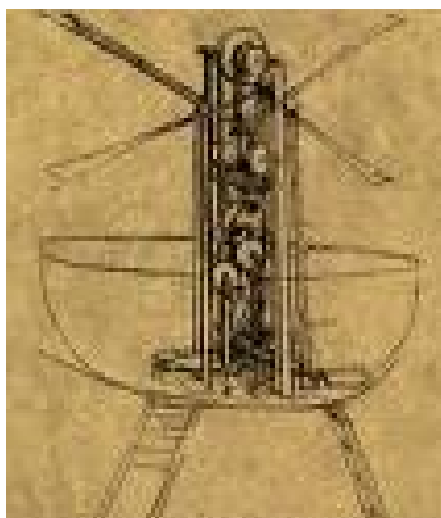


DR.SSA MARIA CIRILLO
GEOLOGO

Via Caprio Maddaloni, 117
81100 Caserta
Mobile 339.4814548
P.I. 02631530611
mariellacirillo@hotmail.it



RELAZIONE GEOLOGICA

9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	----------------	-----

COMMITTENTE:	AMMINISTRAZIONE COMUNALE (DETERMINA N.50 DEL 11/03/2016)
OGGETTO:	RELAZIONE GEOLOGICA PER L'INTEGRAZIONE A SUPPORTO DEGLI ELABORATI PER IL NUOVO P.U.C.
COMUNE:	SAN TAMMARO (CE)
DATA	14 APRILE 2016
 IL TECNICO DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO	



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

INDICE

INDICE	2
PREMESSA	3
PARTE 1: INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	5
1.1 UBICAZIONE	5
1.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE	5
1.2.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA LOCALE	10
1.2.2 IDROGEOLOGIA	12
PARTE 2: METODOLOGIA D' INDAGINE	14
2.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO	14
2.2 STANDARD PENETRATION TEST	15
2.3 PRELIEVO CAMPIONI INDISTURBATI	17
2.4 INDAGINE SISMICA MASW	18
2.5 INDAGINE SISMICA DOWN-HOLE	22
PARTE 3: MODELLIZZAZIONE	25
3.1 STRATIGRAFIE ED ELABORAZIONE DATI	25
3.2 AZIONE SISMICA	27
3.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	42
CONCLUSIONI	57
<u>ALLEGATO</u> : INDAGINI GEOGNOSTICHE	
<u>ALLEGATO</u> : CARTE TEMATICHE	



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dall' **AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI SAN TAMMARO** (con determina n.50 del 11/03/2016), la scrivente Dr.ssa Geol. Maria Cirillo iscritta all'Ordine dei Geologi della Campania al n.1984, redige la seguente RELAZIONE GEOLOGICA PER L'INTEGRAZIONE A SUPPORTO DEGLI ELABORATI PER IL NUOVO P.U.C. .

Il presente lavoro mira a ricostruire e ad illustrare la situazione litostratigrafica locale, l'origine e la natura dei litotipi, il loro stato d'alterazione, fratturazione e degradabilità, i lineamenti idrogeologici e geomorfologici della zona, così come previsto dalla Legge.

Ai sensi dell'D.M. 14 Gennaio 2008 e succ. mod. ed integr. è stata svolta una campagna di indagini geotecniche e geofisiche che hanno permesso di ricostruire un modello geologico-tecnico e definire sismostratigraficamente l'area oggetto d'intervento.

A tal fine si è ritenuto opportuno effettuare un rilevamento geologico di superficie, una ricerca bibliografica di dettaglio, oltre acquisizione dati da indagini dirette effettuate in sito:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo fino a quota -35.00 m dal p.c.
- n. 20 S.P.T. (Standard Penetration Test) in foro
- n. 8 campioni indisturbati con relative analisi di laboratorio
- n. 4 prova sismica in foro tipo Down-Hole
- n. 2 prova sismica tipo M.A.S.W.

Le prove in sito sono state eseguite dalla società Sol. Geo. srl, ditta Autorizzata dal Ministero Infrastrutture e Trasporti; invece le analisi sono state realizzate dal laboratorio terre Geoprove sas .

Tale lavoro è corredato di stratigrafie, certificati di laboratori e elaborazione delle prove sismiche che sono parte integrante ed inscindibile della suddetta relazione.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

RIFERIMENTI NORMATIVI

- *Normativa e raccomandazioni tecniche*

1) *Circolare Min. LL.PP. 31/10/1986 – “Istruzioni relative alle norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche”*

2) *D.M. 11/03/1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*

3) *Circ. LL.PP. n. 30483 (Pres. Cons. Sup. – Servizio Tecnico Centrale) 24/09/88 “ Legge 2/2/64 n. 64 art. 1 – D.M. 11/03/88 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l’applicazione”.*

4) *O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modificazioni ed integrazioni.*

5) *D.M. 14/01/2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”*

6) *A.G.I. – Associazione Geotecnica Italiana – 1977 – “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.*

7) *A.G.I. – Associazione Geotecnica Italiana – 1994 – “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.*



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

PARTE 1: INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

1.1 UBICAZIONE

Il territorio Comunale di **SAN TAMMARO (CE)** cartograficamente ricade nel Foglio Geologico **N° 172 "CASERTA"** della Carta Geologica d'Italia dell'I.G.M. in scala 1:100.000.

1.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Tra la Campania settentrionale e la zona del Pollino, la fascia più interna dell'Appennino (zona peritirrenica) risulta interessata da una estensione che attiva soprattutto strutture antiappenniniche che di solito si estinguono verso NE contro lineamenti appenninici ereditati ed a tratti riattivati. Nella depressione dell'alta valle del Volturno l'estensione longitudinale sembra essere penetrata più all'interno ed aver interagito con le faglie di direzione appenninica che interessano il massiccio del Matese (alcune delle quali sono attive durante il colmamento della depressione).

Nella zona del vulcano Roccamonfina si osservano faglie orientate E-W di modesto rigetto ed assumono rilevanza faglie ad andamento meridiano che appaiono localizzate solo a questo settore: per esse appare ipotizzabile una origine legata a fenomeni di vulcanotettonica che riattivano faglie del substrato di diversa età ed orientazione. Casi simili sembrano essere quelli di Ischia e dei Campi Flegrei (che hanno ritmi di sollevamento e fagliazione tardoquaternaria fino a centimetri per anno come medie millenarie) nonché dell'area vesuviana.

Nella Campania centrale assumono evidenza faglie circa E-W che controllano la Valle del Calore beneventano e guidano collassamenti nella fascia peritirrenica tendendo ad allargare verso oriente, oltre il limite interno della Piana Campana, l'area subsidente. In particolare, nell'area ad est del limite meridionale della Piana Campana, questa tendenza è continuata anche dopo l'eruzione dell'Ignimbrite Campana, avvenuta intorno a 36 ka. Disturbi tettonici di analoga orientazione si osservano anche nell'area dell'ex avanfossa, dove condizionano il reticolo di dissezione fluviale sul plateau dei Conglomerati di Irsina e dislocano il riempimento mediopleistocenico del bacino di Venosa.

Circa gli slip rate, gli unici dati di dettaglio (portata e frequenza dei singoli eventi) sono quelli, ben noti, che derivano dalle trincee ING ed ANPA sul M. Marzano e al piede del M. Pollino, che campionano solo qualcuna delle tante strutture potenzialmente attive. Per un discreto numero di altre faglie, gli slip rate possono essere calcolati solo come medie su lunghi intervalli di tempo (10^4 - 10^5).

