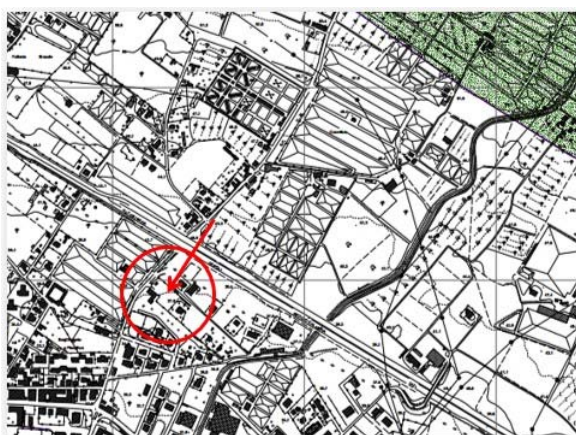
Nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del **Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale** ex Autorità di Bacino Campania Sud ex Destra Sele l'area di interesse ricade fra le aree a pericolosità ed a rischio da frana **nulli**.

Pericolosità da frana



Legenda	
	NP – Ambiti territoriali nei quali sono assenti fattori predisponenti alla genesi ed evoluzione di fenomeni franosi;
	P1 – PERICOLOSITÀ MODERATA - Ambiti territoriali nei quali non si riscontra franosità avvenuta e che localmente possono essere interessati da fenomeni di bassa intensità e magnitudo;
	P2 – PERICOLOSITÀ MEDIA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità media o bassa associate a magnitudo media;
	P3 – PERICOLOSITÀ ELEVATA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità alta o media associate a magnitudo elevata;
	P4 – PERICOLOSITÀ MOLTO ELEVATA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità alta associate a magnitudo molto elevata;
	AREA DI CAVA – Aree nelle quali la pericolosità da frana è legata alle attività di scavo in corso o pregresse
	FRANA - cfr. Inventario Frane (elaborato F_INVFRN)
	LIMITE ADB DESTRA SELE

Rischio da frana

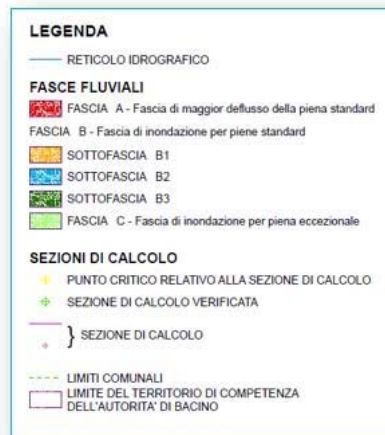
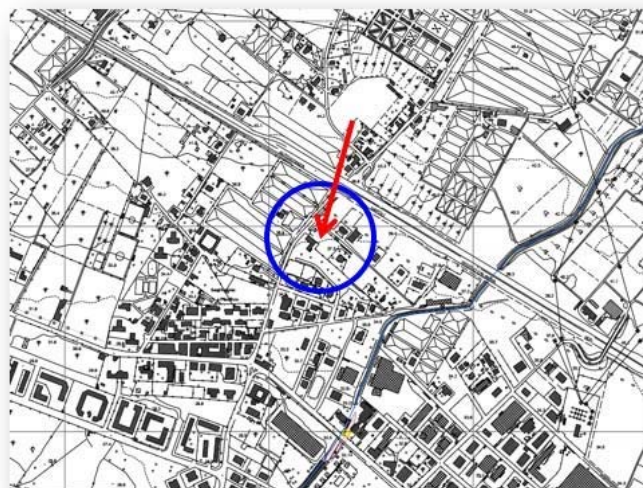


Legenda	
	NP – Ambiti territoriali nei quali sono assenti fattori predisponenti alla genesi ed evoluzione di fenomeni franosi;
	P1 – PERICOLOSITÀ MODERATA - Ambiti territoriali nei quali non si riscontra franosità avvenuta e che localmente possono essere interessati da fenomeni di bassa intensità e magnitudo;
	P2 – PERICOLOSITÀ MEDIA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità media o bassa associate a magnitudo media;
	P3 – PERICOLOSITÀ ELEVATA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità alta o media associate a magnitudo elevata;
	P4 – PERICOLOSITÀ MOLTO ELEVATA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità alta associate a magnitudo molto elevata;
	AREA DI CAVA – Aree nelle quali la pericolosità da frana è legata alle attività di scavo in corso o pregresse
	FRANA - cfr. Inventario Frane (elaborato F_INVFRN)
	LIMITE ADB DESTRA SELE

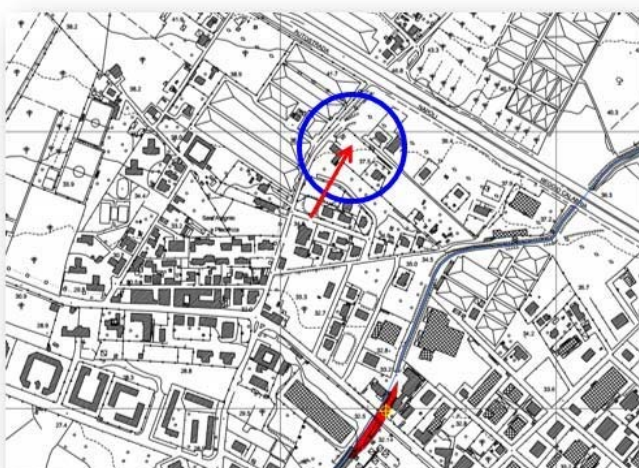
RISCHIO IDRAULICO

L'area di interesse, nel PAI (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico) del **Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale** ex Autorità di Bacino Campania Sud ex Destra Sele **non rientra fra le aree passibili di inondazioni.**

Fasce fluviali



Rischio idraulico - nullo



COMPATIBILITÀ GEOLOGICA

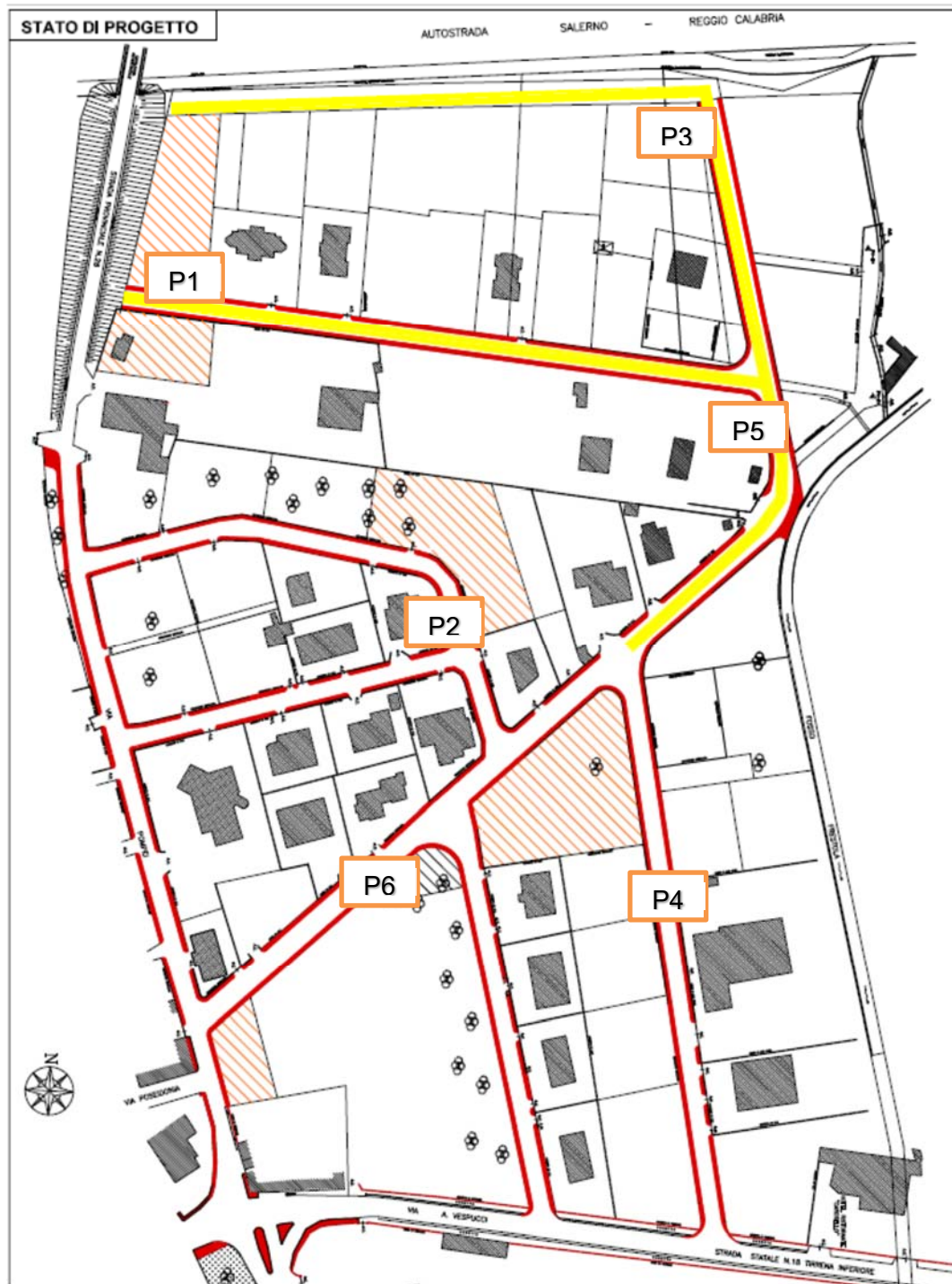
Pertanto, considerato che:

- ✓ l'area non è interessata da fenomeni morfogenici accelerati, né presenta fattori di instabilità;
- ✓ l'intervento in progetto non peggiorerà le condizioni di sicurezza dell'area in parola, non costituirà un fattore di aumento del rischio da dissesti di versante, né rappresenterà un ostacolo significativo al normale libero deflusso delle acque.

Si può ritenere che **la sua realizzazione sia del tutto compatibile con il Testo Unico Coordinato delle Norme di Attuazione dei PSAI relativi ai Bacini Idrografici Regionali In Destra e In Sinistra Sele ed Interregionale del Fiume Sele.**

INDAGINE GEOGNOSTICA

Come riferito in premessa, al fine di conoscere la successione stratigrafica e le caratteristiche geotecniche dei litotipi costituenti il sottosuolo dell'area di imposta, sono state eseguite **n°6 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH**.





Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosvisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8230
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA P1

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - **Data di emissione:** 17.09.2022

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 3.40 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.641774°N – Long.: 14.895364°E



Fig.1

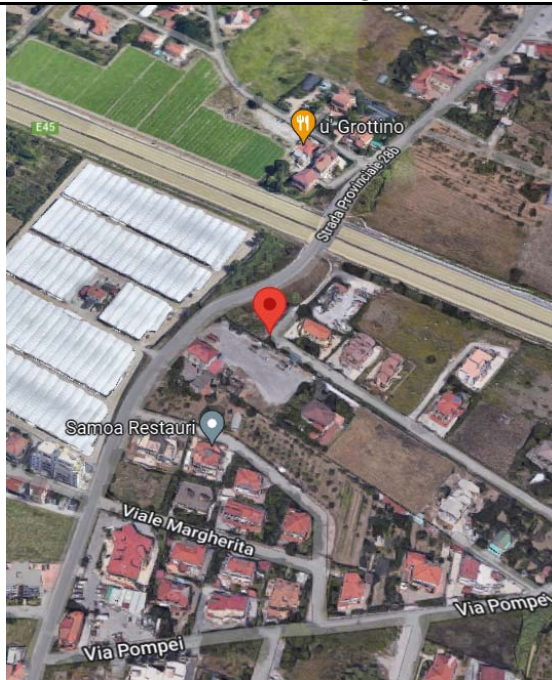


Fig.2

GEOSVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

296/4563

CERTIFICATO N.

8230

PAGINA

2/4

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA $\alpha = 60^{\circ}$
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA $\delta = 0,20$ m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

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

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8230
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA N.1

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	8	59,6	1	1,80 - 2,00	12	77,2	3
0,20 - 0,40	25	186,2	1	2,00 - 2,20	6	38,6	3
0,40 - 0,60	8	59,6	1	2,20 - 2,40	22	141,6	3
0,60 - 0,80	2	14,9	1	2,40 - 2,60	18	115,8	3
0,80 - 1,00	3	20,7	2	2,60 - 2,80	15	96,5	3
1,00 - 1,20	1	6,9	2	2,80 - 3,00	13	78,3	4
1,20 - 1,40	3	20,7	2	3,00 - 3,20	35	210,8	4
1,40 - 1,60	10	69,0	2	3,20 - 3,40	50	301,2	4
1,60 - 1,80	13	89,8	2				

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8230
PAGINA	4/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

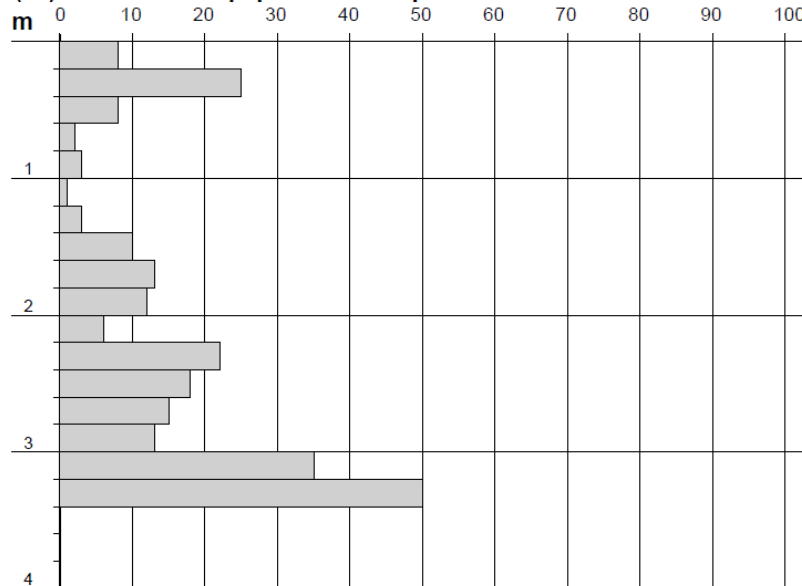
Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

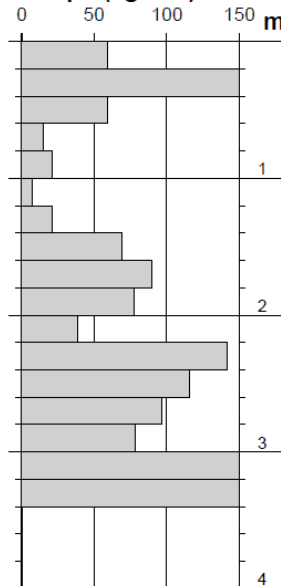
Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20$ cm



Lo Sperimentatore

Rpd (kg/cm²)



Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosvisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8231
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA P2

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - **Data di emissione:** 17.09.2022

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 3.20 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.640493°N – Long.: 14.895617°E



Fig.1

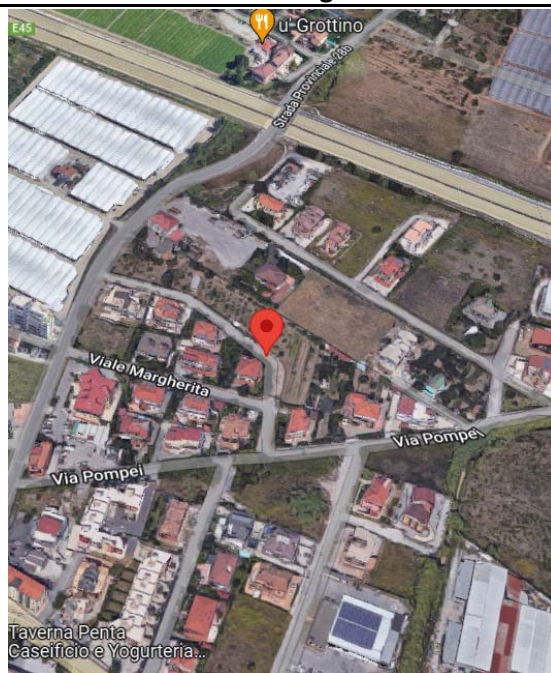


Fig.2

GEOSVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

296/4563

CERTIFICATO N.