Le faglie che hanno cumulo, nel corso del Quaternario, i maggiori rigetti sono quelle che marginano i graben peritirrenici e le conche intra-appenniniche. I primi si sono impostati nel corso del Pleistocene inferiore; le seconde sembrano risalire al Pleistocene medio (ma la parte più bassa del loro riempimento è datata solo in qualche caso). Il tasso di scorrimento può essere approssimativamente ricavato dai ritmi medi tenuti della sedimentazione in tali depressioni. Per i graben peritirrenici, considerando la subsidenza delle loro parti più ribassate, si ottengono valori intorno ai 2 mm/a; tale valore andrebbe tuttavia suddiviso per il numero di faglie che formano le gradinate sepolte intorno a questi massimi depocentrali. Per le conche intramontane gli spessori depositi darebbero ritmi di dislocazione medi intorno a 0.3 mm/a, ma questi valori sono probabilmente approssimati per difetto sia perché l'aggradazione potrebbe non aver compensato tutto lo slip tra depocentro e *damming structure* (in concomitante dissezione), sia perché gli spessori



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

deposti danno ragione solo della surrezione (relativa) registrata dal più basso dei blocchi richiudenti la conca.

A partire dall'alto Pleistocene medio pare essersi verificata una riduzione dei ritmi di fagliazione, almeno nell'ambito delle fasce peritirrenica ed assiale della catena e a nord del confine calabro-lucano. Tra le evidenze a supporto di ciò vi è il modesto rigetto (non più di 20-30 metri) mostrato dalle faglie che disturbano le superfici deposizionali del Pleistocene medio (esempi: l'edificio del Roccamonfina, i terrazzi dell'alto Volturno e delle valli dell'Agri, del Sele e del Tanagro), per cui la loro attività tardoquaternaria deve essere stata o molto lenta (tra 0,05 e 0,15 mm/a su tutto l'intervallo) o molto sporadica. Anche le scarpate di faglia perimetrali delle depressioni funzionanti come depocentri, non manifestano caratteri morfologici tali da far ritenere sensibilmente diversi i ritmi di dislocazione.

D'altra parte, nel Pleistocene superiore-Olocene sembra ugualmente ridotta la subsidenza della Piana Campana a nord dei Campi Flegrei, mentre raggiunge una sostanziale stabilità la depressione della Piana del Garigliano. La piana del Sele, subsidente nel Pleistocene inferiore e medio p.p., subisce leggeri sollevamenti (fino a una trentina di metri) nel tardo Pleistocene medio e nel Pleistocene Superiore p.p. (Wurm).

Nel Pleistocene superiore - Olocene gli alti strutturali che, nella fascia peritirrenica, si alternano ai graben, registrano una sostanziale stabilità che fa seguito ad un prevalente sollevamento (alcune centinaia di metri) nel corso del Pleistocene inferiore e medio. Nel Golfo di Napoli e nella Piana Campana meridionale, infine, si registra una notevole tettonica tardoquaternaria che riattiva faglie sia NE che NW anche in connessione con eventi vulcano tettonici tra i quali quelli che determinarono la grande eruzione dell'Ignimbrite Campana (circa 36ka).

Da quanto è emerso da aree fatte oggetto di analisi più approfondite (inclusive di raccolta ed elaborazione di dati mesostrutturali), sembra che le dislocazioni tardoquaternarie siano quasi sempre avvenute (almeno a livello "superficiale") lungo faglie ad alto angolo che erano presenti dal Pleistocene inferiore-medio (in certi casi anche dal Pliocene), costituendo delle riattivazioni di piani giacenti in modo compatibile con i campi di stress recenti. E' probabilmente da legarsi alla preesistenza di più sistemi di faglie variamente orientati anche l'andamento planimetrico zigzagante di molte faglie tardoquaternarie. In particolare si notano strutture mediamente orientate NW-SE (appenniniche) che si compongono di tratti N120/150 alternati a tratti circa E-W, nonché strutture a sviluppo medio in direzione NE-SW (antiappenniniche) che si compongono di tratti N50/70 e tratti N110/150.

Va anche osservato che la mappatura qui proposta è da considerarsi certamente lacunosa e di dettaglio disomogeneo. Ciò dipende innanzitutto dal fatto che per diversi e vasti settori della regione considerata (soprattutto nelle aree esterne della catena), non sono mai stati effettuati studi geomorfologici e stratigrafici di dettaglio adeguato agli scopi di questo lavoro. Inoltre va ricordato che il riconoscimento geomorfologico/stratigrafico delle faglie recenti è proceduto con metodi e limiti molto diversi nei differenti scenari litologici ed orografici in cui si articola l'Appennino meridionale. In particolare, esso ha dato buoni risultati nelle zone dove ricorrono formazioni tardoquaternarie e superfici deposizionali sulle quali i disturbi morfologici creati dai fagliamenti sono "facilmente" rilevabili. Sebbene in misura minore, possono considerarsi soddisfacenti i risultati ottenuti sulle aree dominate da litologie conservative quali i calcari ed altre formazioni dure. Qui i problemi incontrati sono legati alla difficoltà di riconoscere eventuali rigiochi recenti lungo scarpate che sono cresciute in massima parte per esumazione morfoselettiva di liscioni antichi (pliocenici e infra-medio pleistocenici). La mappatura delle faglie recenti è da considerarsi certamente incompleta su quelle



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

vaste porzioni della catena che sono impostate su litologie di elevata erodibilità e franosità (gran parte delle unità terrigene), dove le scarpate create dalla tettonica recente (specie se lungo pendii o al piede di versanti di faglia più antichi) sono state rapidamente regolarizzate e dove anche la genesi di depocentri a controllo neotettonico è stata verosimilmente impedita dalla pronta dissezione delle *damming structure*. Un altro scenario sfavorevole alla percezione di tutte le faglie attive nel Pleistocene superiore - Olocene è quello delle aree che in detto periodo (o parte finale di esso) sono state in sensibile aggradazione (pianure dei graben costieri subsidenti; conche intramontane ancora in aggradazione; tratti basali di versanti mascherati da falde e coni in crescita), con conseguente seppellimento di eventuali gradini di faglia.

Nonostante le sopracitate lacunosità e disomogeneità, la distribuzione delle faglie recenti (anche a considerare solo quelle con attività olocenica certa) appare poco combaciante con la distribuzione della sismicità storica, la quale è circoscritta ad una stretta fascia che corre lungo l'asse della catena.

Probabilmente ciò deriva dal fatto che diverse delle linee segnate hanno una attività connotata da lunghi tempi di quiescenza (fino a plurimillenni).

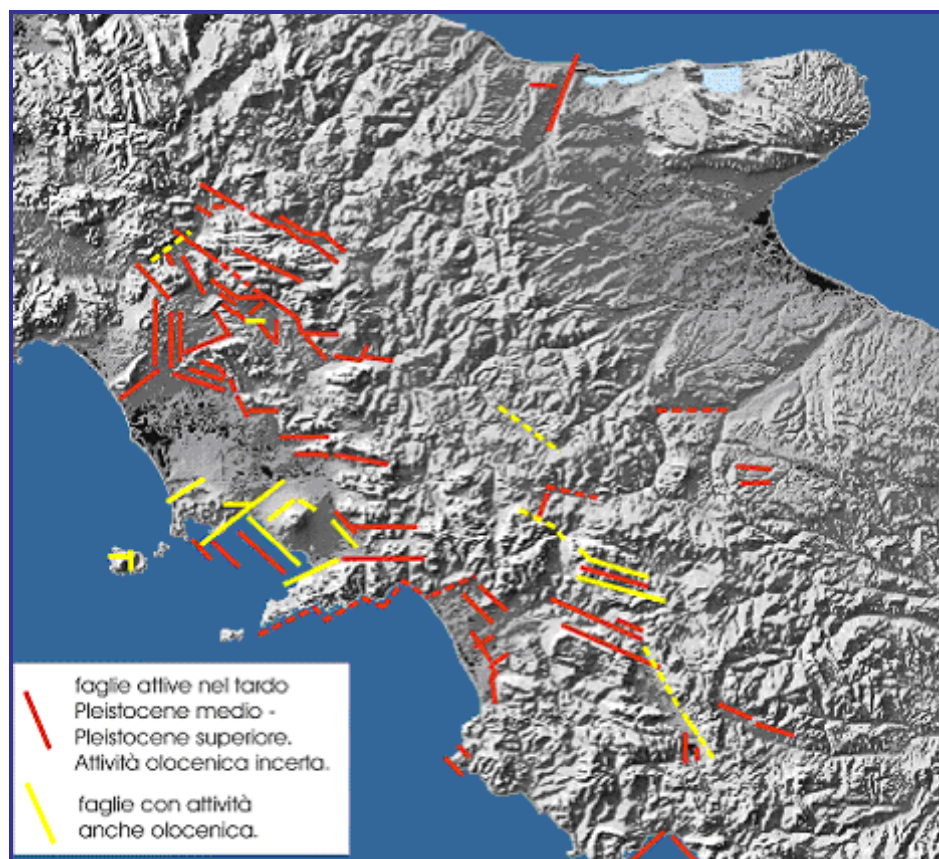


Figura 1: Carta delle faglie tardo-quadernarie dell'Appennino Meridionale

Gli Appennini meridionali sono una catena montuosa costituita dalla sovrapposizione di falde continentali a vergenza orientale e nord-orientale. A seguito del sollevamento della parte centrale della catena, avvenuto a partire dal Pliocene superiore, e dello smembramento del suo margine occidentale, dovuto alle intense fasi tettoniche a carattere distensivo connesse con l'apertura del



Mar Tirreno, si è formata la vasta depressione della Piana Campana (Ippolito et al., 1973; D'Argenio et al., 1973). Questa, a sua volta suddivisa in una serie di horst e graben a direzione NE-SW, è delimitata da faglie dirette e verticali orientate in direzione NE-SW e NW-SE (vedi carta geologico-strutturale della Campania). Il campo di stress regionale cui si deve la formazione della Piana Campana, ha altresì determinato le condizioni per la formazione e per la risalita dei magmi ad affinità alcalino-potassica che hanno alimentato l'attività eruttiva quaternaria dei vulcani campani.

Nella Piana Campana si possono distinguere tre aree vulcaniche principali: il vulcano di Roccamonfina, il Distretto Vulcanico Flegreo e il Somma-Vesuvio. Il [Roccamonfina](#) è un apparato vulcanico la cui attività è terminata circa 50.000 anni fa (De Rita e Giordano, 1996). I [Campi Flegrei](#), [l'isola Ischia](#) ed il [Somma-Vesuvio](#) sono aree vulcaniche attive che hanno dato luogo ad eruzioni in tempi storici: nel 1302 ad Ischia (eruzione dell'Arso), nel 1538 ai Campi Flegrei (eruzione di Monte Nuovo) e nel 1944 al Vesuvio. L'Ignimbrite Campana è formata dal deposito di uno o più flussi piroclastici di cenere, pomici e scorie che hanno ricoperto un'area di 7.000 km². Il volume di magma emesso è stato stimato dell'ordine di 80 km³.

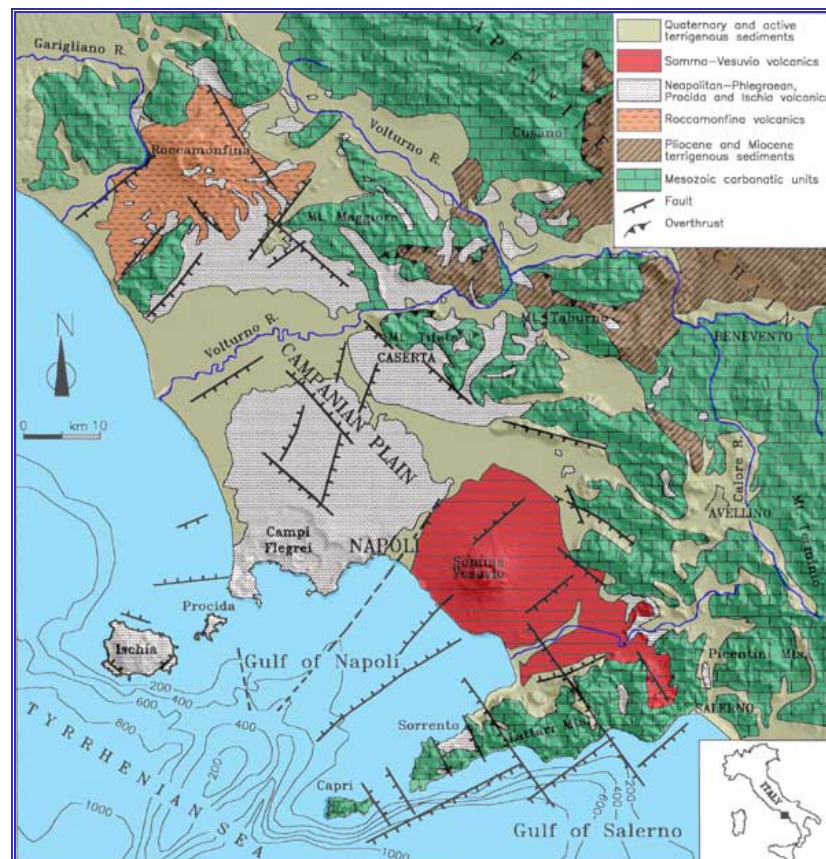


Figura 2: carta geologico strutturale della Piana Campana

Le datazioni attualmente disponibili, effettuate sia su paleosuoli sottostanti il deposito sia su legni carbonizzati inglobati in esso, danno età discordanti che hanno contribuito a far nascere differenti pareri sulla possibilità che i prodotti siano stati emessi durante una o più eruzioni.

L'Ignimbrite Campana affiora lungo i bordi di tutta la piana campana, con spessori variabili da 20 a 60 metri e si trova fino in Appennino a quote di 1.000 m. Manca nella parte centrale della piana, sia



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

per erosione, sia perché ricoperta dai prodotti dell'attività successiva di Campi Flegrei e Vesuvio e da terreni alluvionali.

Rosi et al (1983) e Rosi e Sbrana (1987) comprendono nell'Ignimbrite Campana anche i depositi chiamati Piperno e alcune brecce dette Breccia Museo, presenti nei Campi Flegrei. Il flusso piroclastico avrebbe abbandonato questo materiale grossolano e pesante nelle zone vicino al punto di emissione. Al contrario, Lirer et al (1991) e Perrotta et al (1993) riconoscono in queste brecce il deposito di eruzioni posteriori.

I prodotti dell'Ignimbrite Campana consistono prevalentemente in pomici e scorie nere, più o meno schiacciate e deformate (chiamate fiamme, termine che indica i piroclasti vescicolati la cui porosità è ridotta per schiacciamento), inglobate in una matrice di cenere e subordinate quantità di litici e cristalli.

In alcuni affioramenti si osservano fratturazioni colonnari e strutture di degassazione (pipes). Di Girolamo (1968) e Barberi et al (1978) ritengono che si tratti del deposito di una sola eruzione, anche se i prodotti presentano differenze marcate da una zona all'altra, come la variazione da depositi di colore grigio poco saldati a depositi gialli più saldati. Un più alto grado di saldatura è collegato a processi di mineralizzazione secondari, frequenti nei depositi ignimbrici, detti zeolitizzazione (Di Girolamo, 1968).