8231

PAGINA

2/4

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMTERO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA $\alpha = 60^{\circ}$
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA $\delta = 0,20$ m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

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

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8231
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA N.2

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	27	201,1	1	1,60 - 1,80	20	138,1	2
0,20 - 0,40	22	163,9	1	1,80 - 2,00	11	70,8	3
0,40 - 0,60	6	44,7	1	2,00 - 2,20	10	64,3	3
0,60 - 0,80	4	29,8	1	2,20 - 2,40	16	103,0	3
0,80 - 1,00	3	20,7	2	2,40 - 2,60	35	225,2	3
1,00 - 1,20	4	27,6	2	2,60 - 2,80	55	353,9	3
1,20 - 1,40	13	89,8	2	2,80 - 3,00	58	349,4	4
1,40 - 1,60	15	103,6	2	3,00 - 3,20	60	361,5	4

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H. "Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8231
PAGINA	4/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

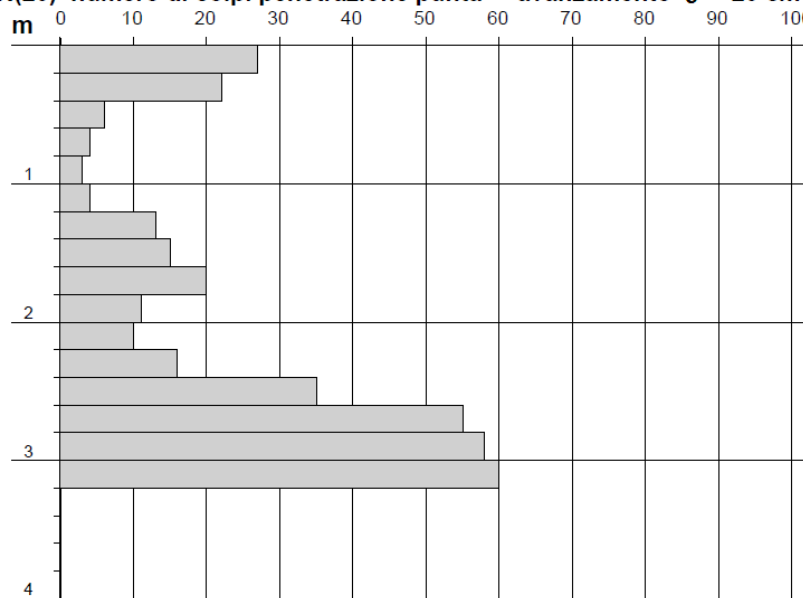
Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

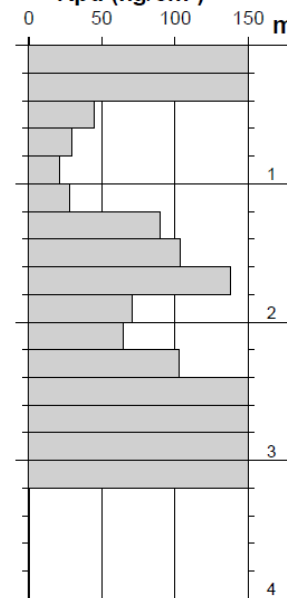
Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento δ = 20 cm



Lo Sperimentatore

Rpd (kg/cm²)



Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e- mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

296/4563

CERTIFICATO N.

8232

PAGINA

1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA P3

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - **Data di emissione:** 17.09.2022

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 3.20 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.640586°N – Long.: 14.898278°E



Fig.1

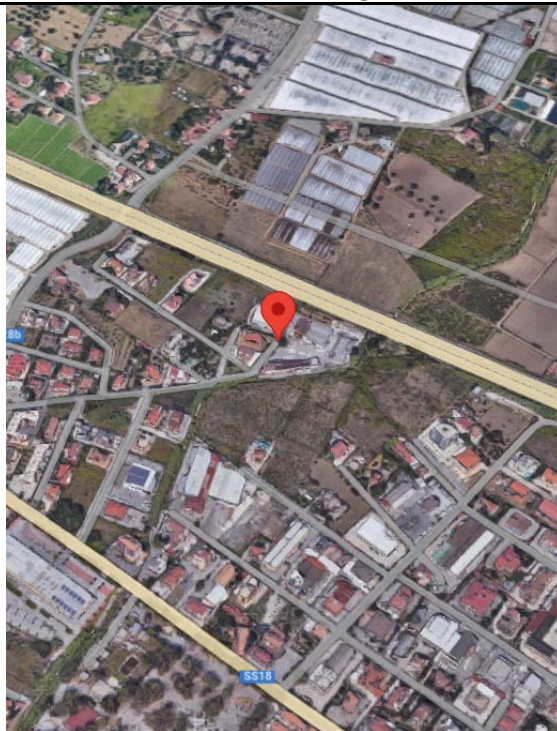


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563	2
CERTIFICATO N.	8232	
PAGINA	2/4	

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMTERO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA α = 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,20 m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

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

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8232
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA N.3

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	10	74,5	1	1,60 - 1,80	30	207,1	2
0,20 - 0,40	14	104,3	1	1,80 - 2,00	23	148,0	3
0,40 - 0,60	7	52,1	1	2,00 - 2,20	36	231,6	3
0,60 - 0,80	2	14,9	1	2,20 - 2,40	40	257,4	3
0,80 - 1,00	1	6,9	2	2,40 - 2,60	38	244,5	3
1,00 - 1,20	10	69,0	2	2,60 - 2,80	31	199,5	3
1,20 - 1,40	40	276,2	2	2,80 - 3,00	31	186,8	4
1,40 - 1,60	25	172,6	2	3,00 - 3,20	50	301,2	4

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H. "Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8232
PAGINA	4/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

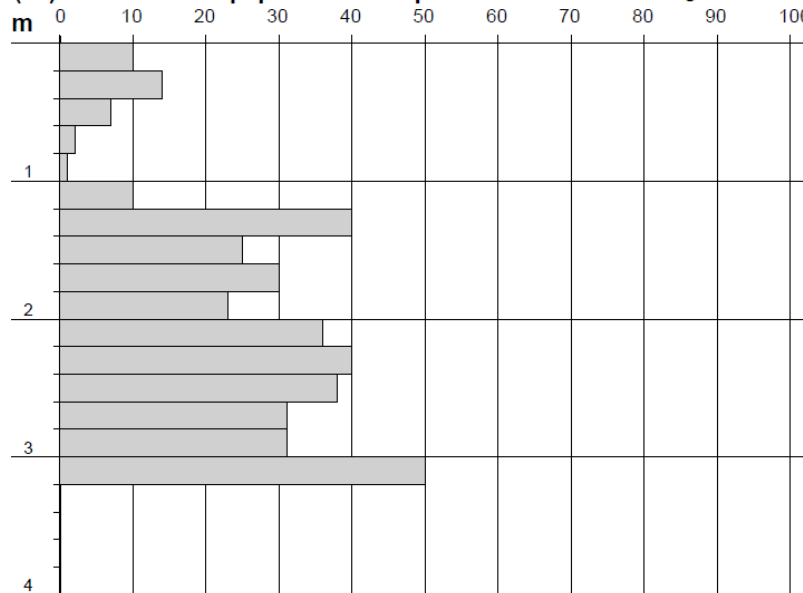
Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

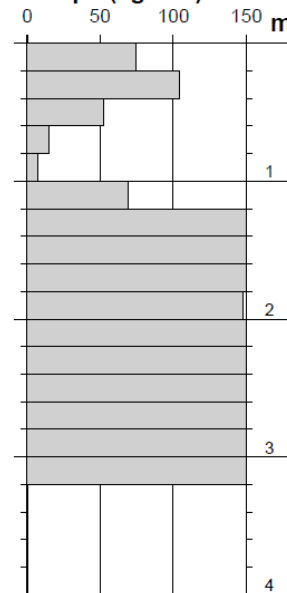
Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento δ = 20 cm



Lo Sperimentatore

Rpd (kg/cm²)



Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e- mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8233
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA P4

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - **Data di emissione:** 17.09.2022

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 3.20 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.638826°N – Long.: 14.895637°E



Fig.1

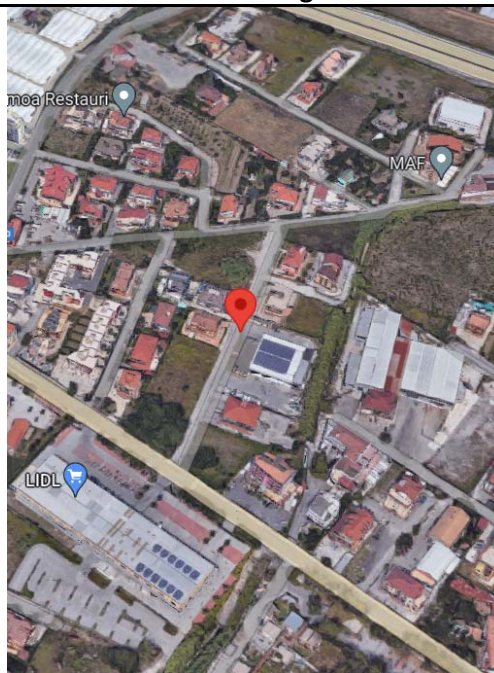


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosvisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563	2
CERTIFICATO N.	8233	
PAGINA	2/4	

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMETRO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA α = 60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,20 m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

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

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8233
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA N.4

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	30	223,5	1	1,60 - 1,80	11	75,9	2
0,20 - 0,40	25	186,2	1	1,80 - 2,00	5	32,2	3
0,40 - 0,60	22	163,9	1	2,00 - 2,20	3	19,3	3
0,60 - 0,80	5	37,2	1	2,20 - 2,40	4	25,7	3
0,80 - 1,00	3	20,7	2	2,40 - 2,60	32	205,9	3
1,00 - 1,20	3	20,7	2	2,60 - 2,80	48	308,9	3
1,20 - 1,40	3	20,7	2	2,80 - 3,00	58	349,4	4
1,40 - 1,60	12	82,9	2	3,00 - 3,20	60	361,5	4

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8233
PAGINA	4/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

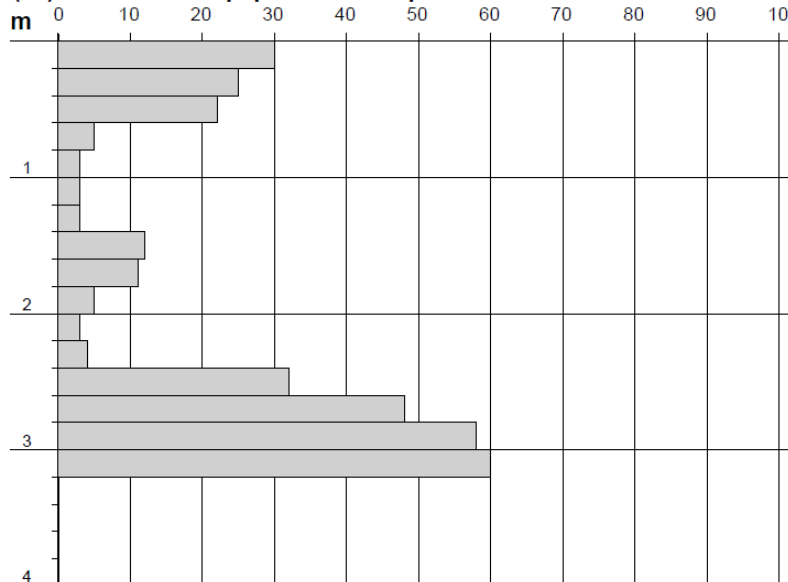
Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

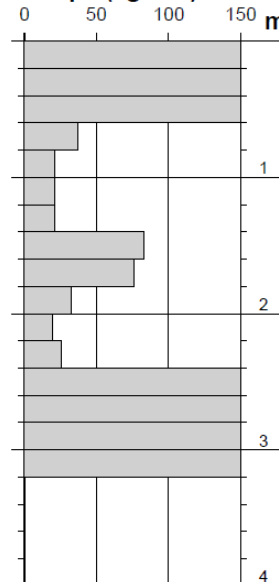
Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20$ cm



Lo Sperimentatore

Rpd (kg/cm²)



Il Direttore Responsabile
GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8234
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA P5

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 3.80 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.639883°N – Long.: 14.896949°E



Fig.1

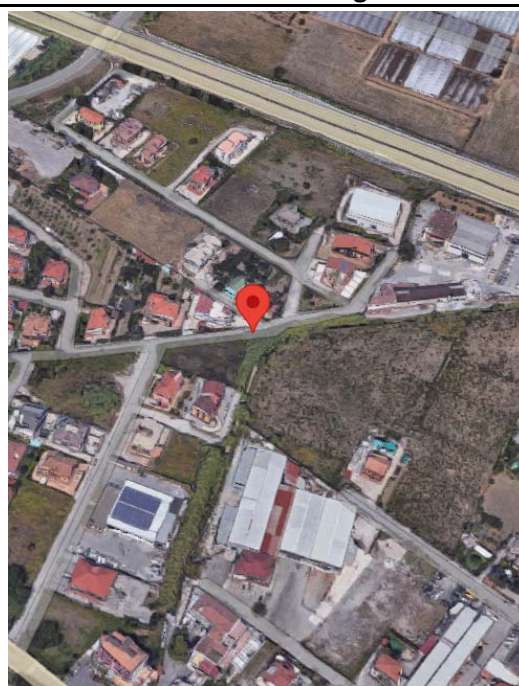


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563	2
CERTIFICATO N.	8234	
PAGINA	2/4	

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMTERO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA $\alpha = 60^{\circ}$
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA $\delta = 0,20$ m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \beta_t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd} (funzione del numero di colpi N (FORMULA OLANDESE):

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

R_{pd} = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo

δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8234
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA N.5

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	10	74,5	1	2,00 - 2,20	3	19,3	3
0,20 - 0,40	20	149,0	1	2,20 - 2,40	2	12,9	3
0,40 - 0,60	16	119,2	1	2,40 - 2,60	2	12,9	3
0,60 - 0,80	3	22,3	1	2,60 - 2,80	4	25,7	3
0,80 - 1,00	2	13,8	2	2,80 - 3,00	6	36,1	4
1,00 - 1,20	2	13,8	2	3,00 - 3,20	26	156,6	4
1,20 - 1,40	3	20,7	2	3,20 - 3,40	56	337,4	4
1,40 - 1,60	9	62,1	2	3,40 - 3,60	58	349,4	4
1,60 - 1,80	10	69,0	2	3,60 - 3,80	60	361,5	4
1,80 - 2,00	12	77,2	3				

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8234
PAGINA	4/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

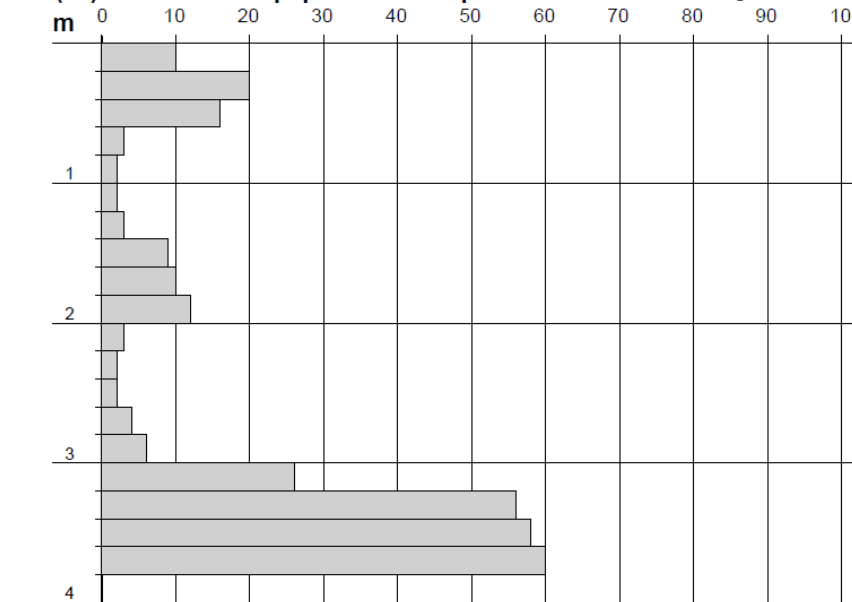
Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

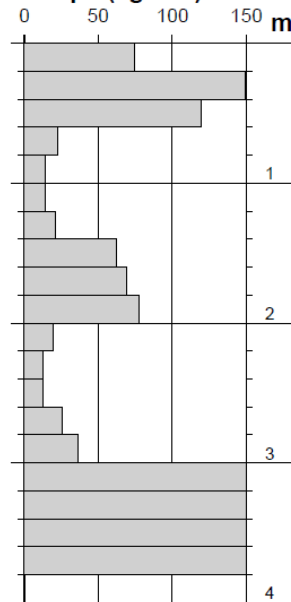
Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20$ cm



Lo Sperimentatore

Rpd (kg/cm²)



Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e- mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/744
CERTIFICATO N.	8235
PAGINA	1/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – PROVA P6

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 2° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

METODO DI INDAGINE

Metodo di indagine:	Prova penetrometrica dinamica tipo DPSH
Profondità:	da 0.00 metri a 3.20 metri
Falda:	ASSENTE
PRELIEVO	
Campione:	
Campionatore:	
Profondità prelievo:	
Postazione (Fig. 1):	Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei
Coordinate ubicazione (Fig.2):	Coordinate: Lat. 40.639579°N – Long.: 14.894635°E

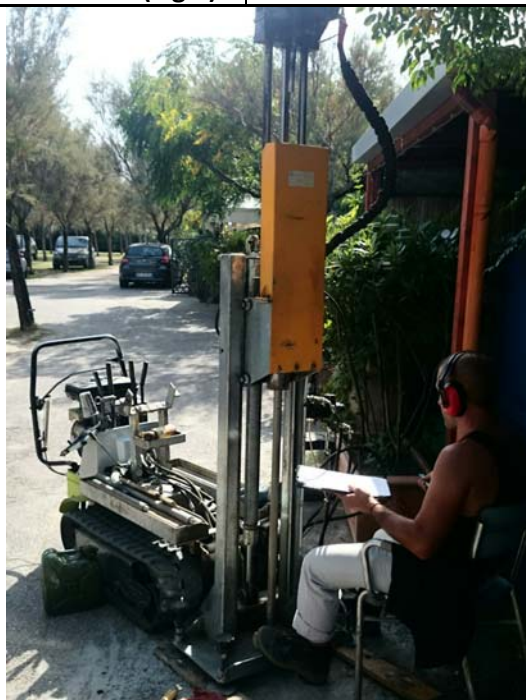


Fig.1

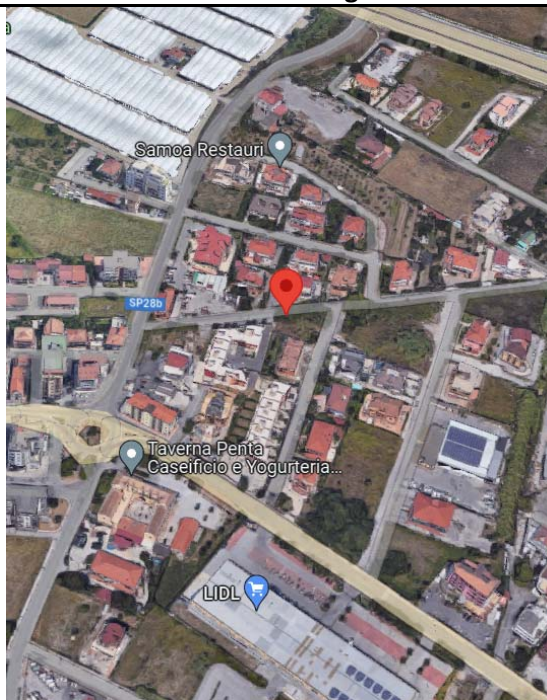


Fig.2

GEOSEVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSVI S.A.S.
Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosvisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

INDAGINI IN SITO

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE

296/4563

CERTIFICATO N.