Di Girolamo (1968) riconosce nel deposito anche graduali variazioni in senso verticale: la parte inferiore è costituita da una matrice cineritica saldata inglobante scorie scure schiacciate e isorientate, mentre nella parte superiore le scorie tendono ad essere meno deformate e disperse senza orientazione preferenziale nella matrice.

Nei settori orientali della Piana Campana e dell'Appennino si trova, alla base dell'Ignimbrite Campana, uno strato di pomici da caduta. Questo significa che, prima della formazione del flusso piroclastico, l'eruzione ha avuto una fase pliniana.

L'Ignimbrite Campana è studiata dai vulcanologi da oltre due secoli e il numero di opinioni sulla sua genesi sembra proporzionato alle dimensioni dell'eruzione. Alcuni autori (Di Girolamo, 1970; Barberi et al, 1978; Di Girolamo et al., 1984) ipotizzano che zona di emissione del flusso sia una frattura arcuata presente lungo la parte Nord dei Campi Flegrei e del Golfo di Napoli e ritengono che l'eruzione abbia provocato lo sprofondamento di un'ampia area che comprende i Campi Flegrei e parte del Golfo di Napoli.

Secondo altri (Rosi e Sbrana, 1987), la frattura avrebbe una geometria anulare intorno ai soli Campi Flegrei e, dopo questa l'eruzione, si sarebbe formata la caldera flegrea. Lirer et al (1987) e Scandone et al (1991), ritengono che lo sprofondamento calderico sia avvenuto in seguito, dopo l'eruzione del Tufo Giallo Napoletano e collocano i centri eruttivi dell'Ignimbrite Campana lungo una frattura con direzione NE-SO passante per Napoli e delimitante, a Nord, la piana di Acerra (Scandone et al., 1991).

I lineamenti strutturali nell'area del Foglio di Caserta sono tracciati dagli affioramenti dei terreni calcareo-dolomitici mesozoici, fasciati e circondati da tufi e dalle alluvioni che si estendono a formare le ampie zone di pianura a lato dei rilievi.

Le strutture sono quelle di uno stile rigido, a blocchi fagliati, monoclinali. I terreni miocenici in parte si conformano alle strutture del Mesozoico sul quale sono trasgressivi, in parte formano strutture complicate, difficili da interpretare, di cui sono ignoti i rapporti col substrato.

Nei Monti di Caserta si riconoscono tre dorsali allungate in senso dei paralleli, limitate a nord da faglie dirette EW che portano i calcari del Cretacico sopra i terreni neogenetici.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

1.2.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA LOCALE

Il territorio di **San Tammaro** ricade nel Foglio 172 della Carta Geologica d'Italia, nelle sequenze normali da un punto di vista geologico i terreni rinvenibili in affioramento e sulle intere profondità significative, si appartengono unicamente alla facies piroclastica associabile alla fase ignimbratica trachi-fonolitica della Pianura Casertana.

Al di sotto delle coperture vegetali, l'esordio spetta ad una piroclastite pozzolanica associabile al secondo dei periodi di emissione flegrea, di età tardo pleistocenica.

Tale strato è interrotto da livelli di poche decimetri costituiti da piccole pomice e lapilli chiari; totalmente la deposizione pozzolanica ammonta in spessore a non più di 1.5-2 metri.

Al di sotto, tramite esile paleosuolo cotto, si passa al litotipo che, da solo, caratterizza il substrato fino ad elevatissime profondità: trattasi della deposizione dei prodotti piroclastici ascrivibili al cosiddetto primo periodo di emissione flegrea.

Diversa dalla precedente per età e provenienza (apparato del Roccamonfina), la massa presenta un esordio policromo, fatto di cineriti frammiste a scorie nerastre aventi dimensioni medio-grosse ed altri inclusi pomicei e lapillici.

Inizialmente la facies esplica tali termini nella loro forma sciolta poiché scarso è l'apporto diagenetico sui processi di litificazione: la giacitura è in unica bancata e caotica è la disposizione degli inclusi.

Gradualmente, con l'aumentare della profondità, le cineriti virano verso un colore grigio-violaceo con tonalità più o meno scure.

Tali depositi, analoghi per chimismo ai precedenti, rappresentano l'evoluzione in termini sedimentari della massa che, a quella profondità, per aumento della tensione litostatica ma anche per processi autometamorfosanti in via di compimento, consentono il progressivo raggiungimento delle condizioni di liticità tipiche del locale tufo grigio campano.

In esso, la componente vetrosa, sempre abbondante, ha originato, per alterazione, leganti mineralogici capaci di rendere tenace la massa che presenta, a questo punto, la struttura eutattica nella quale gli inclusi sono disposti in modo non più casuale ma sono isoorientati ad indicare, tipicamente, l'esistenza del tufo.

L'area in esame, a quota di 23 m sul livello del mare, è morfologicamente inserita in una zona completamente pianeggiante e priva di qualsiasi segno di disequilibrio passato, in atto o potenziale.

Per questi motivi, la realizzazione delle opere previste in progetto è fattibile, nel rispetto, tuttavia delle indicazioni appresso rassegnate e che hanno tenuto conto del complesso delle indagini mirate all'accertamento delle locali condizioni stratigrafiche, morfologiche e geomeccaniche, ai fini della corretta soluzione dell'interazione tra terreno e struttura.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

**STRALCIO FOGLIO GEOLOGICO
N. 172 "CASERTA"**





9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

1.2.2 IDROGEOLOGIA

L'area oggetto di indagine fa parte della ben nota Unità Idrogeologica della Piana del Volturno-Regi Lagni, che rappresenta una porzione del grande Bacino idrico della Campania che si estende dal margine occidentale dell'Appennino Meridionale al mare Tirreno.

La dinamica idrogeologica è caratterizzata dallo stesso meccanismo che dà luogo alla circolazione idrica in tutta la Piana Campana e cioè il travaso di cospicue quantità di acqua dal complesso carbonatico che la delimita a N e a E.

Il complesso piroclastico, che affiora nell'area di studio e che si trova a contatto con il complesso carbonatico, globalmente svolge un'azione tamponante nei confronti di questo ultimo a causa della bassa permeabilità per porosità della gran parte dei terreni costituenti il complesso stesso. La prova di questa situazione è data dalle manifestazioni sorgive lungo il bordo dei rilievi. Tuttavia la presenza di strati sabbiosi, a volte di notevoli dimensioni, dà luogo al deflusso di cospicue quantità di acqua dalla falda in rete che vanno ad aumentare le falde che si rinvergono nella Piana.

L'acquifero principale è rappresentato da depositi sedimentari e/o piroclastici sciolti con granulometria da media a medio-grossolana, sottostanti all'ignimbrite campana: quest'ultima, in funzione dello spessore e delle caratteristiche tessiturali e strutturali (grado di litificazione, granulometria, presenza e concentrazione di scorie, ecc.), svolge la funzione di corpo confinante e semiconfinante.

L'acquifero si può considerare come un unico corpo idrico circolante in rami anastomizzati, localmente confinati o semiconfinati da strati meno permeabili, e alimentato dai travasi sotterranei provenienti dai massicci carbonatici che delimitano la Piana e, in misura minore, dagli apporti meteorici.

Dal punto di vista idrogeologico, si possono distinguere due grandi complessi idrogeologici¹:

a) **complesso calcareo-dolomitico**: è caratterizzato da un alto grado di permeabilità per fratturazione o per carsismo, interessato da una circolazione idrica sotterranea che avviene preferenzialmente in rete e trova recapito nelle note sorgenti di Triflisco e Pila;

b) **complesso dei materiali piroclastici**: più rappresentativo dell'area di studio, raggruppa terreni che hanno in comune l'origine vulcanico-detritica e il grado di permeabilità relativo è generalmente basso tranne che per qualche livello, peraltro discontinuo. Sono quindi, nel complesso, scarsamente permeabili per porosità e risultano sede di una circolazione idrica sotterranea più o meno lenta. La trasmissività media dell'acquifero è dell'ordine di 1×10^{-4} - 5×10^{-4} m²/s con una velocità di deflusso della falda generalmente bassa.

La complessità e le disomogeneità strutturali di questo ultimo complesso idrogeologico genera, a grande scala, una serie di piccole falde sovrapposte con rapporti di interscambio dovuti principalmente a fenomeni di drenanza, alle caratteristiche litologiche dei sedimenti e ai rapporti esistenti tra i vari litotipi. Dal punto di vista idrogeologico questi terreni, in genere, sono sede di diversi livelli di acquiferi.

Nell'area di studio, per le caratteristiche locali del complesso ignimbritico, la falda assume carattere confinato. Lungo le verticali dei sondaggi la falda è stata rinvenuta circa a quota -3.00 m dal

¹Un complesso idrogeologico è un insieme di terreni litologicamente simili, aventi una comprovata unità spaziale e giacitura, uno stesso tipo di permeabilità prevalente ed un grado di permeabilità relativo contenuto in un campo di variabilità piuttosto ristretto.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. **MARIA CIRILLO**

p.c. . ed è naturalmente suscettibile di variazioni per apporti meteorici stagionale (fattore di ricarica) e forti depauperamenti per emungimenti di carattere antropico.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

PARTE 2: METODOLOGIA D' INDAGINE

Date le informazioni dalla geologia regionale e da informazioni bibliografiche dell'area in esame, oltre i dati reperiti da indagini effettuate in tutta l'area precedentemente, in questa fase si è proceduto con l'esecuzione di n. 4 Sondaggi a carotaggio continuo con relative prove i foro, analisi di laboratorio sui campioni prelevati, n. 4 Down-Hole e n. 2 MASW.

2.1 SONDAGGIO GEOGNOSTICO A CAROTAGGIO CONTINUO

Il sondaggio ha avuto lo scopo di ricostruire il profilo stratigrafico mediante l'esame delle carote estratte, inoltre è stato anche utilizzato per effettuare prove in foro al fine di ottenere alcuni principali parametri geotecnici dei terreni investigati.

La profondità di investigazione di tutti i sondaggio è di 35.00 m dal p.c.

Per l'esecuzione del sondaggio geognostico a carotaggio continuo è stata utilizzata un'attrezzatura di perforazione costituita da una sonda a rotazione del tipo **PSM 980 G**, avente le seguenti caratteristiche:

- attrezzatura a testa di rotazione idraulica;
- velocità di rotazione da 0 a 600 giri/min;
- coppia massima =980 Kgm;
- spinta sulla testa di rotazione kg 3000;
- avanzamento idraulico testa di rotazione;
- carro cingolato;
- doppia morsa idraulica;
- argano idraulico;
- freno blocca aste;
- carotieri semplici azionati a secco mediante batterie di aste, di diametro Ø101mm di lunghezza pari a 3.00 m;
- tubazione metallica di rivestimento provvisorio con diametro 140 mm.

Le carote estratte, utilizzate per la ricostruzione stratigrafica delle verticali investigate, sono state sistemate nelle apposite cassette catalogatrici, munite di scomparti divisorii e coperchio apribile.

Nell'allegato "Indagini Geognostiche" le *Stratigrafie* contengono le seguenti informazioni:

- indicazioni sul cantiere;
- committente;
- numero progressivo;
- lunghezza del sondaggio;
- i nominativi degli operatori e del responsabile di cantiere;
- profondità dal p.c. dei vari litotipi;
- spessori dei vari litotipi attraversati;
- descrizione litologica;



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

2.2 STANDARD PENETRATION TEST

La prova SPT viene eseguita nel corso della perforazione in modo discontinuo ed è standardizzata dalle seguenti norme:

♦ **A.G.I.- Associazione Geotecnica Italiana (1977):**

Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

♦ **A.S.T.M.-D1586-67(74); D1586-84:**

Standard method for Penetration test and Split-Barrel Sampling of Soils.

♦ **ISSMFE Techn.Committee (1988):**

Standard Penetration Test (SPT): International Reference Test Procedure.

Dopo la pulizia del foro sono state svolte le seguenti operazioni:

- impiego di un dispositivo per lo sganciamento del maglio con peso di 63.5 Kg ed altezza di caduta pari a 76 cm; la massa battente corre lungo le aste di collegamento al terminale di infissione;
- viene infisso un campionatore Raymond con superficie lisce apribile longitudinalmente con:
 - diametro esterno = 51 mm
 - diametro interno = 35 mm
 - lunghezza L = 457 mm
 - lunghezza scarpa l = 76 mm
 - angolo scarpa $\alpha = 16^\circ - 23^\circ$

L'esecuzione della prova ha seguito le seguenti fasi:

- controllo con scandaglio della quota del fondo foro raggiunta;
- calo a fondo foro dell'attrezzatura di prova;
- infissione preliminare dei primi 15 cm e dei successivi 30 cm contando separatamente il numero dei colpi per ogni tratto di 15 cm.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Di seguito viene allegata una tabella riepilogativa della prova a punta aperta:

Sondaggio N.	Profondità m	S.P.T. N	N colpi	N spt
S1	6.50	1	16-20-26	46
S1	12.00	2	8-10-13	23
S1	18.00	3	20-23-31	54
S1	23.00	4	17-28-30	58
S1	27.50	5	26-31-38	Rif
S2	4.50	1	1-2-6	8
S2	8.00	2	18-25-28	53
S2	18.00	3	30-rif	Rif
S2	24.50	4	47-rif	Rif
S2	31.00	5	12-18-23	41
S3	3.00	1	5-3-1	4
S3	6.00	2	6-8-8	16
S3	9.00	3	9-18-18	36
S3	15.00	4	13-20-29	49
S3	24.00	5	13-21-32	53
S4	3.50	1	5-3-1	4
S4	7.50	2	4-6-8	14
S4	11.00	3	16-27-60	Rif
S4	14.00	4	13-25-51	Rif
S4	18.00	5	18-28-58	Rif



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

2.3 PRELIEVO DI CAMPIONI INDISTURBATI

Nell'ambito delle perforazioni sono stati prelevati n° 8 campioni indisturbati con l'ausilio di un campionatore a pareti sottili del tipo Schelby.

Il campionatore è composto da una testa con valvola a sfera e relativi sfiati collegata con viti a brugola al tubo d'infissione che funge da contenitore.

Il tubo d'infissione che contiene il campione di terreno è costituito da un tubo d'acciaio di qualità adeguatamente levigato all'interno, con la base tagliente con angolo di scarpa tra 4° e 15°, in modo da minimizzare il disturbo del terreno per effetto delle operazioni di prelievo.