8235

PAGINA

2/4

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: D.P.S.H.

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

CARATTERISTICHE TECNICHE D.P.S.H.

MARCA DEEP DRILL

PESO MASSA BATTENTE M = 63,50 Kg	ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,75 m	PESO SISTEMA BATTUTA Ms = 30.00 Kg
DIAMTERO PUNTA CONICA D = 50,50 mm	AREA BASE PUNTA CONICA A = 20.00 cm ²	ANGOLO APERTURA PUNTA $\alpha = 60^{\circ}$
LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1.00 m	PESO ASTE PER METRO Ma = 8.00 kg	PROF. GIUNZIONE 1° ASTA P1 = 1.00 m.
AVANZAMENTO PUNTA $\delta = 0,20$ m	NUMERO DI COLPI PUNTA N = N(20)	RIVESTIMENTO NO

ENERGIA SPECIFICA X COLPO $Q = (MH)/(A \delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)

COEFF. TEORICO DI ENERGIA $\theta t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente $N_{spt} = \theta t N$)

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

$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]

M = peso massa battente (altezza caduta H)

e = infissione per colpo δ / N

P = peso totale aste e sistema battuta

GEOSVI s.a.s.
Il Direttore Responsabile
Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



**Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001**

**PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"**

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8235
PAGINA	3/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – TABELLE VALORI DI RESISTENZA N.6

Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	22	163,9	1	1,60 - 1,80	35	241,7	2
0,20 - 0,40	14	104,3	1	1,80 - 2,00	15	96,5	3
0,40 - 0,60	4	29,8	1	2,00 - 2,20	11	70,8	3
0,60 - 0,80	4	29,8	1	2,20 - 2,40	47	302,4	3
0,80 - 1,00	3	20,7	2	2,40 - 2,60	51	328,2	3
1,00 - 1,20	3	20,7	2	2,60 - 2,80	54	347,5	3
1,20 - 1,40	12	82,9	2	2,80 - 3,00	58	349,4	4
1,40 - 1,60	24	165,7	2	3,00 - 3,20	60	361,5	4

Lo Sperimentatore

Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa



Concessione Ministeriale 5030
Del 24.5.2011

GEOSEVI S.A.S.

Sede legale: Via del Centenario 142
C.A.P. 84084 FISCIANO (SA)
Tel. Fax 089/9484088 cell. 347/2301400
Partita IVA - C.F. 04666680659
e-mail: geosevisas1@gmail.com



Art. 59 del D.P.R.
n. 380/2001

PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.
"Settore Indagini"

PREVENTIVO/ACCETTAZIONE	296/4563
CERTIFICATO N.	8235
PAGINA	4/4

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA – DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA -Rpd

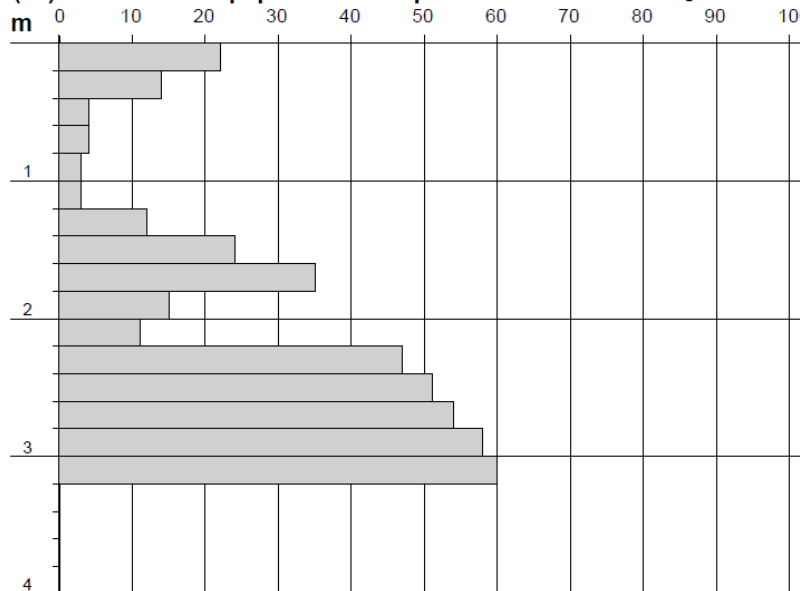
Committente: Amministrazione Comunale

Lavoro: Intervento di messa in sicurezza del territorio a rischio idraulico nell'ambito dell'area "Artigianale Commerciale D14" 1° Lotto funzionale

Località: Pontecagnano Faiano (SA) Loc. Sant'Antonio – via Pompei

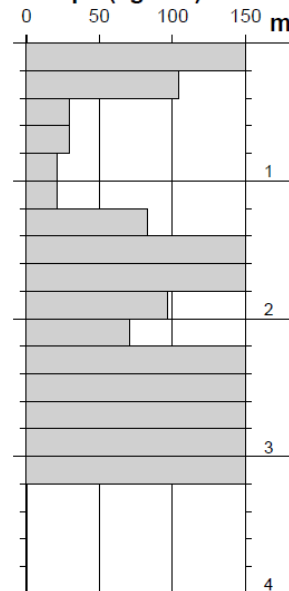
Data di esecuzione: 16.09.2022 - Data di emissione: 17.09.2022

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20$ cm



Lo Sperimentatore

Rpd (kg/cm²)



Il Direttore Responsabile

GEOSEVI s.a.s.

Il Direttore Responsabile

Dott. Domenico Sessa

TEST PENETROMETRICI DINAMICI

I test superpesante sono stati eseguiti mediante il **penetrometro dinamico DEEP DRILL**, avente le seguenti caratteristiche:

CARATTERISTICHE TECNICHE : EMILIA (20)	
PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α = 60 °
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 8,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ = 0,20 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11,91 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	β_t = Q/Qspt = 1,521 (teoricamente : Nspt = β_t N)

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: **Nspt = β_t N** dove

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata con la seguente relazione:

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

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A= area base punta conica; δ

= passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

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.

RELAZIONI IMPIEGATE PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata eseguita sulla base dei risultati dei test penetrometrici dinamici, impiegando, in ordine alle caratteristiche granulometriche, al grado di addensamento o di consistenza, al peso litostatico ed alla presenza o meno della falda acquifera, le correlazioni semiempiriche di seguito riportate.

Circa il **valore caratteristico da assegnare ai parametri geotecnici** si è fatto riferimento alle NTC/08 ed alla CIRC/09 (par. 6.2.2.), dove si legge: *“Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.”*

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

Nella fattispecie, considerato il limitato volume dei terreni coinvolti, si sono utilizzati per ciascun orizzonte individuato valori caratteristici prossimi ai valori minimi.

Terreni incoerenti

Correzione Nspt in presenza di falda

$NSPT_{corretto} = 15 + 0.5 \times (Nspt - 15)$

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 profondità < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)

$$\varphi' = 27.2 + 0.28Nspt$$

• **Meyerhof 1956** - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi - marnosi fessurati, terreni di riporto

sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).

- **Sowers 1961** - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (condizioni ottimali per profondità < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.

$$\varphi' = 28 + 0,28 \text{ Nspt}$$

Hatanaka e Uchida (1996) per la stima dell'angolo di resistenza al taglio delle ghiaie

$$\Phi' = (20 \cdot N_1)^{0.5} + 20$$

- **De Mello** - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38°.

$$\varphi' = 19 - 0.38 \sigma'_{vo} + 8.73 \log(\text{Nspt})$$

- **Malcev 1964** - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (condizioni ottimali per profondità > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).

$$\varphi' = 20 - 5 \log(\sigma'_{vo}) + 3.73 \log(\text{Nspt})$$

- **Schmertmann 1977** - Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da Dr %.

$\varphi' = 28 + 0.14 \text{ Dr}$	per	sabbia fine uniforme
$\varphi' = 31.5 + 0.115 \text{ Dr}$	per	sabbia media uniforme – Sabbia fine ben gradata
$\varphi' = 34.5 + 0.10 \text{ Dr}$	per	sabbia grossa uniforme – Sabbia media ben gradata
$\varphi' = 38 + 0.08 \text{ Dr}$	per	ghiaietto uniforme – Sabbie e ghiaie poco limose

- **Shioi-Fukuni 1982** (ROAD BRIDGE SPECIFICATION - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (condizioni ottimali per profondità di prova > 8 mt. sopra falda e > 15mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.

$$\varphi' = (15 \text{ Nspt})^{0.5} + 15$$

- **Shioi-Fukuni 1982** (JAPANESE NATIONALE RAILWAY - Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.

$$\varphi' = 0.3 \text{ Nspt} + 27$$

- **Owasaki & Iwasaki (1959)** - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-

ghiaiose (condizioni ottimali per profondità > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) s > 15t/mq.

$$\varphi' = (20N_{spt})^{0.5} + 15$$

• **Meyerhof 1965** - Correlazione valida per terreni per **sabbie** con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.

$$\varphi' = 29.47 + 0.46 N_{spt} - 0.004 N_{spt}^2 \quad \text{per} \quad \text{con limo} < 5\%$$

$$\varphi' = 23.70 + 0.57 N_{spt} - 0.006 N_{spt}^2 \quad \text{per} \quad \text{con limo} > 5\%$$

Densità relativa (%)

• **Gibbs & Holtz (1957)** correlazione valida per qualunque pressione efficace, Dr viene sovrastimato per le **ghiaie** e sottostimato per i **limi**

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{0.7 + \sigma'_{vo}}}$$

• **Skempton (1986)**: elaborazione valida per **limi** e **sabbie** e **sabbie da fini a grossolane NC** a qualunque pressione efficace; per le ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per i limi sottostimato.

$$Dr = 100 \sqrt{\frac{N_{60}}{32 + 0.288 \sigma'_{vo}}}$$

• **Meyerhof (1957)**

$$DR = 21 \cdot \sqrt{NSPT + (\sigma + 0.7)}$$

dove σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cmq e NSPT il numero di colpi medio misurato nello strato.

• **Schultze & Menzenbach (1961)** per **sabbie fini** e **ghiaiose NC**, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

$$\ln(Dr) = 0.478 \ln(N_{spt}) - 0.262 \ln(\sigma'_{vo}) + 2.84$$

Modulo Di Young (Ey)

• **Terzaghi** - elaborazione valida per **sabbia pulita** e **sabbia con ghiaia** senza considerare la pressione efficace.

• **Schmertmann (1978)**, correlazione valida per vari tipi litologici.

EY = 8 Nspt	per	sabbia fine
EY = 12 Nspt	per	sabbia media
EY = 20 Nspt	per	sabbia grossolana

- **Schultze-Menzenbach** , correlazione valida per vari tipi litologici.

$$EY = C1 + C2 \text{ Nspt} \pm SE$$

dove C1 e C2 dipendono dal tipo di terreno e SE è la deviazione standard

C1 = 52,	C2 = 3.3, SE = 19.3	per	sabbia fine
C1 = 39,	C2 = 4.5, SE = 36.4	per	sabbia media
C1= 24,	C2 = 5.3, SE = 21.1	per	sabbia limosa
C1=12,	C2 = 5.8, SE = 9.0	per	limo siltoso e sabbia limosa
C1=43,	C2 = 11.8, SE = 42.3	per	sabbia ghiaiosa
C1= 38,	C2 = 10.5, SE = 93.2	per	sabbia e ghiaia

- **D'Appollonia ed altri (1970)** , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia

EY = 191 + 7.71 Nspt	per	sabbia e ghiaia NC
EY = 375 + 10.63 Nspt	per	sabbia SC

- **Bowles (1982)**, correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia

EY = 3.2 (Nspt + 15)	sabbia argillosa
EY = 3.0 (Nspt + 6) EY = 5.0 EY	sabbia limosa, limo sabbioso
= (Nspt + 15)	sabbia media
EY = 12.0 (Nspt + 6)	sabbia ghiaiosa e ghiaia

Modulo Edometrico

- **Begemann (1974)** correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia.

- **Buisman-Sanglerat** , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.

Ed = 6 Nspt	per	sabbie
Ed = 8 Nspt	per	sabbie argillose

- **Farrent (1963)** valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).

$$E_d = 7.1 N_{spt}$$

- **Menzenbach e Malcev** valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

$E_d = 3.54 + 38 N_{spt}$	per	sabbia fine
$E_d = 4.46 + 38 N_{spt}$	per	sabbia media
$E_d = 10.46 + 38 N_{spt}$	per	sabbia e ghiaia
$E_d = 11.84 + 38 N_{spt}$	per	sabbia ghiaiosa

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di volume secco

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

Peso di volume saturo

- **Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967**. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa $\gamma = 2,65 \text{ t/mc}$ e per peso di volume secco variabile da 1,33 (NSPT = 0) a 1,99 (NSPT = 95)

Nspt -> Y (PESO DI VOLUME) (Terreni coesivi)											
Ysat[t/m³]= peso di volume saturo Yd[t/m³]= peso di volume secco W = umidità % e = indice vuoti											
TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967) [e.max = 1 e.min = 1/3 G = 2.65]											
Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd
0	1,83	1,33	25	2,02	1,64	50	2,15	1,85	75	2,20	1,93
5	1,88	1,41	30	2,05	1,69	55	2,16	1,87	80	2,21	1,95
10	1,93	1,50	35	2,08	1,73	60	2,17	1,88	85	2,23	1,97
15	1,96	1,54	40	2,10	1,77	65	2,18	1,90	90	2,24	1,99
20	1,99	1,59	45	2,13	1,81	70	2,19	1,92	95	2,24	1,99

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- **Ohsaki & Iwasaki** – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.

$$G = 650 N_{spt}^{0.94}$$

per

sabbie pulite

$$G = 1182 N_{spt}^{0.76}$$

per

sabbie con fine plastico

- **Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)** elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese fra 0.5 r 4.0 kg/cmq

$$G = 125 N_{spt}^{0.611}$$

Modulo di reazione (Ko)

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

CORRELAZIONI GEOTECNICHE TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

- **Benassi & Vannelli**- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- **Terzaghi-Peck (1948-1967)**, correlazione valida per argille sabbioso - siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose - siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- **Terzaghi-Peck (1948)**.

C_u min-max (in kg/cm²).

0 ÷ 2	0.0 ÷ 0.15
2 ÷ 4	0.15 ÷ 0.25
4 ÷ 8	0.25 ÷ 0.50
8 ÷ 15	0.50 ÷ 1.00
15 ÷ 30	1.00 ÷ 2.00
> 30	> 2.00

- **Schmertmann 1975** C_u (Kg/cm²) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.