Per la valutazione dei parametri geotecnici dei terreni sono state eseguite, sui campioni le seguenti analisi di laboratorio:

Sondaggio	CAMPIONE	PROFONDITÀ DA	PROFONDITÀ A	PROVE EFFETTUATE
S 1	C 1	6.00 M	6.50M	c.f.g., p.s., gran, t
S1	C2	27.00 M	27.50 M	c.f.g., p.s., gran, t
S2	C 1	7.50 M	8.00 M	c.f.g., p.s., gran, t
S2	C2	17.50 M	18.00 M	c.f.g., p.s., gran, t
S3	C 1	1.50M	2.00M	c.f.g., p.s., gran, t
S3	C2	10.00M	10.50M	c.f.g., p.s., gran, t
S4	C 1	3.00M	3.50M	c.f.g., p.s., gran, t
S4	C2	15.00M	15.50M	c.f.g., p.s., gran, t

In Allegato "Indagini Geognostiche" sono riportati i certificati relativi alle prove di laboratorio dei singoli campioni.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

2.4 INDAGINE SISMICA M.A.S.W. (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

DETERMINAZIONE VS30

Per la definizione del parametro VS30 e della categoria di sottosuolo è stato quindi eseguito nell'area di intervento, n.2 stendimenti sismici utilizzando la tecnica di indagine M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves). In allegato "Indagini Geognostiche" verrà illustrato il elaborazione ed i risultati ottenuti.

METODO DI ACQUISIZIONE

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o, detto in maniera equivalente, la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo; onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

I metodi di utilizzo delle MASW sono di tipo attivo e passivo; nel primo caso il concetto è quello di energizzare verticalmente con i metodi tradizionali e procedere ad un'analisi del segnale non più nel campo nel tempo, come si fa abitualmente con la rifrazione, ma nel dominio della frequenza. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5/10 Hz e 70/100 Hz, quindi fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo e delle caratteristiche della sorgente. Nel caso invece del metodo passivo, denominato anche MASW o ReMI a seconda degli autori, l'analisi delle frequenze viene condotta su registrazioni, che in questo caso devono essere prolungate per un tempo sufficientemente lungo, dei "naturali" rumori di fondo. I principali vantaggi pratici nell'utilizzo di queste tecniche sono evidentemente nella semplicità di acquisizione rispetto alla sismica a rifrazione; le onde di taglio infatti non sempre possono essere rilevate in modo soddisfacente sia per il basso rapporto segnale/rumore, sia per la mancanza degli spazi necessari per effettuare profili di lunghezza adeguata. Il metodo passivo risulta inoltre particolarmente indicato in situazioni di elevato rumore di fondo caratteristico delle aree urbane, anche se può risentire negativamente di fonti di rumore orientate (fonti industriali). Le tecniche di indagine M.A.S.W. (Multichannel analysis of surface waves) derivano da sperimentazioni condotte, alla fine degli anni '90, da ricercatori del Kansas Geological Survey. Tali indagini risultano fra le più utilizzate nel mondo poiché consentono di determinare una classificazione del suolo in modo speditivo e non invasivo generando, mediante una sorgente artificiale (generalmente una mazza battente su piastra), onde che si propagano lungo un piano verticale. Come nella prospezione sismica a rifrazione, tali energizzazioni possono essere ripetute più volte nello stesso punto, sommando in modo aritmetico i segnali per ottenere un aumento del rapporto segnale/rumore. Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

(tipicamente anche al di sotto dei 20 Hz), vengono utilizzati geofoni ad asse verticale con frequenza di taglio non superiore a 4,5 Hz.

Le acquisizioni sono eseguite con array lineari, in cui la distanza intergeofonica è costante. L'analisi delle onde "S" mediante tecnica MASW viene eseguita attraverso la trattazione spettrale del sismogramma, cioè a seguito di una trasformata di Fourier che restituisce lo spettro del segnale nel dominio trasformato. L'osservazione dello spettro consente di notare che l'onda "S" si propaga a velocità variabile a seconda della frequenza dell'onda stessa: questo fenomeno è detto dispersione ed è caratteristico di questo tipo di onde. La teoria sviluppata suggerisce di caratterizzare tale fenomeno mediante una funzione detta curva di dispersione, che associa ad ogni frequenza la velocità di propagazione dell'onda. Tale curva è facilmente estraibile dallo spettro del segnale poiché approssimativamente posa sui massimi del valore assoluto dello spettro. La curva di dispersione sperimentale viene confrontata con quella relativa ad un modello sintetico che verrà successivamente modificato in base alle differenze riscontrate tra le due curve.

Ciò è finalizzato all'ottenimento di un modello sintetico che approssima nel miglior modo possibile la curva sperimentale a quella teorica. Questa delicata seconda fase di interpretazione è comunemente detta "fase di inversione".

DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'apparecchiatura utilizzata per l'indagine sismica si compone di:

sistema di acquisizione dati

- n. 1 sismografo a 24 canali "A-6000-S 24 bit " della ditta M.A.E. S.r.l., perfettamente idoneo per sismica a rifrazione, acquisizione dati per calcolo di Vs30, monitoraggio di vibrazioni, applicazioni sismologiche Down-Hole e VSP.

sistema di ricezione

- n. 24 geofoni ad asse verticale con frequenza pari a 4,5 Hz, collegati al sistema di acquisizione tramite due cavi paralleli ognuno avente 12 connessioni spaziate 5 m.

sistema di energizzazione E starter

- n. 1 mazza da 4 Kg
- n. 1 piastra di diametro pari a 20 cm.
- n. 1 geofono *starter* collegato al sismografo tramite un cavo elettrico.

METODO DI ELABORAZIONE ED ANALISI DEI DATI SISMICI

Per l'interpretazione dei dati sperimentali relativi alle indagini sismiche MASW sono stati utilizzati i software di elaborazione Geopsy e Dinver. L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale *velocity frequency*, che consente di analizzare l'energia di propagazione del rumore in un'unica direzione della linea sismica rappresentando poi lo spettro di frequenza su un grafico che mette in relazione la velocità e la frequenza dell'onda. Dallo spettro così ottenuto viene eseguito un picking i cui valori sono poi riportati sul software Dinver per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello interpretativo. Variando la geometria del modello interpretativo ed i valori di velocità delle onde S si modifica automaticamente la curva di dispersione calcolata in modo da ottenere un buon *fitting* (indicato dal valore di RMS, *Root Mean Squared Error*) con i valori sperimentali assumendo tale modello come interpretativo. Al fine di ridurre i casi di equivalenza, quando possibile, si opera introducendo nell'interpretazione, come



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. **MARIA CIRILLO**

inamovibili, elementi quali: le densità dei litotipi dell'area indagata ed il numero degli strati con la loro rispettiva potenza. Lo studio dello spettro di potenza permette in definitiva la ricostruzione di un modello sismico monodimensionale del sottosuolo, con le velocità delle onde di superficie S e la profondità.

PARAMETRI DI ACQUISIZIONE

Nella tabella sottostante sono riportati i dati tecnici utilizzati durante l'esecuzione della prova in campagna:

DATI TECNICI STENDIMENTO	
Lunghezza stendimento	<i>46,0 m</i>
N° geofoni	<i>24</i>
Frequenza geofoni	<i>4,5 Hz</i>
Spaziatura intergeofonica	<i>2,0 m</i>
N° energizzazioni	<i>4</i>
Frequenza campionamento	<i>2000 camp/s</i>
Tempo passo di campionamento	<i>0,5 ms</i>
Tempo registrazione	<i>2,05 s</i>

RISULTATI OTTENUTI

L'elaborazione dei dati ottenuti dall'indagine MASW in base a quanto descritto fin ora, ha consentito di ricavare sia il modello medio di distribuzione della velocità delle onde "S" che il parametro VS30 relativi al sottosuolo del sito così come di seguito tabellato:



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

MASW N.	PROFONDITÀ STRATI (M)	Vs (M/S)	Vs30 (M/S)
1	1.10	127	240
	3.10	151	
	3.70	173	
	21.20	253	
	30.00	289	
2	1.10	123	455
	2.10	496	
	3.20	121	
	8.00	338	
	30.00	694	



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

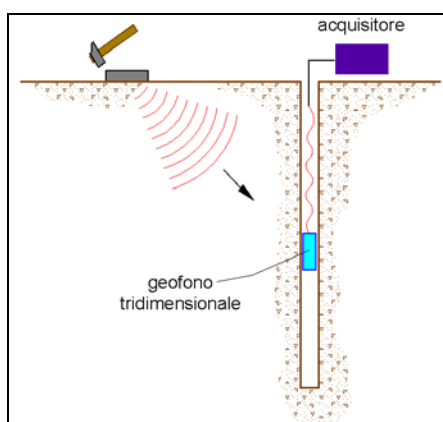
DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

2.5 INDAGINE SISMICA IN FORO "DOWN-HOLE"

Invece l'indagine sismica in foro, tipo DOWN-HOLE è stata eseguita nel foro dei rispettivi 4 sondaggi di lunghezza 35 metri, correttamente rivestiti e cementati.