Coessione drenata

Cherubini (2000) :la correlazione consente di stimare c' mediante la correlazione negativa, tra i parametri c' e ϕ :

$$c' = (-0.1793 \cdot \Phi + 15.21) \cdot 0.010197$$

Modulo Edometrico-Confinato (E_d)

- **Stroud e Butler (1975)**, valida per litotipi argillosi a medio- bassa plasticità ($IP < 20$)

plasticità medio - bassa $E_d = 4.588 \cdot NSPT$

plasticità media $E_d = 6.118 \cdot NSPT$

- **Vesic (1970)** correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).

valori massimi $E_d = 10 \cdot 1.5 \cdot NSPT_m$

valori minimi $E_d = 6 \cdot 1.5 \cdot NSPT_m$

- **Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner** valida per litotipi argillosi e limoso - argillosi).

$$E_d = 10.1993 \cdot NSPT + 1.7919$$

- **Buisman- Sanglerat**, valida per argille compatte ($NSPT < 30$) medie e molli ($NSPT < 4$) e argille sabbiose ($NSPT = 6-12$).

argille compatte $E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot a$

$$NSPT \leq 10 \quad a = 5 \qquad NSPT > 10 \quad a = 4$$

argille sabbiose

$$E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot a$$

$$NSPT \leq 10 \quad a = 2 \qquad NSPT > 10 \quad a = 3$$

Modulo Di Young (Ey)

- **Schultze-Menzenbach** - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. >15

$$EY = C1 + C2 \text{ Nspt} \pm SE$$

dove C1 e C2 valgono rispettivamente 4 e 11.5, mentre SE, la deviazione standard, è pari a 24.4

- **D'Appollonia ed altri (1983)** - correlazione valida per argille sature e argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di volume secco

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

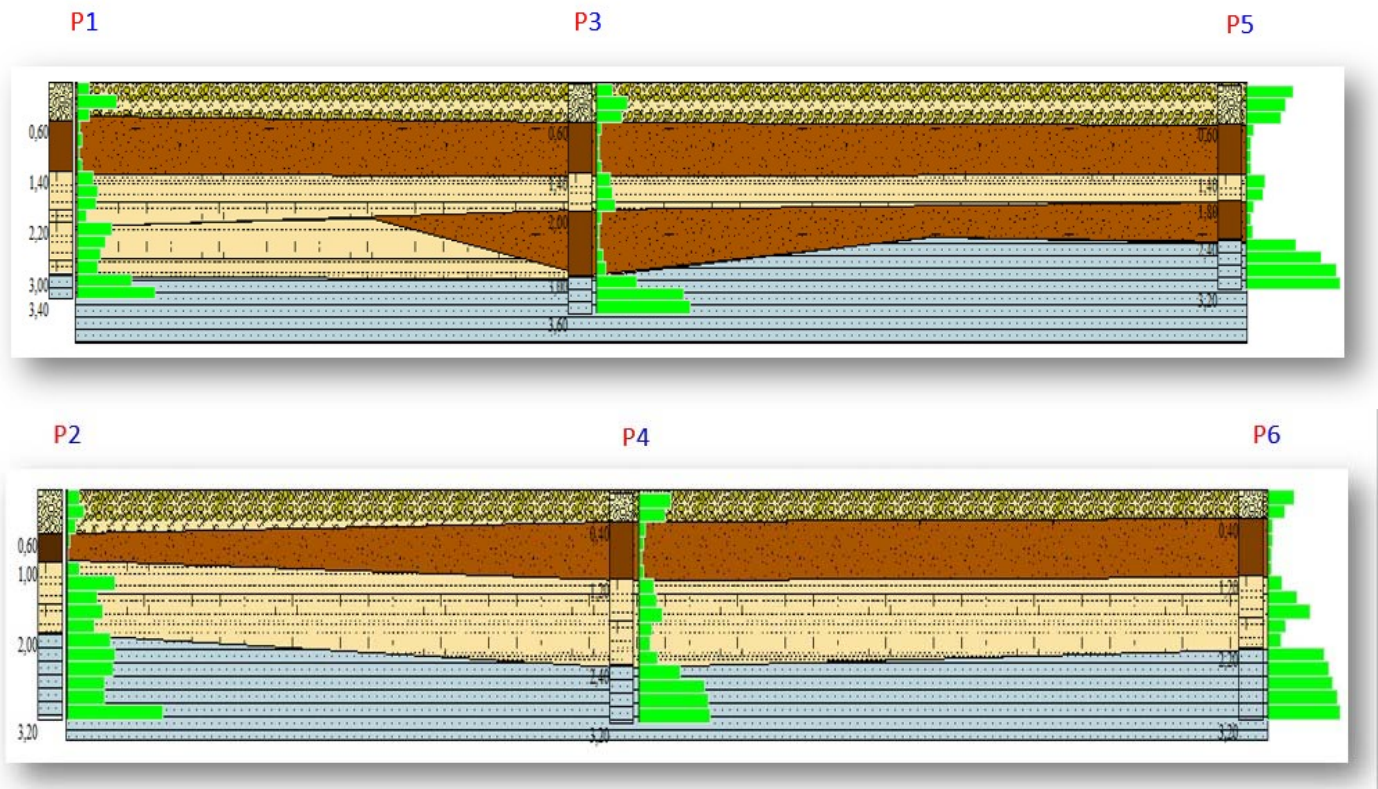
Peso di volume saturo

- **Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967)**, valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 (Nspt=0) a 0,545 (Nspt=28).

Nspt -> Y (PESO DI VOLUME) (Terreni coesivi)											
Ysat[t/m³]= peso di volume saturo Yd[t/m³]= peso di volume secco W= umidità % e= indice vuoti											
TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967) [e.max = 1 e.min = 1/3 G = 2.65]											
Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd	Nspt	Ysat	Yd
0	1,83	1,33	25	2,02	1,64	50	2,15	1,85	75	2,20	1,93
5	1,88	1,41	30	2,05	1,69	55	2,16	1,87	80	2,21	1,95
10	1,93	1,50	35	2,08	1,73	60	2,17	1,88	85	2,23	1,97
15	1,96	1,54	40	2,10	1,77	65	2,18	1,90	90	2,24	1,99
20	1,99	1,59	45	2,13	1,81	70	2,19	1,92	95	2,24	1,99

Sulla base dei dati raccolti nel corso dei test penetrometrici è possibile dedurre quanto segue:

- ✓ *il sottosuolo è costituito da una coltre di depositi eluvio colluviali, in parte vulcanoclastici, passanti, dalla quota media di -1.4 mt, ad una pacco di travertino fitoclastico, vacuolare, da friabile a debolmente cementato con intercalazioni lenticolari limoso sabbiose, subordinatamente argillose, sciolte o poco densi, che poggia su di un substrato travertinoso a tratti compatto e cementato;*
- ✓ *il profilo stratigrafico e geotecnico è grosso modo regolare, con modeste variazioni dello spessore degli strati dotati di qualità geomeccaniche omogenee;*



✓ *stratigrafia*

- | | |
|---------------------|--|
| 0.0 mt – 0.6 mt | <i>Pavimentazione in asfalto, passante a misto di cava (ghiaia in matrice sabbioso limosa moderatamente densa);</i> |
| 0.6 mt – 1.4 mt | <i>limo sabbioso argilloso di colore marroncino, da sciolto a poco denso, con diffuse tracce di sostanza organica e dispersi frammenti lapidei di travertino;</i> |
| 1.4 mt – 2.5/3.0 mt | <i>travertino fitoclastico vacuolare da friabile a debolmente cementato, con diffuse lenti di limo sabbioso di colore marroncino rossastro, da sciolte a poco dense;</i> |
| 2.5/3.0 mt – 5.3 mt | <i>travertino stromatolitico compatto e cementato;</i> |

Sotto il profilo geotecnico in base ai risultati dei test penetrometrici è possibile distinguere:

0.0 – 0.6 mt

un orizzonte superficiale, costituito in parte da materiali grossolani di riporto, fornito di qualità geotecniche discrete:

Parametri geotecnici >> - 0.0/- 0.6 mt	
Peso specifico	$\gamma = 1.9 - 2.0 \text{ g/cm}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 32 - 33^\circ$
Coesione drenata	$c' = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
Coesione non drenata	$C_u = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
modulo edometrico	$E_{ed} = 157 - 232 \text{ kg/cm}^2$
modulo elastico	$E_{el} = 122 - 181 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.32$

0.6 – 1.4 mt

uno strato caratterizzato da parametri di resistenza a rottura e di compressibilità molto scadenti: resistenza agli sforzi taglienti bassa, deformabilità sotto carico medio - alta;

Parametri geotecnici >> - 0.6/- 1.4 mt	
Peso specifico	$\gamma = 1.29 - 1.45 \text{ g/cm}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 26 - 28^\circ$
Coesione drenata	$c' = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
Coesione non drenata	$C_u = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
modulo edometrico	$E_{ed} = 24 - 64 \text{ kg/cm}^2$
modulo elastico	$E_{el} = 18 - 48 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.35$

1.4 – 2.5/3.0 mt

uno strato travertino vacuolare da friabile a debolmente cementato, con diffuse lenti di limo sabbioso di colore marroncino rossastro, da sciolte a poco dense; alla frazione limoso sabbiosa si possono attribuire i seguenti parametri fisico – meccanici:

Parametri geotecnici >> - 1.4 - 2.5/3.0 mt	
Peso specifico	$\gamma = 1.61 - 1.72 \text{ g/cm}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 25 - 26^\circ$
Coesione drenata	$c' = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
Coesione non drenata	$C_u = 0.0 \text{ kg/cm}^2$
modulo edometrico	$E_{ed} = 29 - 46 \text{ kg/cm}^2$
modulo elastico	$E_{el} = 27 - 43 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.35$

2.5/3.0 – 3.6 mt uno strato a tessitura limoso sabbiosa, subordinatamente argillosa, dotato di qualità geotecniche mediocri

Parametri geotecnici >> - 2.5/3.0 - 3.6 mt	
Peso specifico	$\gamma = 2.20 \text{ g/cm}^3$
angolo di attrito interno	$\varphi = 35^\circ$
Coesione drenata	$c' = \text{kg/cm}^2$
Coesione non drenata	$C_u = \text{kg/cm}^2$
modulo edometrico	$E_{ed} > 300 \text{ kg/cm}^2$
modulo elastico	$E_{el} > 250 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.16$

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sulla base delle indagini in situ, nella valutazione della stabilità del complesso fondazioni terreno, al substrato fondale potranno essere assegnati cautelativamente i seguenti parametri fisico- meccanici:

Prof. (m)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturato (t/m ³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson
0.00-0,60	1,99	2,02	32	--	157	122	0,32
0,60-1,40	1,32	1,67	26	0,09	36	26	0,35
1,40-2,00	1,39	1,72	33	--	139	108	0,32
2,00-3,00	1,44	1,70	28	0,31	59	74	0,34
3,00-5.30	2,20	2,22	35	--	300	250	0,16

CONSIDERAZIONI SUL RISCHIO SISMICO

Nel territorio di **Pontecagnano - Faiano** sono stati osservati **n. 4 eventi tellurici** di intensità compresa fra **4MCS** e **7 MCS**. Le aree epicentrali che hanno dato luogo agli eventi di maggiore intensità sono ubicate in Irpinia ed in Basilicata.

Il terremoto che a **Pontecagnano – Faiano** ha fatto registrare la **massima intensità (7 MKS)** si è prodotto il 23 XI 1980, con epicentro nell'alta Valle del Sele, fra **S.Angelo dei Lombardi** e **Laviano** (Intensità epicentrale 10 MCS)

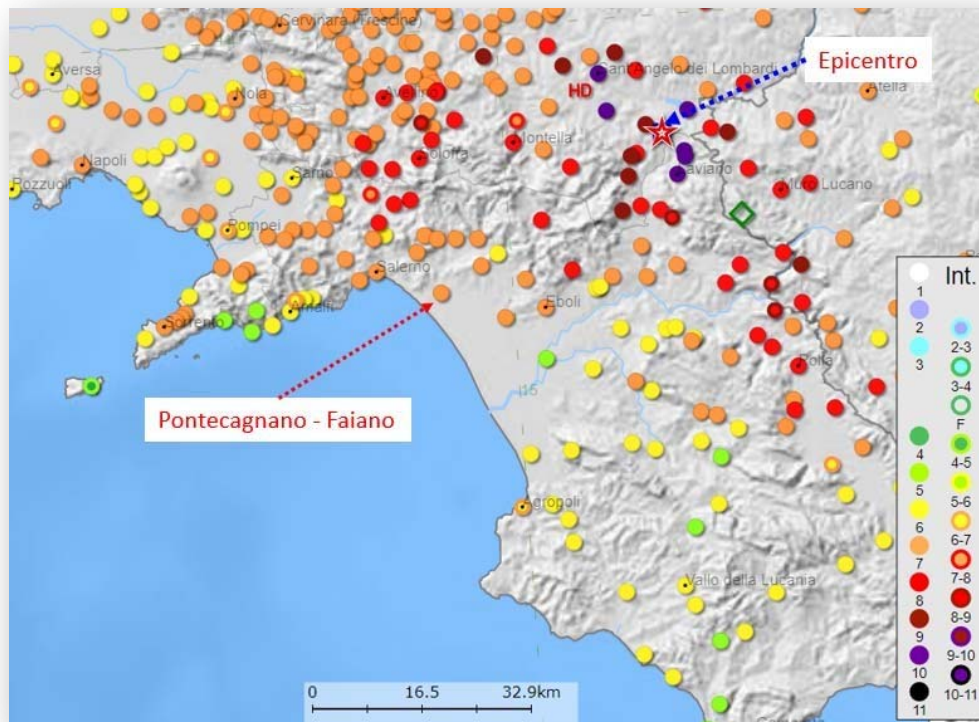
Storia sismica di Pontecagnano Faiano (SA)

[40.646, 14.872] (Sc=MS)

Osservazioni disponibili: **7**

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
3	1905	09	08	01	43		Calabria centrale	895	10-11	6.95
5	1962	08	21	18	19		Irpinia	562	9	6.15
7	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
NF	1988	01	08	13	05	4	Pollino	169	7	4.70
4-5	1990	05	05	07	21	2	Potentino	1375		5.77
4	1991	05	26	12	25	5	Potentino	597	7	5.08
4-5	1996	04	03	13	04	3	Irpinia	557	6	4.90





Appare, pertanto, che **il VII grado MCS può essere considerato come il massimo grado di danneggiamento per il Comune di Pontecagnano - Faiano.**

Studi di dettaglio, finalizzati alla conoscenza della vulnerabilità sismica ed al calcolo della pericolosità sismica in termini di picco di accelerazione orizzontale (**PGA**) e di **intensità macrosismica**, sono stati sviluppati negli ultimi anni dal **Servizio Sismico Nazionale** e dal **Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti**.

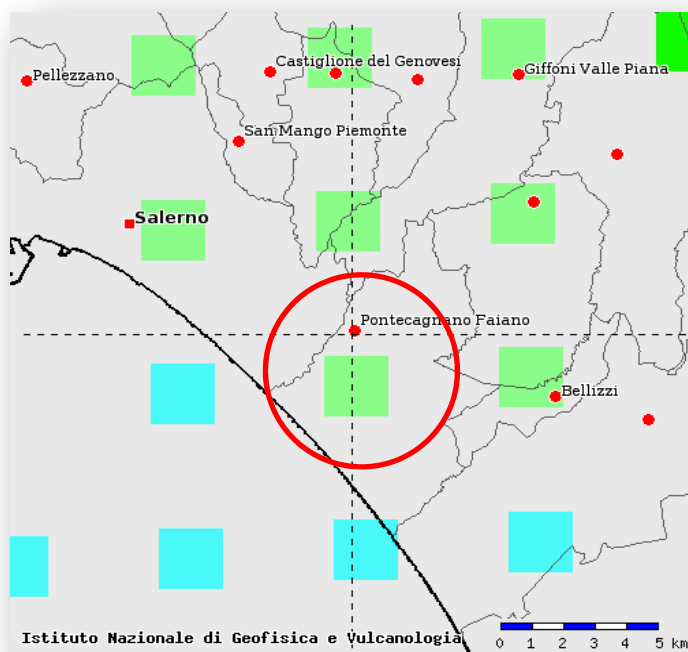
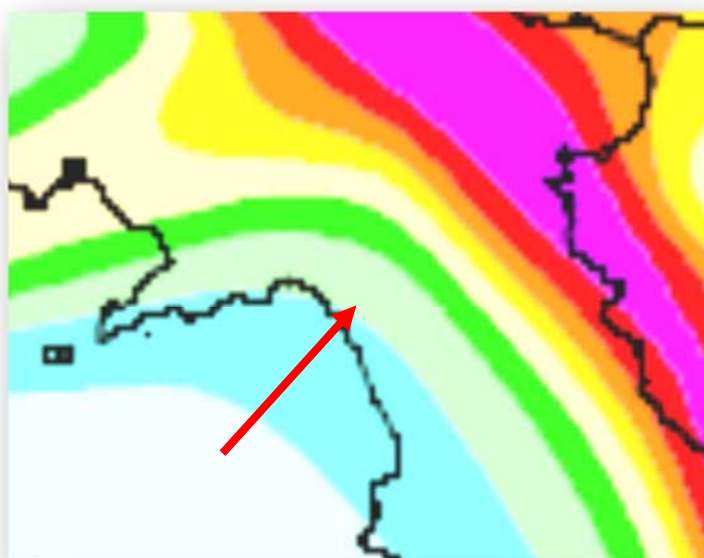
Sebbene tali studi abbiano utilizzato la stessa metodologia probabilistica e gli stessi dati di base (catalogo storico e zonazione sismogenetica) impiegati in precedenza le risultanti mappe di pericolosità mostrano sostanziali differenze dovute alle diverse scelte effettuate in termini di periodi di completezza del catalogo, calcolo dei tassi di sismicità e relazioni di attenuazione.

Per il calcolo della pericolosità del territorio nazionale, il GNDT ha applicato il metodo di *Cornell* (1968) sia in ordine alla **PGA** che all' **intensità macrosismica** e le stime rappresentano il valore calcolato per un periodo di ritorno di **475 anni**, che corrisponde al valore non superato con probabilità 90% in **50 anni**.

E' stato inoltre eseguito un approfondito studio di sensibilità per evidenziare l'influenza delle suddette scelte sui risultati finali e realizzare nuove carte di pericolosità utilizzando dati consolidati e pubblicati e una descrizione dettagliata della metodologia, che ne consente la completa riproducibilità.