Nel metodo sismico down hole (DH) viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio.

- Le componenti indispensabili per una misura DH accurata consistono:
- una sorgente meccanica in grado di generare onde elastiche ricche di energia e direzionali;
- un geofono 5D, con appropriata risposta in frequenza, direzionali e dotati di un sistema di ancoraggio alle pareti del tubo-foro;
- un sismografo multi-canale, in grado di registrare le forme d'onda in modo digitale e di registrarle su memoria di massa;
- un trasduttore (trigger) alloggiato nella sorgente necessario per l'identificazione dell'istante di partenza della sollecitazione dinamica mediante massa battente.



Schema down hole

L'indagine è stata eseguita utilizzando un sismografo a 24 canali, modello DOREMI, con trasmissione digitale del segnale geofonico.

La sorgente energizzante è costituita da un maglio del peso di 8 o 10 Kg battuto su di una piastra metallica infissa nel terreno. La piastra viene colpita tre volte, in tre direzioni tra loro ortogonali, al fine di generare sia onde di tipo trasversale (S) che longitudinale (P); i segnali sono stati acquisiti mediante un geofono 5D da foro; quest'ultimo è costituito da cinque geofoni, di cui uno verticale per la registrazione delle onde P, e quattro geofoni orizzontali, disposti perpendicolarmente fra di loro, atti a registrare le onde S. Le energizzazioni sono state realizzate posizionando la piastra ad una distanza di 2.00 metri dal foro ed il geofono a profondità decrescente partendo da un massimo di 30 m (profondità del pozzo) fino a 2 metri dal bocca foro, con un passo di avanzamento di 2 m.



INTERPRETAZIONE DOWN HOLE CON IL METODO DIRETTO

Per poter interpretare il down hole con il metodo diretto, inizialmente, bisogna correggere i tempi di tragitto (t) misurati lungo i percorsi sorgente-ricevitore per tenere conto dell'inclinazione del percorso delle onde. Se d è la distanza della sorgente dall'asse del foro, r la distanza fra la sorgente e la tripletta di sensori, z la profondità di misura è possibile ottenere i tempi corretti (t_{corr}) mediante la seguente formula di conversione:

$$1.0) t_{corr} = \frac{z}{r} t$$

Calcolati i tempi corretti sia per le onde P che per le onde S si realizza il grafico $t_{corr} - z$ in modo che la velocità media delle onde sismiche in strati omogenei di terreno è rappresentata dall'inclinazione dei segmenti di retta lungo i quali si allineano i dati sperimentali.

Ottenuti graficamente i sismostrati si ottengono la densità media, funzione della velocità e della profondità, e i seguenti parametri:

1. coefficiente di Poisson medio:

$$2.0) \nu_{medio} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

2. modulo di deformazione a taglio medio:

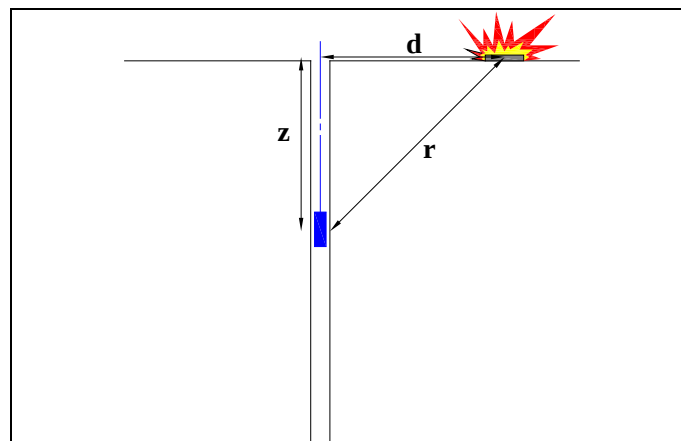
$$3.0) G_{medio} = \rho V_s^2$$

3. modulo di Young medio:

$$4.0) E_{medio} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu)$$

4. modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$5.0) E_{vmedio} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$



Schema di down hole con metodo diretto



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Considerando la sismostratigrafia ricavata dall'indagine si riporta tabella riassuntiva dei valore di V_{s30} ricavati per ogni verticale di sondaggio; in allegato alla presente sono riportate le relative elaborazioni comprensivi di grafici.

Sondaggio	Vs30 (m/sec)
S1 – DH1	365.14
S2 – DH2	393.03
S3 – DH3	396.56
S4 – DH4	383.08



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

PARTE 3: MODELLIZZAZIONE

Il sondaggio geognostico a carotaggio continuo, le prove penetrometriche SPT e le indagini sismiche sono una metodologia di indagine diretta. I risultati ottenuti sono stati elaborati per ottenere dei modelli stratigrafici, ricavati dalla correlazione dei dati di campagna con le emergenze litostratigrafiche note dell'area investigata.

3.1 STRATIGRAFIA ED ELABORAZIONE DATI

I terreni rinvenuti nell'area oggetto di studio sono costituiti da termini appartenenti alle formazioni sopra descritte; che sono state confermate sia dalla stratigrafia dei sondaggi, che dalle prove S.P.T. in foro.

I certificati stratigrafici sono riportate in *allegato* alla presente, inoltre le stratigrafie sono state elaborate dalla ditta certificatrice.

Il **SONDAGGIO S1** ha raggiunto una profondità di 35.00 metri dal p.c. e presenta la seguente stratigrafia:

- (0.00 - 0.90m) terreno vegetale;
- (0.90 - 1.50m) piroclastite costituita da sabbie limosa;
- (1.50 - 32.60m) cinerite sabbiosa e ghiaiosa;
- (32.60-35.00m) piroclastite sabbiosa.

La falda è stata rinvenuta e stabilizzata a quota -3.86m dal p.c.

Il **SONDAGGIO S2** profondità 35.00 metri dal p.c. e presenta la seguente stratigrafia:

- (0.00-1.10m) terreno vegetale;
- (1.10-1.60m) piroclastite costituita da sabbie limosa;
- (1.60-23.10m) cinerite sabbiosa e ghiaiosa;
- (23.10-25.00m) tufo;
- (25.00-23.10m) sabbia limosa e ghiaiosa;
- (23.10-35.00m) cinerite.

La falda è stata rinvenuta e stabilizzata a quota -2.68dal p.c.

Il **SONDAGGIO S3** profondità 35.00 metri dal p.c. e presenta la seguente stratigrafia:

- (0.00 -2.90m) terreno vegetale;
- (2.90-5.00m) piroclastite costituita da sabbie limosa;
- (5.00 -8.90m) ghiaia sabbiosa;
- (8.90-24.60m) cinerite sabbiosa ghiaiosa;
- (24.60-28.50m) sabbia;
- (28.50-35.00m) limo sabbioso ghiaioso.