Inoltre è stato utilizzato un nuovo approccio statistico per il calcolo dei periodi di completezza e nuove relazioni di attenuazione per il PGA delle zone vulcaniche e l'intensità macrosismica

L'esame della cartografia prodotta consente di dedurre che il territorio di **Pontecagnano - Faiano** potrebbe essere interessato da **picchi di accelerazione orizzontale PGA compresi fra 0.075g e 0.125 g.**



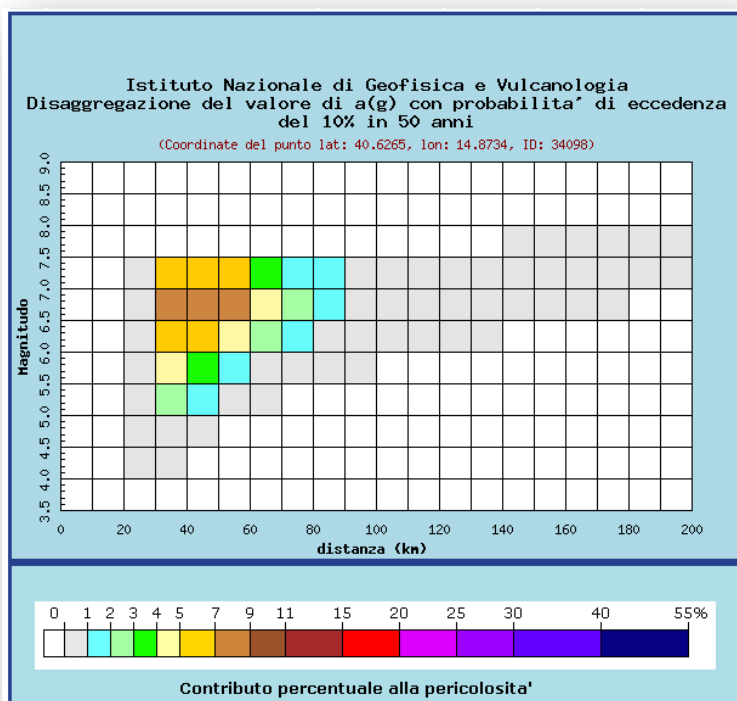
DISAGGREGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA IN TERMINI DI M - R - ϵ

La disaggregazione (o deaggregazione) della pericolosità sismica (McGuire, 1995; Bazzurro and Cornell, 1999) è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. Il processo di disaggregazione in M - R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (**terremoto di scenario**) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio *che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso*.

Analogamente alla disaggregazione in M - R è possibile definire la disaggregazione tridimensionale in M - R - ϵ dove ϵ rappresenta il numero di deviazioni standard per cui lo scuotimento (logaritmico) devia dal valore mediano predetto da una data legge di attenuazione dati M ed R .

L'analisi di disaggregazione è stata condotta dall' INGV-Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, per 16852 siti corrispondenti ai nodi della griglia adottata per la redazione delle mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale. In particolare, sono stati disaggregati i valori mediani di scuotimento (relativi a suolo rigido), espresso in termini di accelerazione orizzontale di picco (PGA), corrispondenti a 9 periodi di ritorno (RP): 30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 1000 e 2500 anni. Per ciascun sito, i risultati sono stati restituiti in termini di distribuzioni M - R - ϵ da cui sono stati ricavati i valori medi e modali di tali parametri. Da questi sono state elaborate le mappe di M , R ed ϵ per l'intero territorio nazionale. I risultati evidenziano che all'aumentare del periodo di ritorno aumenta il contributo alla pericolosità di un dato sito da parte di terremoti forti a brevi distanze.

Per il territorio in cui ricade l'area di interesse, il sito web dell'INGV fornisce un valore medio di magnitudo $M = 6.55$ e distanza epicentrale $R = 52$ km.



Maglia elementare del reticolo di riferimento per il sito di interesse

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 40.6265, lon: 14.8734, ID: 34098)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.055	0.342	0.507	0.442	0.221	0.229	0.141	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.013	0.843	2.900	4.980	6.520	7.610	5.150	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.053	1.340	3.700	6.290	8.680	6.680	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.278	1.960	4.350	7.030	5.980	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.012	0.674	2.150	4.050	3.020	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.193	1.130	2.530	1.820	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.525	1.460	1.210	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.229	0.892	0.835	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.092	0.565	0.554	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.341	0.349	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.194	0.212	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.101	0.133	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.046	0.096	0.004	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.069	0.009	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.046	0.011	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.009	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.008	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.006	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
6.550	51.900	1.410

ANALISI DI PERICOLOSITÀ SISMICA CON APPROCCIO PROBABILISTICO

Un'analisi di pericolosità sismica con metodi deterministici è più appropriata per le regioni dove ogni faglia attiva dà luogo a terremoti di intensità sempre simile, per cui per ogni zona sismogenetica è possibile definire un "terremoto caratteristico".

Per ogni zona sorgente (ZS)

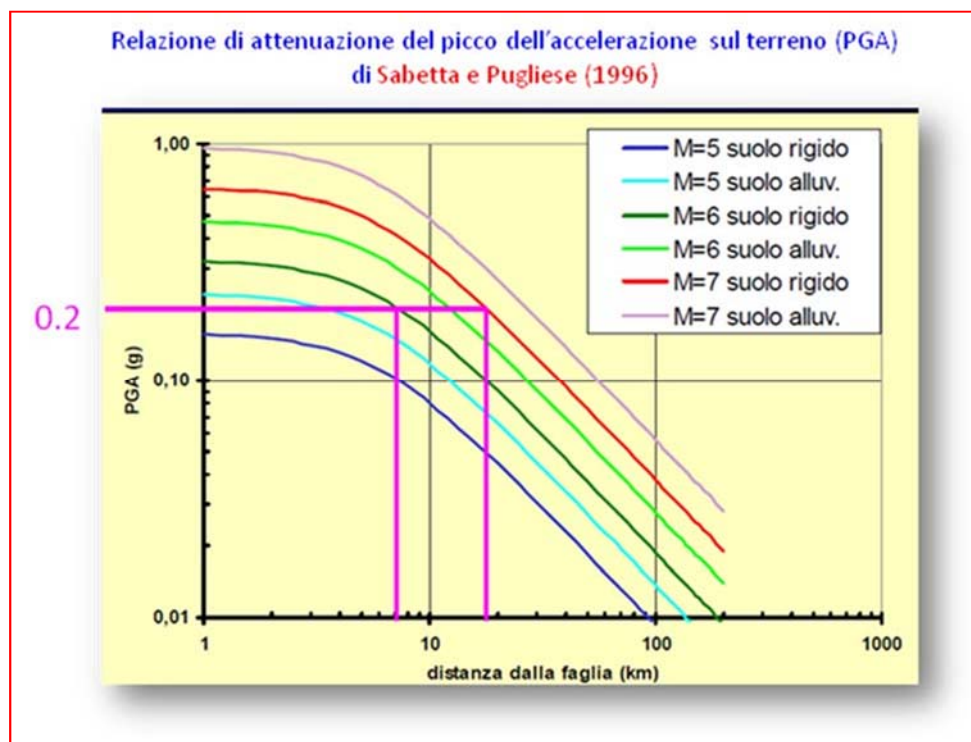
1. viene stimata la **massima magnitudo attesa**;
2. si determinano le **distanze del sito di indagine da ciascuna zona sorgente**;
3. attraverso un modello di attenuazione si stima lo **scuotimento del suolo dovuto alle sorgenti sismiche**.

Per le zone sorgenti, il metodo elaborato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, utilizza il database DISS (**Database of Individual Seismogenic Sources**), in cui sono elencate le potenziali fonti per i **terremoti di magnitudo superiore a 5,5 M** che sono stati registrati in Italia e nelle aree circostanti.

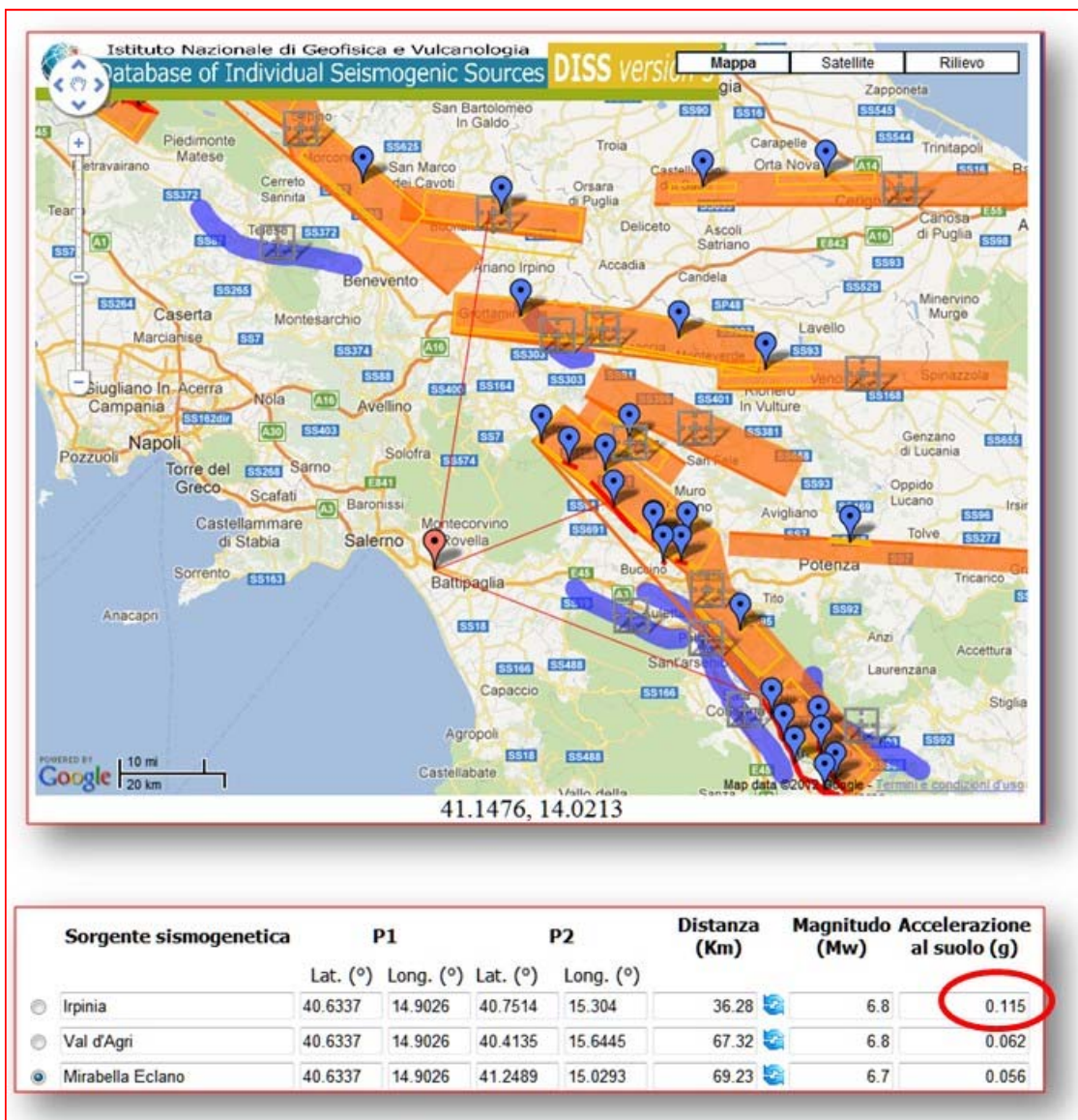
Relazione di Sabetta e Pugliese (1996)

Le relazioni di attenuazione sono utilizzate per determinare il livello di accelerazione massima attesa su un affioramento rigido in funzione della distanza epicentrale e magnitudo.

La relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese è applicabile a tutto il territorio Italiano ed è valida per terremoti con **Magnitudo maggiore di 4.6 e minore di 6.8**.



Nella fattispecie, adottando il metodo proposto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, determinate le distanze del sito di interesse dalle sorgenti sismogenetiche prossime e la relativa magnitudo (MW), si può dedurre che **l'accelerazione massima al suolo**, prevista in caso di sisma, per l'abitato di **Pontecagnano - Faiano**, in cui ricade l'area di interesse, è pari a **0.115 g**.



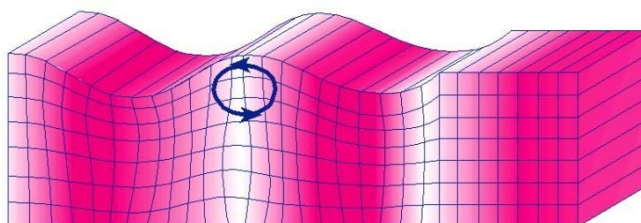
Nell'area di intervento è stata effettuata **n°1 prospezione sismica M.A.S.W.** (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh), al fine di definire le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi e classificare sismicamente il suolo secondo la normativa vigente (D.M. 17 gennaio 2018).

È stata inoltre condotta un'analisi della risposta sismica del suolo fornendo il calcolo degli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto (D.M. 17 gennaio 2018).

Le onde di Rayleigh sono polarizzate in un piano verticale e si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente.

In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione delle onde che vengono generate.

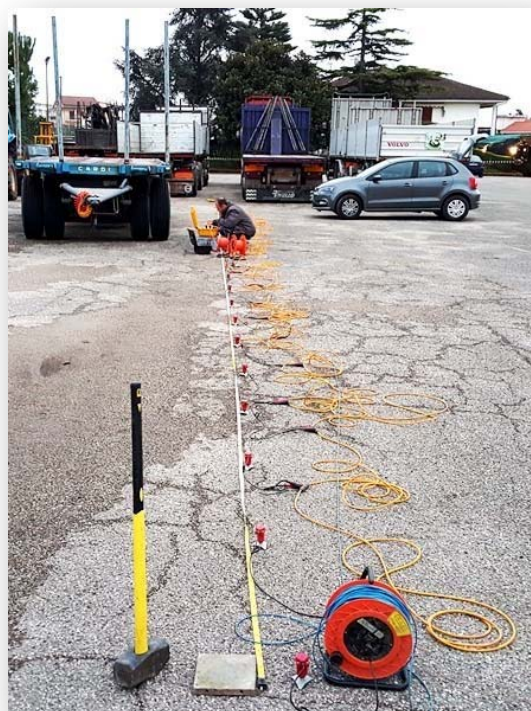
Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a $0.92V_s$. In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e $0.92V_s$. La teoria della propagazione delle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



Direzione di propagazione



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

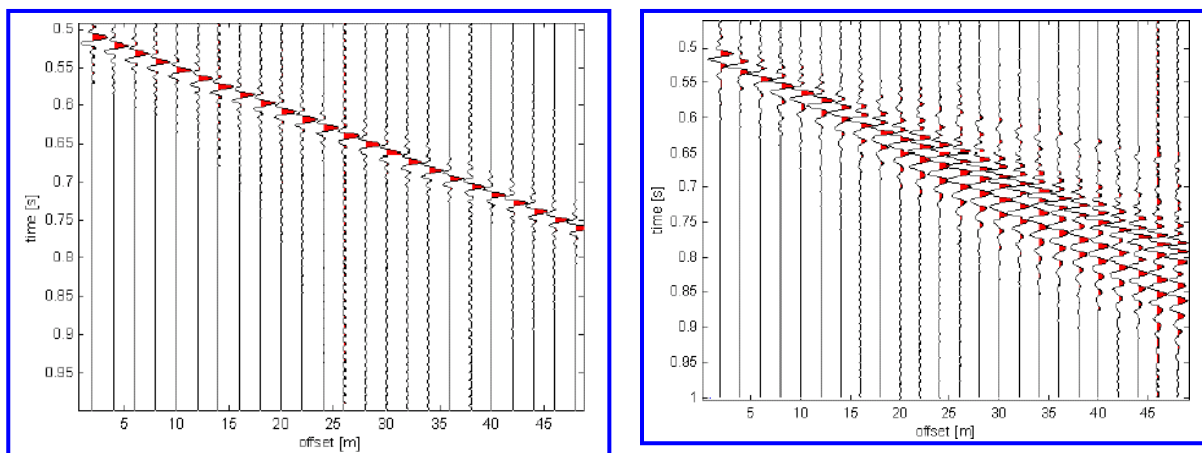


La determinazione della velocità delle onde di taglio V_s tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da ω e non da r come per le onde di volume.

I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_P e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 17 gennaio 2018).

Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde S è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P , risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno.

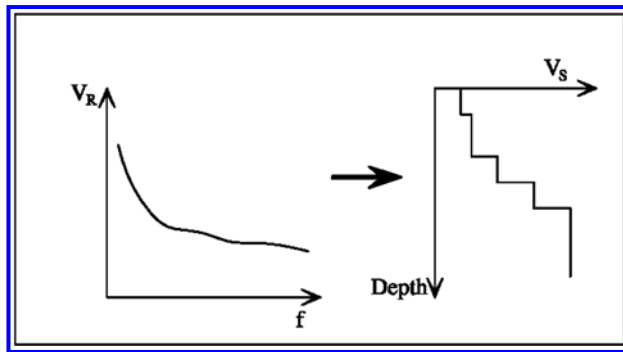
La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_s , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 3).



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

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

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



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

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

La tecnica ReMi consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle V_s relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento (non rettilineo) messo in opera. Questa tecnica viene estensivamente utilizzata negli Stati Uniti nell'ambito del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) tanto che il software fornisce anche direttamente il valore di V_{s30} e la categoria della classificazione del suolo secondo la normativa americana.

Il metodo FTAN per la determinazione delle V_{s30} (basato sull'analisi della velocità di gruppo delle onde superficiali di Rayleigh) ha bisogno di un solo ricevitore e permette la definizione di un profilo medio su distanze di decine-centinaia di metri.

Inoltre il metodo fornisce valori di velocità delle onde di taglio in buon accordo con le misure in foro. Il metodo SASW (basato sull'analisi della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh) viene generalmente impiegato per la determinazione delle V_s di strati superficiali (<30m) e per la determinazione delle proprietà elastiche di strade e pavimentazioni (Stokoe & Nazarian, 1985) e, pertanto, sembra essere tra i metodi non invasivi quello più popolare tra gli ingegneri.

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

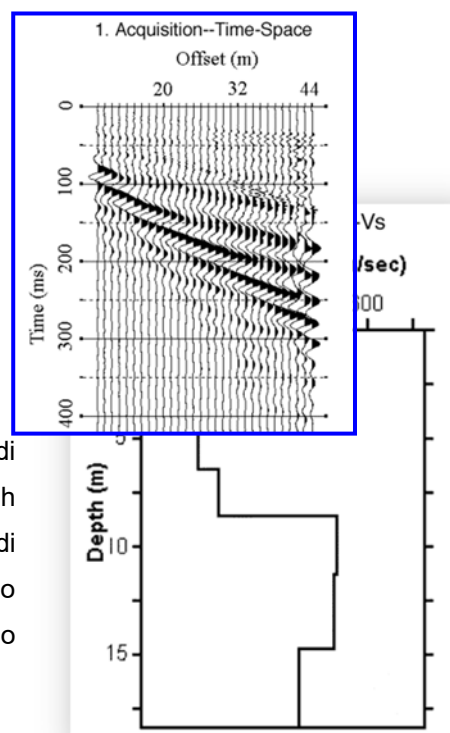
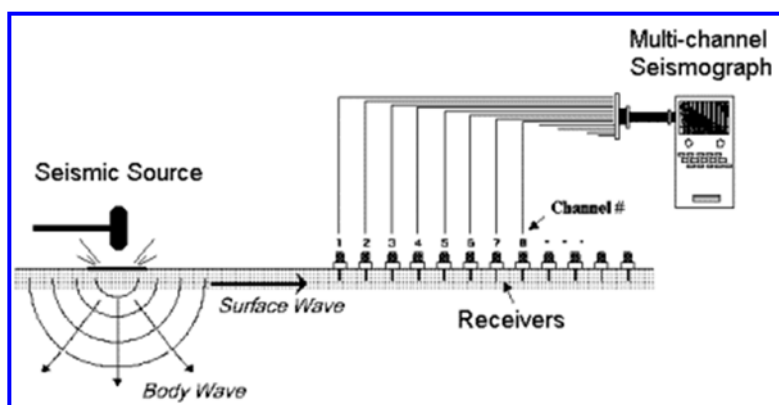


PROSPEZIONI SISMICHE MASW

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

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

1. Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici (Fig. 5), generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni ;



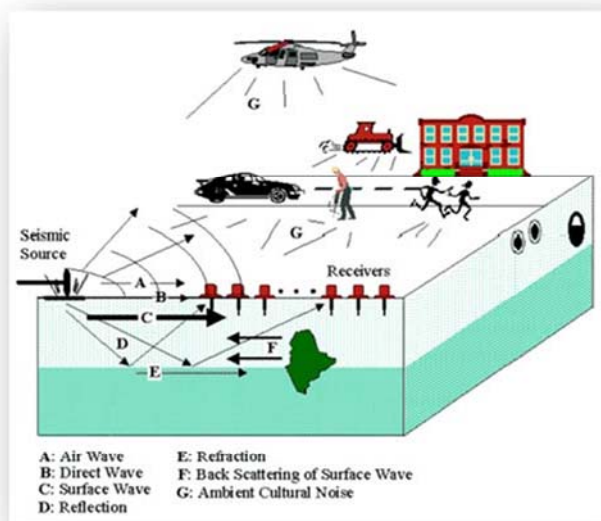
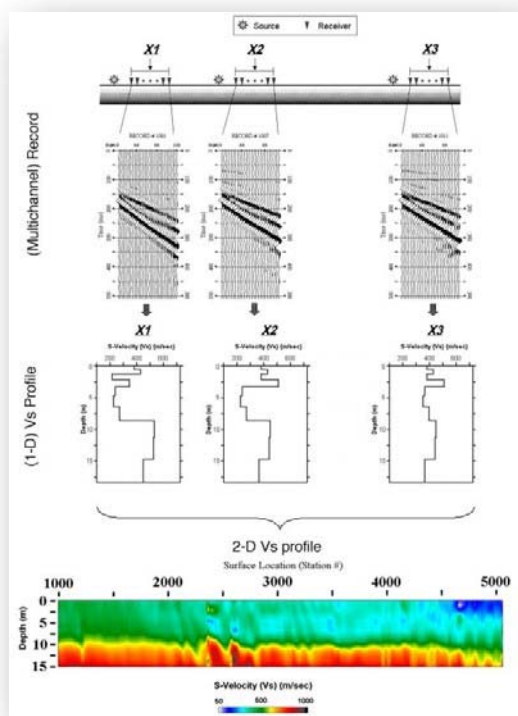
2. Estrazione del modo fondamentale di oscillazione dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione) ;Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle V_s (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico);

Modello di velocità delle onde di taglio (V_s) ottenuto dalla curva di dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh attraverso l'inversione di un modello multistrato di terreno. La velocità delle onde di taglio è approssimativamente pari a $1.1V_R$ (V_R =velocità delle onde di Rayleigh) e la profondità è pari a circa 0.4λ (λ =lunghezza d'onda).

3. Ricostruzione di una sezione (modello 2D) delle V_s dei terreni con approccio multicanale .

Quando vengono generate onde sismiche usando una sorgente impattante come un martello su una piastra vengono generate sia onde di volume (P ed S), sia onde di superficie (Rayleigh e Love), che si propagano in tutte le direzioni. Alcune di queste onde vengono riflesse e disperse quando incontrano oggetti superficiali o poco profondi (ad esempio, fondazioni di edifici, canali sotterranei, trovanti lapidei, ecc.) e diventano rumore (Fig. 10).

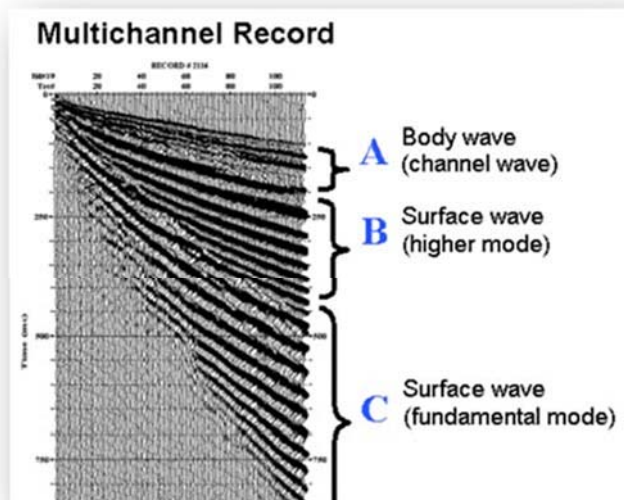
Inoltre, vengono quasi sempre rilevate vibrazioni da rumore ambientale proveniente dal traffico veicolare, dall'attività industriale e, in generale, dall'attività umana.



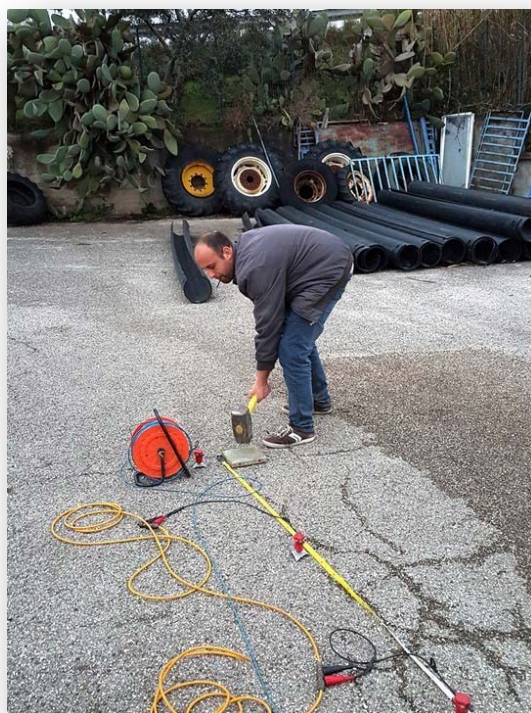
Schematizzazione dei vari tipi di onde (di volume e superficiali) e di alcune possibili sorgenti di rumore ambientale.

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

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



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



PROSPEZIONE SISMICA M.A.S.W. ESEGUITA NELL'AREA DI INTERVENTO

La prospezione sismica MASW, **eseguita secondo i parametri illustrati nella seguente tabella**, è stata condotta mediante l'utilizzo di **sismografo M.A.E. A6000-S 24 bit 24 canali**.

Prospezione sismica	Lunghezza complessiva dello stendimento (m)	Offset e spacing (m)
MASW n.1	24.0	1.0

La **sorgente sismica** è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di 6kg che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a 14Hz, posto in prossimità della piastra.

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

La sorgente è stata posizionata all'inizio e alla fine dello stendimento geofonico, con offset pari a 1.25m, in modo tale da ottenere profili sismici diretti ed inversi.



Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da **12 geofoni verticali** (Geospace – 4.5Hz) posizionati lungo il profilo di indagine con spacing predefinito . La lunghezza complessiva dello stendimento geofonico è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni nel sito prescelto fino alla profondità di 34m dal p.c..

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma (SurfSeis 2.05 della Kansas Geological Survey) per la determinazione della sismostratigrafia del

sottosuolo.

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale $T=2.048s$, sono state effettuate con passo di campionamento $dt=0.5ms$. La frequenza di campionamento è data da $f=1/dt=2000Hz$. La frequenza massima dei segnali, ovvero la frequenza di Nyquist, è data

da: $f_{Nyquist}=1/2dt=1000Hz$. La frequenza minima dei segnali è data

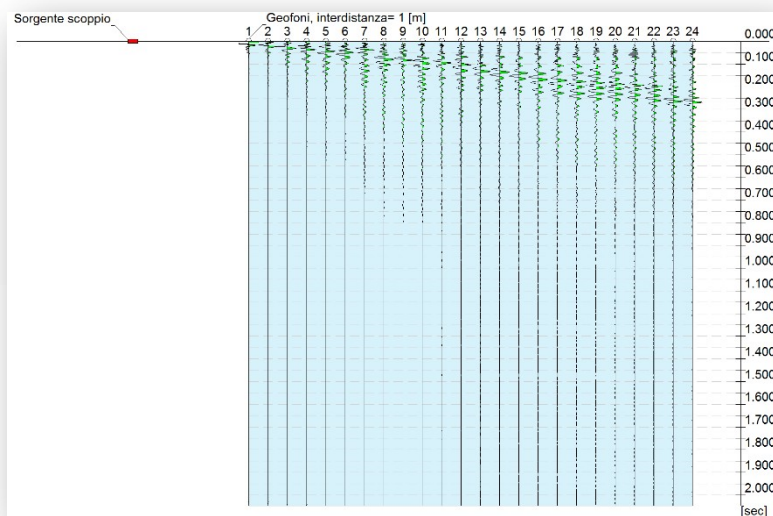
da: $f_{min}=1/T=0.488Hz$. L'elaborazione dei dati e l'inversione delle

curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh sono state effettuate con il programma SurfSeis 2.05 della Kansas Geological Survey che ha permesso di eseguire l'intero processo di elaborazione di n°1 sezione sismostratigrafica 2D delle V_s .

Gli elaborati relativi alla prova effettuata sono di seguito riportati

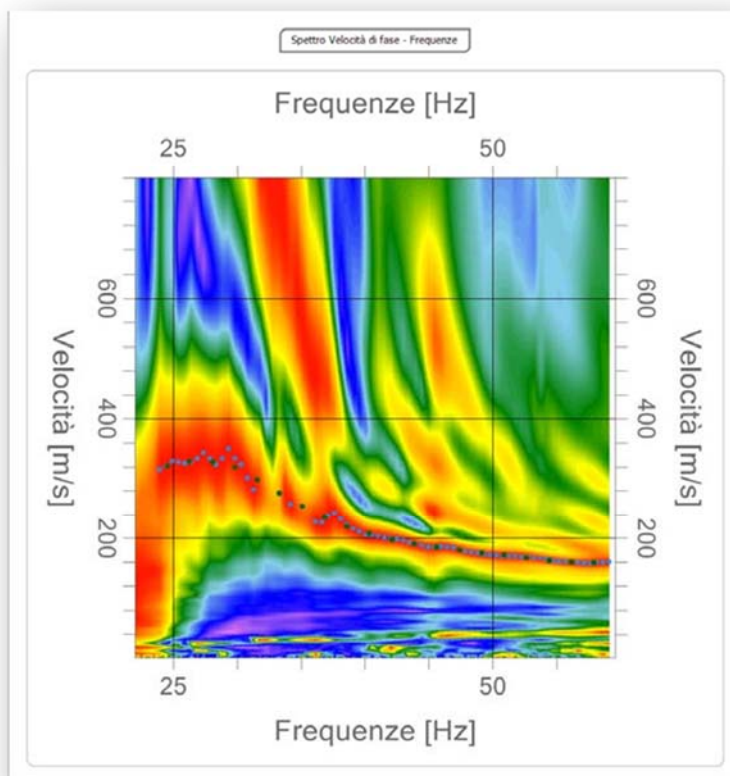


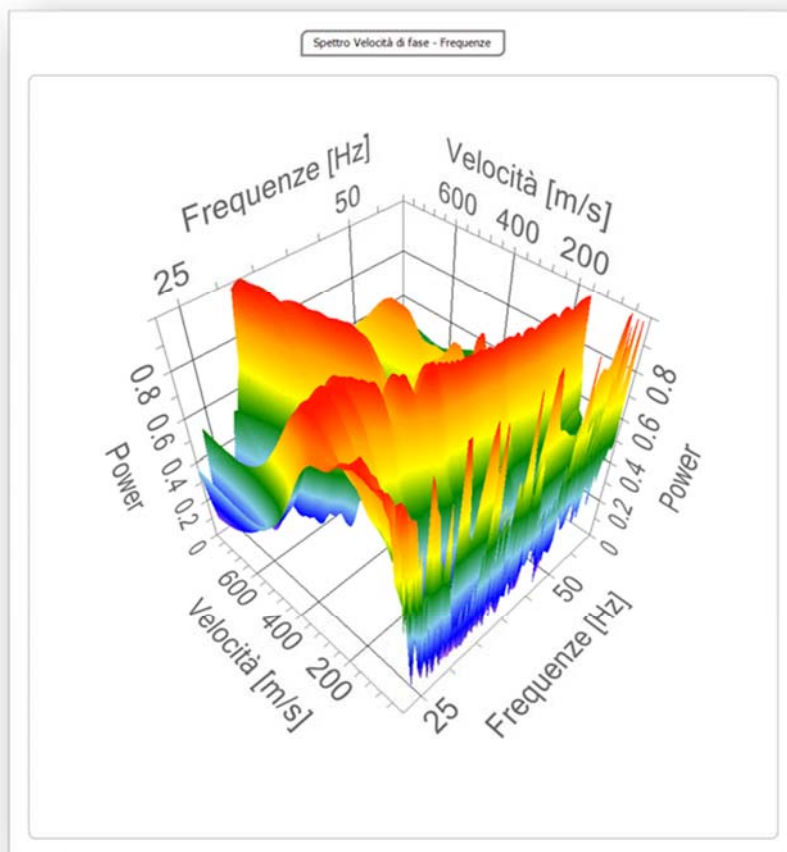
N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2048.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00



Analisi spettrale

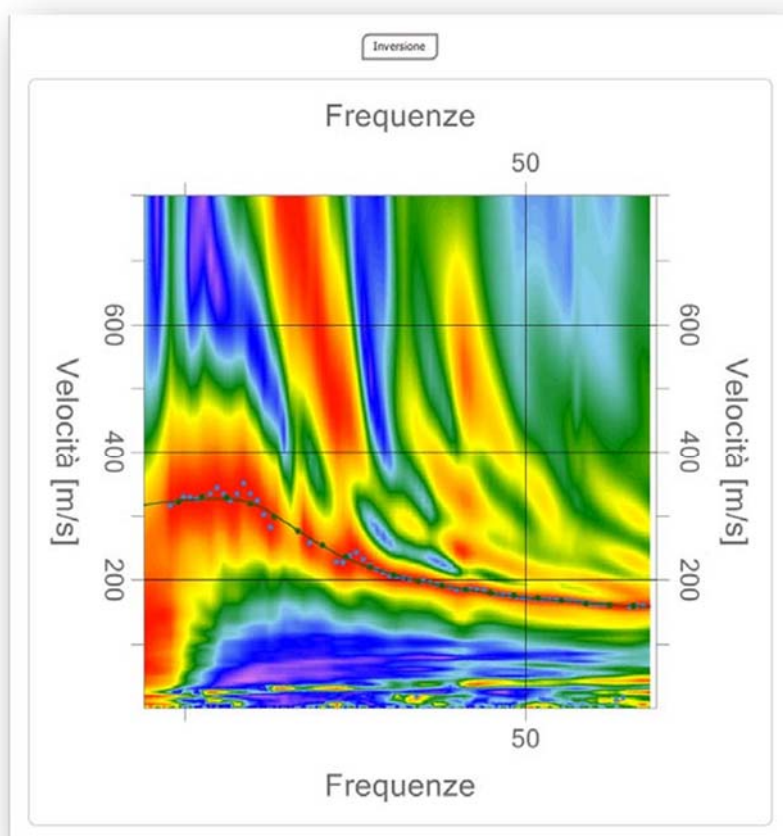
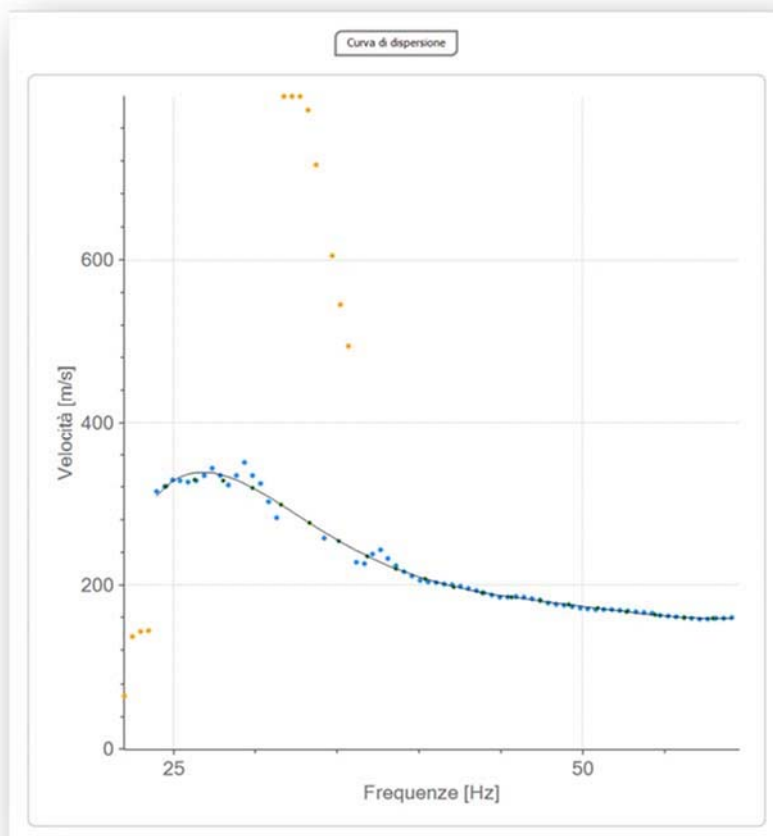
Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1





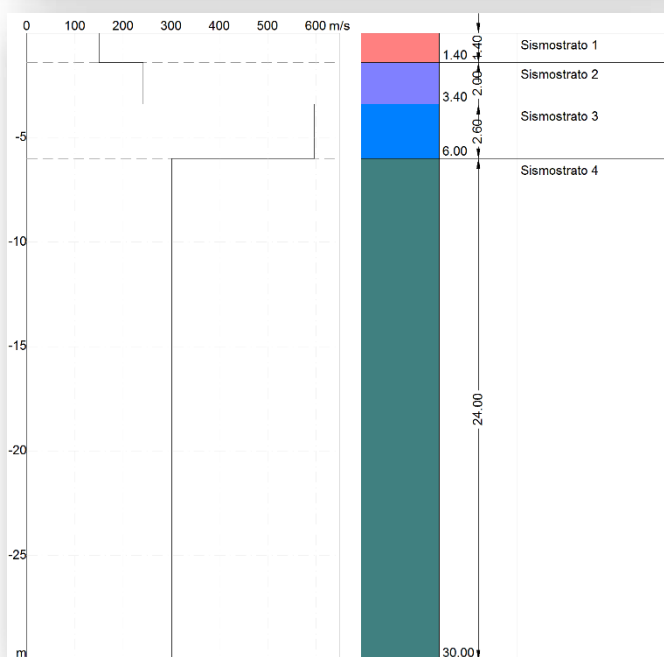
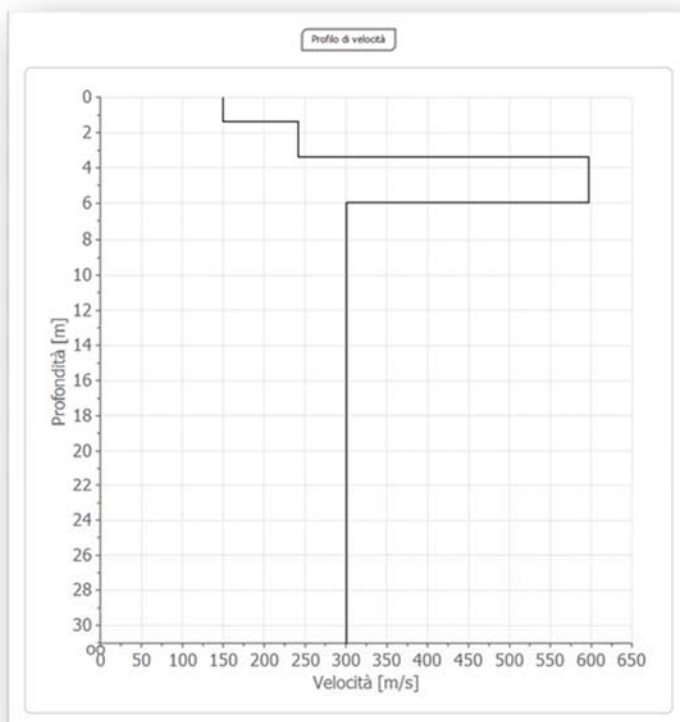
Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	24.5	320.9	0
2	26.3	329.2	0
3	28.1	327.6	0
4	29.8	319.2	0
5	31.6	298.3	0
6	33.3	275.8	0
7	35.1	254.3	0
8	36.8	235.4	0
9	38.6	219.7	0
10	40.4	207.4	0
11	42.1	197.9	0
12	43.9	190.7	0
13	45.6	185.0	0
14	47.4	180.2	0
15	49.1	175.7	0
16	50.9	171.4	0
17	52.7	167.1	0
18	54.4	163.1	0
19	56.2	160.1	0
20	57.9	158.9	0



Inversione

Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficient e Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
Sismostrato 1	1.40	1.40		0.44	456.4	149.4
Sismostrato 2	3.40	2.00	1920.00	0.42	650.4	241.5
Sismostrato 3	6.00	2.60	1980.00	0.26	1047.7	596.6
Sismostrato 4	oo	oo	1950.00	0.34	611.0	300.8



Prospetto dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati nell'indagine sismica MASW

Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	V_p [m/sec]	V_s [m/sec]
S1	1.40	1.40	456	149
S2	3.40	2.00	650	241
S3	6.00	2.60	1048	597
S4	oo	oo	6110	301

I dati forniti dall'indagine M.A.S.W. evidenziano la presenza di una successione di litotipi caratterizzata da velocità crescenti in funzione della profondità sino alla profondità di 6.0 mt, quindi da un improvviso decremento della V_s , che rimane costante sino ad oltre 30 mt

I risultati consentono di individuare, **n° 4 sismostrati**:

- ✓ Il **primo**, presente sino alla profondità di **-1.4 mt**, è caratterizzato da *un valore molto contenuto della velocità delle onde di taglio, pari a 149 m/s*;
- ✓ il **secondo**, correlabile con l'orizzonte di travertino vacuolare friabile ed intercettato fino a quota **-3.4 mt**, evidenzia un incremento del valore di V_s che è pari a **241 m/s**;
- ✓ il **terzo**, presente fino a quota **-6.0 mt** e correlabile con il banco travertinoso compatto e paracementato fa registrare un picco del valore di V_s che raggiunge i **597 m/s**;
- ✓ il **quarto**, individuato sino a profondità superiori a **30.0 mt**, ha evidenziato un netto calo della velocità V_s , che si attesta mediamente intorno a **300 m/s**.

Il 22 Marzo 2018 sono entrate in vigore le nuove **Norme Tecniche per le Costruzioni** tramite il Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018.

Nelle **NTC 2018**, sono state eliminate le categorie di sottosuolo S1 ed S2 cioè quelle che necessitavano di ulteriori approfondimenti per la definizione delle azioni sismiche, il che comporta l'obbligo di procedere alla definizione della **Risposta Sismica Locale** per quei terreni che non rientrano nelle categorie A, B, C, D, E. La categoria di sottosuolo S1 includeva i depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s, mentre la categoria S2 includeva i depositi di terreni suscettibili di liquefazione o argille sensitive.

Si riportano di seguito alcuni stralci delle NTC 2018 relativi alla valutazione dell'azione sismica ed alle categorie di sottosuolo.

3.2.3.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$. Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Qualche che sia la probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

3.2.3.2 spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale

massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR (vedi § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad [3.2.2]$$

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

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

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

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad [3.2.5]$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

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

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

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

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

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

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con: h_i = spessore dell'i-esimo strato;

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

N = numero di strati;

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

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

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

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche

Nel caso in esame, il **valore medio della velocità delle onde di taglio V_{S30}** è stato determinato sulla scorta dei dati forniti dall'indagine sismica M.A.S.W..

Dai risultati si evince che la **profondità del bedrock sismico è superiore a 30 mt** dal piano di posa della fondazione e che la **velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$** è definita dal **parametro V_{S30}** .

V_{S30} da prospezione M.A.S.W.						
V_{S30}	$= \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$	h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo		V_i = Velocità dell'onda di taglio i-esima		
		N = Numero di strati				
Spessori strati	Litotipo	Spessore strato in metri	Velocità onda P misurata in sito (m/s)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h_1	Riporto	1,4	456,00	149,00	h_1/V_1	0,009
h_2	Travertino vacuolare	2	650,00	241,00	h_2/V_2	0,008
h_3	Travertino compatto	4	1048,00	597,00	h_3/V_3	0,007
h_4	Limi argillosi e argille	22,6	6110,00	301,00	h_4/V_4	0,075
h_{totale}		30			$\Sigma h_i/V_i$	0,099
	$V_{S30} =$	30 /	0,099	=	301 m/s	

Essendo **$V_{S30} = 301 \text{ m/s}$** , ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, **il sottosuolo dell'area di intervento può essere ascrivito alla**

categoria "C".

CATEGORIA TOPOGRAFICA E FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

In base alla configurazione superficiale, il sito oggetto di studio può rientrare in una delle seguenti categorie

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

FATTORE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICO

Una volta individuata la categoria topografica, dal seguente schema si ottiene **fattore di amplificazione topografica S_t** :

- **$S_t \geq 1.2$** per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- **$S_t \geq 1.4$** per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $>30^\circ$;
- **$S_t \geq 1.2$** per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $\leq 30^\circ$.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,40

Nella fattispecie, considerando che **la pendenza media** della zona in cui ricade l'area di interesse è **minore di 15°** , la categoria topografica è **T1** ed il fattore di amplificazione topografico è **$S_t = 1.0$**

PERICOLOSITÀ SISMICA

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

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

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

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

- $V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.
- $V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- $V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

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

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

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

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

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

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

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

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

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

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

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 30$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 50$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 475$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 975$

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

DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

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

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

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

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

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

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e **T_C^*** i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

ID	LON	LAT	T _R = 30			T _R = 50			T _R = 72			T _R = 101		
			a _g	F ₀	T _c [*]	a _g	F ₀	T _c [*]	a _g	F ₀	T _c [*]	a _g	F ₀	T _c [*]
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

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

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{V_R} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

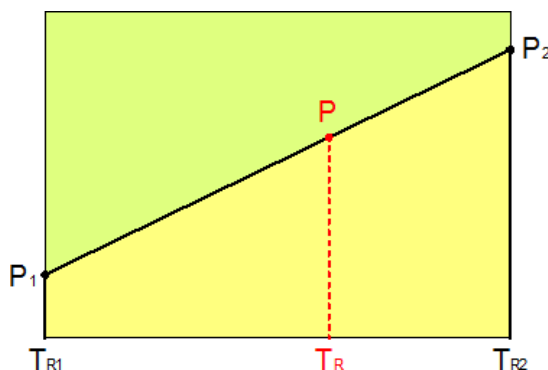
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , T_c^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre p_1 , p_2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno T_{R1}, T_{R2}.

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

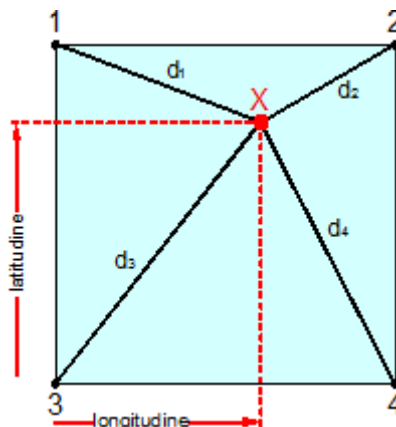
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

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



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

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2



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

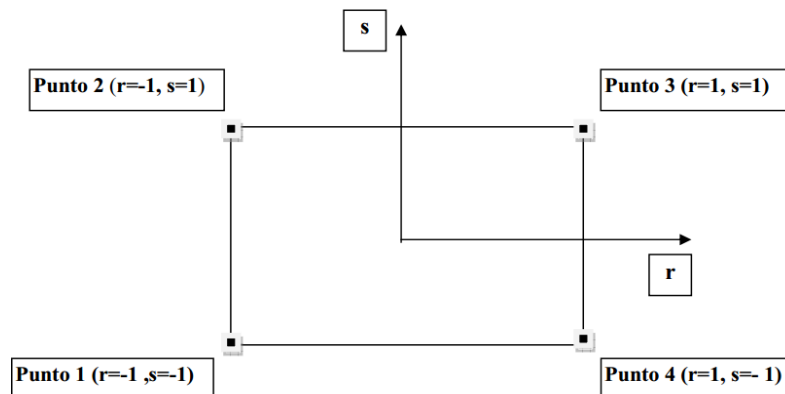
Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria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

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

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

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

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



Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito

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

Coefficienti sismici

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

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (5.1)$$

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

Stabilità dei pendii e fondazioni

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

$$K_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h \quad (5.3)$$

Con

b_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

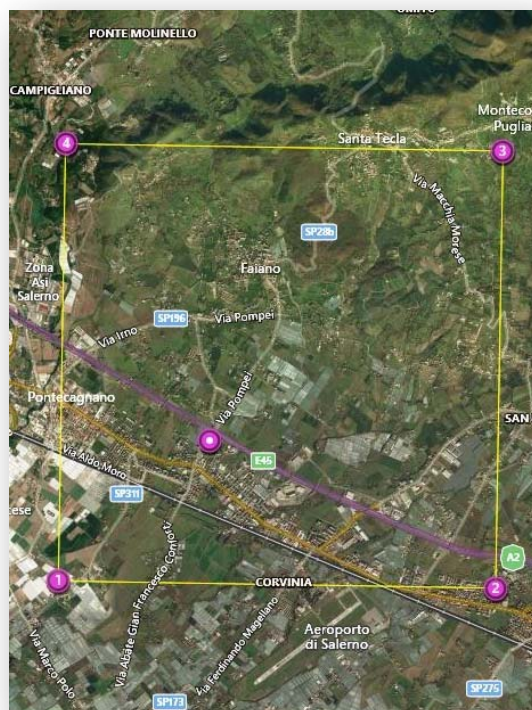
T1: $S_T = 1.0$; **T2:** $S_T = 1.20$; **T3:** $S_T = 1.2$; **T4:** $S_T = 1.40$.

SPETTRI ELASTICI

L' Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha elaborato per i singoli territori comunali italiani gli **spettri di risposta elastici** e i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c , relativi a periodi di ritorno compresi fra 30 anni e 2475 anni , associati a ciascuno SL .

Per il territorio comunale di **Pontecagnano - Faiano** il Progetto S1 – INGV fornisce gli spettri ed i parametri illustrati nelle seguenti tabelle.

Comune	Pontecagnano - Faiano	Gradi sessagesimali		Gradi decimali	
Località	Via Pompei	Lat.	40° 38' 29,6282"N	Lat.	40,6415634
		Long.	14° 53' 42,8359"E	Long.	14,8952322



PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn):	50 [anni]
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso (Cu):	1
Periodo di riferimento (Vr):	50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975 [anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata

Coordinate geografiche del punto	
Latitudine (WGS84):	40,6415634 [°]
Longitudine (WGS84):	14,8952322 [°]
Latitudine (ED50):	40,6425629 [°]
Longitudine (ED50):	14,8960876 [°]

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

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	34098	40,626540	14,873360	2617,62
2	34099	40,625720	14,939210	4092,50
3	33877	40,675710	14,940320	5244,73
4	33876	40,676540	14,874430	4196,66

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,037	2,404	0,280
SLD	50	0,046	2,413	0,325
	72	0,053	2,451	0,348
	101	0,059	2,519	0,365
	140	0,067	2,525	0,382
	201	0,076	2,537	0,417
SLV	475	0,100	2,627	0,452
SLC	975	0,124	2,715	0,475
	2475	0,157	2,823	0,528

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,037	2,423	0,281
SLD	50	0,046	2,421	0,326
	72	0,054	2,470	0,347
	101	0,061	2,532	0,366
	140	0,069	2,525	0,383
	201	0,078	2,539	0,419
SLV	475	0,105	2,601	0,453
SLC	975	0,131	2,678	0,475
	2475	0,168	2,774	0,528

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,039	2,430	0,282
SLD	50	0,049	2,404	0,327
	72	0,057	2,477	0,342
	101	0,065	2,497	0,363
	140	0,074	2,518	0,380
	201	0,084	2,516	0,413
SLV	475	0,114	2,569	0,446
SLC	975	0,142	2,643	0,466
	2475	0,184	2,739	0,522

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,038	2,411	0,281
SLD	50	0,048	2,386	0,327
	72	0,056	2,453	0,343
	101	0,064	2,484	0,363
	140	0,072	2,502	0,378
	201	0,082	2,516	0,412
SLV	475	0,109	2,587	0,444
SLC	975	0,134	2,669	0,467
	2475	0,171	2,776	0,522

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,038	2,415	0,281
SLD	50	0,047	2,407	0,326
SLV	475	0,106	2,601	0,449
SLC	975	0,131	2,683	0,472

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5%

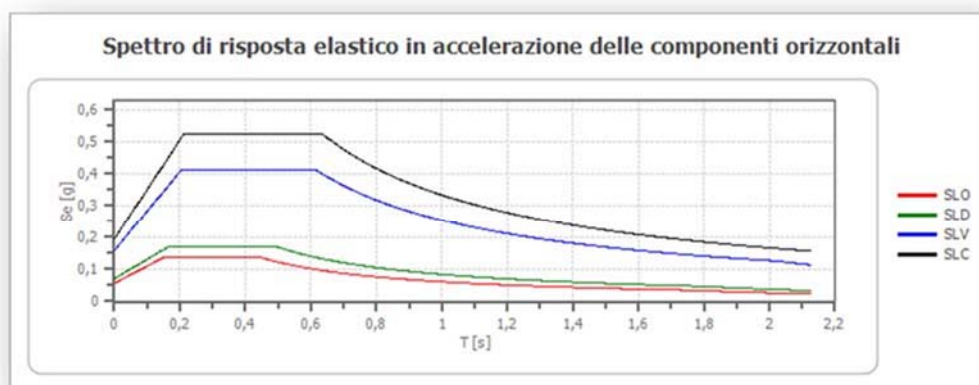
Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}: 1,000$

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,011	0,014	0,038	0,047
kv	0,006	0,007	0,019	0,023
amax [m/s ²]	0,552	0,692	1,554	1,913
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240



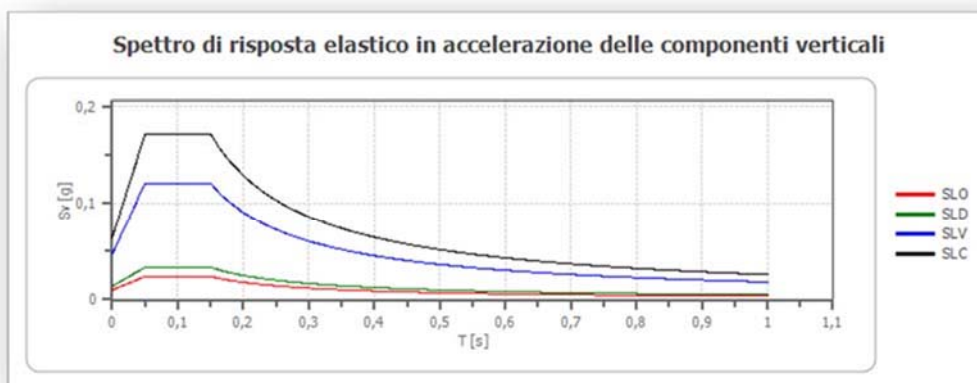
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,038	2,416	0,281	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,133	0,399	1,752	0,046	0,110
SLD	1,0	0,048	2,401	0,326	1,200	1,380	1,000	1,200	1,000	0,150	0,450	1,791	0,057	0,138
SLV	1,0	0,108	2,592	0,447	1,200	1,290	1,000	1,200	1,000	0,192	0,577	2,031	0,129	0,335
SLC	1,0	0,134	2,672	0,469	1,200	1,280	1,000	1,200	1,000	0,200	0,601	2,135	0,160	0,429

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5%

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}: 1,000$

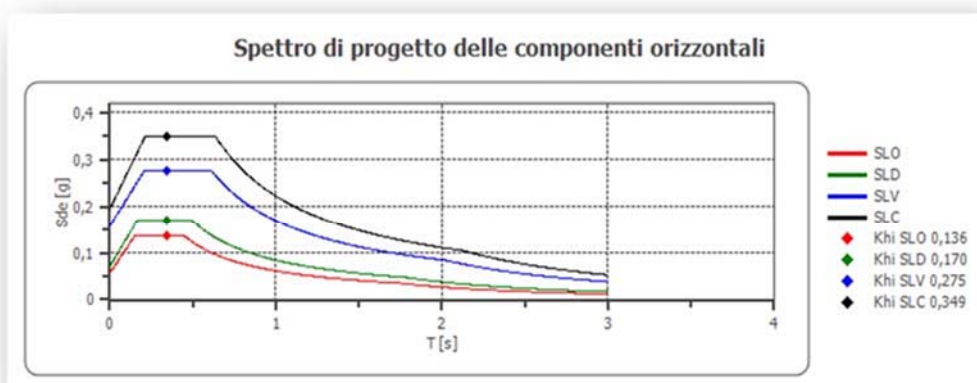


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,038	2,415	0,281	1	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,010	0,024
SLD	1,0	0,047	2,407	0,326	1	1,520	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,014	0,033
SLV	1,0	0,106	2,601	0,449	1	1,370	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,046	0,121
SLC	1,0	0,131	2,683	0,472	1	1,350	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,064	0,172

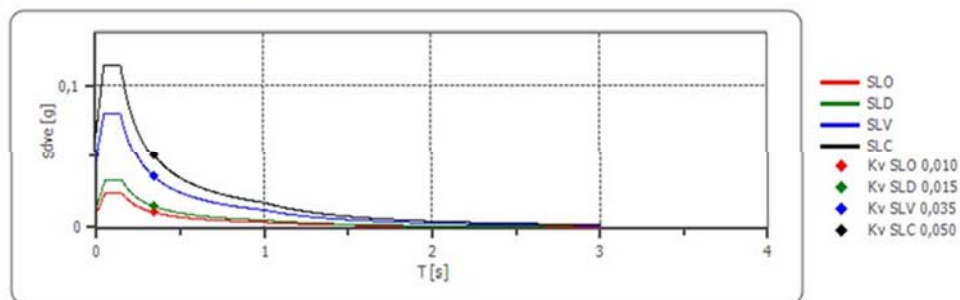
Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q:	1,50	
Fattore di struttura spettro verticale q:	1,50	
Periodo fondamentale T:	0,34	[s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,136	0,170	0,275	0,349
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0,010	0,015	0,035	0,050



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1,0	0,038	2,416	0,281	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,133	0,399	1,752	0,046	0,110
SLO verticale	1,0	0,038	2,416	0,281	1,200	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,010	0,024
SLD orizzontale	1,0	0,048	2,401	0,326	1,200	1,380	1,000	1,200	1,000	0,150	0,450	1,791	0,057	0,138
SLD verticale	1,0	0,048	2,401	0,326	1,200	1,380	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,014	0,034
SLV orizzontale	1,0	0,108	2,592	0,447	1,200	1,290	1,000	1,200	1,500	0,192	0,577	2,031	0,129	0,223
SLV verticale	1,0	0,108	2,592	0,447	1,200	1,290	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,048	0,083
SLC orizzontale	1,0	0,134	2,672	0,469	1,200	1,280	1,000	1,200	1,500	0,200	0,601	2,135	0,160	0,286
SLC verticale	1,0	0,134	2,672	0,469	1,200	1,280	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,066	0,118

VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIVITÀ A LIQUEFAZIONE DEL SOTTOSUOLO

Ipotizzando la presenza della falda a pelo libero alla quota di -4.5 mt dal p.c e pur ritenendo che i depositi costituenti il sottosuolo, per la fitta alternanza di depositi travertinosi e di sedimenti a tessitura limoso sabbioso argillosa non siano passibili di liquefazione, per motivi di ordine cautelativo, si procede alla valutazione della suscettibilità a liquefazione del sottosuolo.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove **CRR (Cyclic Resistance Ratio)** indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e **CSR (Cyclic Stress Ratio)** la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

Per la valutazione del fattore F_s è stato adottato il **metodo di Andrus e Stokoe**, che si fonda sulla valutazione della velocità delle onde di taglio.

Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$(1.1)\tau_{\max} = \frac{a_g}{g} \times \gamma z$$

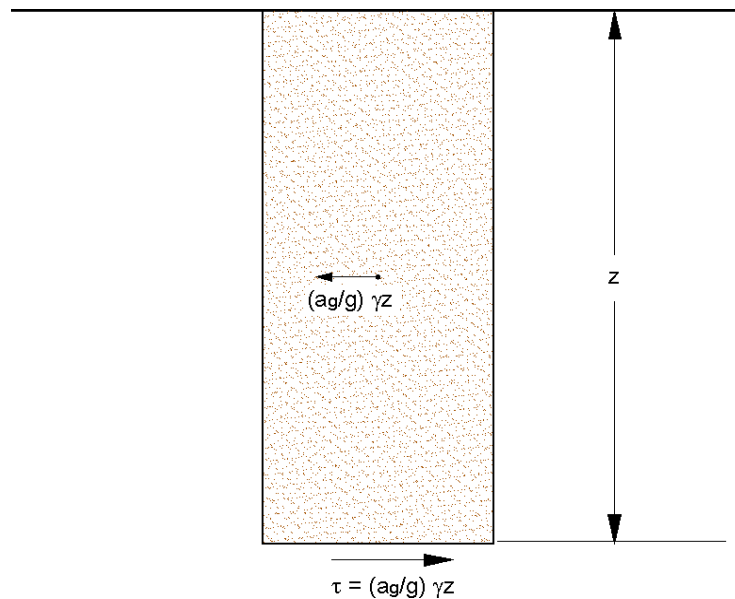
dove a_g è l'accelerazione massima in superficie, g l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio t_{av} anziché ad un valore massimo t_{\max} si ottiene:

$$(1.2) \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo **MSF** (*Magnitude Scaling Factor*):

$$(1.3) CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$



Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

Metodo di Andrus e Stokoe

Nella fattispecie è stato adottato il metodo di Andrus e Stokoe, che si basa sulla velocità delle onde di taglio (V_S), dedotte dalla prova sismica.

La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

$$V_{SI} = V_S \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25}$$

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):

$$CRR = 0,03 \left[\frac{V_{SI}}{100} \right]^2 + 0,9 \left[\frac{1}{\left(\frac{V_{SI}}{V_{cs}} \right)^2} - \frac{1}{\left(\frac{V_{SI}}{V_{cs}} \right)^2} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

$$(V_{S1})_{CS} = 220 \text{ per } FC < 5\%$$

$$220 < (V_{S1})_{CS} = 200 \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$(V_{S1})_{CS} = 200 \text{ per } FC > 35\%$$

Il fattore di correzione della magnitudo MSF è stato considerato pari a 1.78 per magnitudo < 7.5, a 1.56 per Magnitudo > 7.5.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione è stato valutato con la relazione

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

l'indice di liquefazione con:

$$I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove

$$F = 1 - F_s \quad \text{per } F_s < 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } F_s > 1$$

$$W(z) = 10 - 0,5z$$

e il rischio di liquefazione secondo i valori proposti nelle seguente tabella, dove z = profondità dello strato:

$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z$	per $z \leq 9.15 \text{ m}$
$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z$	per $9.15 < z \leq 23 \text{ m}$
$r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z$	per $23 < z \leq 30 \text{ m}$
$r_d = 0.5$	per $z > 30 \text{ m}$

CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

Pertanto, sulla base dei valori di V_s per i sismografi riscontrati nell'indagine sismica e riportati nella seguente tabella,

Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	V_p [m/sec]	V_s [m/sec]
S1	1.40	1.40	456	149
S2	3.40	2.00	650	241
S3	6.00	2.60	1048	597
S4	oo	oo	6110	301

e assegnando all'accelerazione massima del terreno il valore determinato secondo il metodo proposto dall'INGV, come riassunto nella seguente tabella di calcolo, si è ottenuto un valore del potenziale di liquefazione:

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE													
Metodo di Andrus e Stokoe (1997) modificato													
PARAMETRI:													
γ	=	1,4	g/cm ³										
σ_{vo}	=	0,7	kg/cm ²										
σ'_{vo}	=	0,65	kg/cm ²					R=	Resistenza al taglio mobilitata				
profondità della prova	=	500	cm					T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma				
profondità falda	=	450	cm					FC=	Frazione di fine (%) contenuto nella sabbia				
γ_{szo}	=	1	g/cm ³					V_s =	Velocità dell'onda di taglio S				
Pressione neutra	=	0,05	kg/cm ²										
z	=	5	m										
V_s	=	241											
V_{s1c}	=	220	m/s	FC<5%	FC=20%	FC>35%							
				220	210	200							
V_{s1}	=	268,40											
M	=	6,5											
MSF	=	1,60	se M≤7.5										
		1,44	se M>7.5										
FORMULE:													
V_{s1}	=	$V_s(1/\sigma_{vo})^{0.26}$									268,40	V_{s1}	
R	=	$0,03 \cdot (V_{s1}/100)^2 + (0,9/(V_{s1c}-V_{s1})) \cdot (0,9/V_{s1c})$						=		0,193	R		
T	=	$0,65 \cdot ((a_{max}/g) \cdot (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo})) \cdot r_d \cdot 1/MSF$						se M≤7.5	=	0,104	$T_{M \leq 7.5}$		
								se M>7.5		0,116	$T_{M > 7.5}$		
a_{max}/g	=	0,25											
r_d	=	0,96175											
$F_s=R/T$	>	1.3						se M≤7.5	=	1,8	Verificato F_s		
								se M>7.5		1,65	Verificato F_s		

$F_s > 1,3$;

da cui si deduce che **il deposito non è liquefacibile.**

SOMMARIO E RACCOMANDAZIONI TECNICHE

Sulla base dei risultati delle indagini geomorfologiche e geotecniche è stato possibile dedurre quanto segue:

- **Morfologia e condizioni di stabilità:** la fascia dei terreni in cui si svolge il sito di intervento è caratterizzata da una morfologia pressoché pianeggiante, con lievissime acclività verso Sud e verso Sud, che per ampio raggio non superano il 2-3%; in ordine alle condizioni di stabilità, nel corso delle indagini non è stata rilevata la presenza alcun fenomeno morfoevolutivo accelerato in atto né di fattori predisponenti al dissesto; **pertanto si può ritenere che l'area oggetto di studio sia del tutto stabile anche in prospettiva sismica;**
- **geolitologia:** L'area di intervento ricade su una piastra di travertini, ascrivibili all'unità Travertini di Pontecagnano (TPO), di età tardo Pleistocene - Olocene, ricoperto da una coltre di terreni eluvio colluviali e piroclastici dello spessore di circa 1.0 mt; l'unità, depostasi in un ambiente di piana fluvio-lacustre ed alluvionale, consta di travertini fitoclastici, fitoermali, e sabbiosi, stratoidi da medi a sottili, intercalati da orizzonti pedogenici o da sedimenti colluviali o vulcanoclastici;
- **idrogeologia:** durante l'esecuzione dei test penetrometrici, **la falda a pelo libero non è stata intercettata;** sulla base dei risultati di alcune perforazioni di sondaggio effettuate in prossimità dell'area di intervento, la falda a pelo libero potrebbe essere ubicata alla base del banco travertinoso, intorno alla quota di -4.5/-5.0 mt;
- **stratigrafia:** può essere così schematizzata :

0.0 mt – 0.6 mt	<i>Pavimentazione in asfalto, passante a misto di cava (ghiaia in matrice sabbioso limosa moderatamente densa);</i>
0.6 mt – 1.4 mt	<i>limo sabbioso argilloso di colore marroncino, da sciolto a poco denso, con diffuse tracce di sostanza organica e dispersi frammenti lapidei di travertino;</i>
1.4 mt – 2.5/3.0 mt	<i>travertino fitoclastico vacuolare da friabile a debolmente cementato, con diffuse lenti di limo sabbioso di colore marroncino rossastro, da sciolte a poco dense;</i>
2.5/3.0 mt – 5.3 mt	<i>travertino stromatolitico compatto e cementato.</i>

- **parametri geotecnici:** al terreno di imposta possono attribuirsi i seguenti parametri fisico meccanici:

Prof. (m)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturato (t/m ³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson
0.00-0,60	1,99	2,02	32	--	157	122	0,32
0,60-1,40	1,32	1,67	26	0,09	36	26	0,35
1,40-2,00	1,39	1,72	33	--	139	108	0,32
2,00-3,00	1,44	1,70	28	0,31	59	74	0,34
3,00-5,30	2,20	2,22	35	--	300	250	0,16

- **rischio sismico:**

- il sito di intervento non presenta fattori di ordine morfologico o stratigrafico che possano determinare amplificazioni o focalizzazioni di onde sismiche tali da aumentare gli effetti di un terremoto;
- nel corso dell'indagine sismica effettuata mediante una prospezione sismica del tipo **M.A.S.W.**, sono stati riscontrati i seguenti **sismostrati omogenei per valori di Vs**:

Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
S1	1.40	1.40	456	149
S2	3.40	2.00	650	241
S3	6.00	2.60	1048	597
S4	oo	oo	6110	301

- dai risultati si evince che **la profondità del bedrock sismico è superiore a 30 mt dal piano di posa della fondazione e che la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{S30}** ;
- sulla base del **valore medio della velocità delle onde di taglio V_{S30}** , i depositi costituenti il suolo di fondazione rientrano nella **categoria "C"** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s. N.T.C. 17 -1 -2018*);
- in relazione all'eventualità di **fenomeni di liquefazione del terreno**, le caratteristiche granulometriche dei terreni intercettati escludono **che detti fenomeni possano interessare il sottosuolo dell'area di interesse**; ciò nonostante, si è proceduto alla **valutazione analitica della**

suscettibilità a liquefazione del sottosuolo, secondo il metodo di **Andrus e Stokoe**, i cui risultati hanno escluso l'eventualità del fenomeno;

- per quanto attiene ai **parametri identificativi del sito, dello spettro di risposta elastico, dell'amplificazione stratigrafica e dell'amplificazione topografica** si può fare riferimento ai **dati** forniti nell'apposito paragrafo;
- **rischio da frana**: nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Campania Sud ex Destra Sele i terreni in parola non ricadono fra le aree a rischio frana;
- **rischio idraulico**: come attestato dal P.A.I. dell'Autorità Bacino Campania Sud Destra Sele, l'area di interesse non è passibile di fenomeni di esondazione e per essa non sussiste nessun rischio idraulico;
- **compatibilità geologica**: l'intervento in progetto è compatibile con l'assetto idro - geo - morfologico dell'area di interesse e con le disposizioni del Testo unico coordinato delle Norme di attuazione dei PSAI relativi ai Bacini idrografici regionali in destra e in sinistra Sele ed Interregionale del Fiume Sele, approvato nell'agosto 2016.

Fisciano, settembre 2022

Il geologo
Domenico Sessa