La falda è stata rinvenuta e stabilizzata a quota -2.90m dal p.c.

Il **SONDAGGIO S4** profondità 35.00 metri dal p.c. e presenta la seguente stratigrafia:

- (0.00 -2.40m) terreno vegetale;
- (2.40-8.00m) cinerite sabbiosa limosa;
- (8.00 -23.20m) cinerite ghiaiosa sabbiosa;
- (8.90-35.00m) cinerite sabbiosa limosa.

La falda è stata rinvenuta e stabilizzata a quota -3.00m dal p.c.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Di seguito si riporta tabella riassuntiva delle determinazioni dei parametri geotecnici di laboratorio.

Sondaggio n.	Campione n.	W (%)	γ_s (KN/M ³)	γ_n (KN/M ³)	Φ (°)	C (KPA)
S1	C1	44.8	25.36	14.90	36.88	0.40
S1	C2	29.1	25.02	18.37	37.95	1.78
S2	C1	44	24.88	12.94	34.62	2.45
S2	C2	34.2	25.04	15.93	35.05	1.85
S3	C1	60.6	25.07	15.47	32.90	0.76
S3	C2	50.5	24.79	15.79	37.93	1.49
S4	C1	73.4	24.87	14.97	35.07	1.19
S4	C2	39.2	24.96	15.94	37.26	2.35

Legenda:

W= contenuto d'acqua medio

γ_s = peso di volume dei grani medio

γ_n = peso di volume naturale medio

Φ = angolo d'attrito

C= coesione

Sondaggio n.	Campione n.	Prelievo m.	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Definizione A.G.I.
S1	C1	6.00-6.50	23.07	66.63	9.04	0	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa
S1	C2	27.00-27.50	17.41	74.99	7.60	0	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa
S2	C1	7.50-8.00	37.31	54.70	7.99	0	Sabbia con ghiaia debolmente limosa
S2	C2	17.50-18.00	42.04	55.97	1.99	0	Sabbia con ghiaia con tracce di limo
S3	C1	1.50-2.00	52.40	43.89	3.71	0	Ghiaia con sabbia con tracce di limo
S3	C2	10.00-10.50	24.66	72.28	3.06	0	Sabbia ghiaiosa con tracce di limo
S4	C1	3.00-3.50	22.95	68.65	7.73	0	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa
S4	C2	15.00-15.50	23.92	69.61	6.40	0	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Le caratteristiche geotecniche di dettaglio dei campioni prelevati ed analizzati in laboratorio, sono riportati in allegato "Indagini Geognostiche".

3.2 AZIONE SISMICA

Caratterizzare da un punto di vista sismico il comportamento dei materiali superficiali che possono costituire possibili piani di posa di sistemi fondali, significa trattare una problematica di notevole interesse nell'ambito di ricerche di carattere geologico-tecnico e geofisico applicate all'ingegneria.

Il comportamento di un determinato litotipo per sollecitazioni costanti o variabili nel tempo è definito da relazioni sforzo-deformazioni mediante i *moduli elastici*.

In un contesto di prevenzione da rischio sismico, assume notevole importanza la Risposta Sismica Locale, che consiste nel definire come i terreni più superficiali di interesse ingegneristico rispondono alle sollecitazioni prodotte da un evento sismico, modificandone le caratteristiche spettrali, nel senso di amplificazioni e/o attenuazioni in termini di ampiezze delle onde. Da tali modifiche dipendono i maggiori danni alle strutture durante un evento sismico, poiché la vulnerabilità di un edificio è funzione oltre che della durata e dell'intensità della sollecitazione, principalmente dall'ampiezza delle onde di taglio.

L'assetto litostratigrafico locale del sito investigato, e comunque di gran parte del territorio comunale, rappresenta, da questo punto di vista, una tipica situazione geologica a rischio per la notevole possibilità che si verifichino fenomeni di amplificazioni o risonanze dei sistemi terreno-struttura.

La ricostruzione della successione litostratigrafica dedotta dai sondaggi effettuati su tutto il territorio comunale prevede un'alternanza di materiale piroclastico da caduta, su deposito da flusso piroclastico, formato da ceneri da fini a grossolane contenute elementi pomicei scoriacei e piccoli clasti calcarei, il tutto su di un substrato a caratteristiche litoidi che a luoghi è rappresentato dai massicci carbonatici, a luoghi dalla facies pipernoide della formazione del Tufo Grigio Campano.

Una tale situazione geolitologica, nonché geomeccanica, fa sì che uno sciame sismico che percorre lo strato litoide (basamento con $V_s > 800$ m/sec), presenta delle velocità delle onde sismiche di taglio abbastanza elevate, ma tutte le onde vengono attenuate secondo una ben determinata legge di attenuazione (resta sempre valida la regola generale che i danni prodotti e quindi la distribuzione degli effetti, sono funzione inversa alla distanza dalla sorgente e dal meccanismo di liberazione dell'energia).

I terreni sciolti più superficiale, invece, a differenza del basamento litoide che presenta una risposta elastica alle sollecitazioni, tendono ad avere un comportamento visco-elastico, e quindi attenuano certe frequenze, mentre ne amplificano altre.

Alla luce di quanto detto, vista la possibilità oggettiva che alcune frequenze vengano amplificate², risulta importante, per talune strutture di notevole importanza sociale, verificare attentamente, con opportune prospezioni geofisiche la Risposta Sismica Locale del sito oggetto d studio.

²Tale aspetto è da tener presente nel calcolo strutturale degli edifici da realizzare



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Per quanto concerne la valutazione eventuale delle amplificazioni sismica locale e dell'incremento sismico come previsto dalla normativa vigente:

NORMATIVA ITALIANA (da nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni")

Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. del 14/01/2008, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 con Supplemento Ordinario n. 30, definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , riferibile allo spettro di risposta elastico $Se(T)$, in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale e con riferimento a prefissate probabilità di accadenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Le opere strutturali nel loro complesso, devono essere adeguatamente progettate, eseguite e collaudate, oltre ad essere sottoposte a regolari manutenzioni in forma economicamente sostenibile e con livelli di sicurezza conformi a quanto stabilito nella normativa di riferimento.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di garantire le prestazioni della struttura evitando il collasso, la perdita di equilibrio, crolli sia totali che parziali, provocare danni gravi ambientali e sociali, ecc.;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

In particolare gli stati limite ultimi si riferiscono a:

= **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce danni strutturali significativi e a cui si associa una perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali;

= **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni strutturali;

Mentre gli stati limite di esercizio si riferiscono a:

= **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo



complesso non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente tabella.

Stati limiti		P_{VR} nel periodo V_R
Stati limiti di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limiti ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

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

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In assenza di tali studi si può utilizzare la seguente classificazione dei terreni di seguito descritta.

La classificazione deve interessare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato roccioso rigido di riferimento (bedrock). Si effettua sulla stima delle velocità medie delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $< 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di n presenti nei primi 30 metri di profondità.

Il sito verrà classificato sul valore del V_{s30} (fortemente raccomandato), se disponibile, altrimenti sulla base del valore N_{spt} (per terreni prevalentemente granulari) o di c_u (per terreni prevalentemente coesivi).



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

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

CLASSE	DESCRIZIONE
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu_{30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $Nspt_{30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare cu_{30} limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $Nspt_{30}$ e cu_{30} ; riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} \quad cu_{30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{cu_i}}$$

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione riportata in tabella.

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 lunghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con lunghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categorie topografiche

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

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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. Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta previsti in superficie;;
- accelerogramma.

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 sul sito di riferimento rigido orizzontale.

Componenti Orizzontali:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\left(\frac{T_C}{T} \right) \right]$$

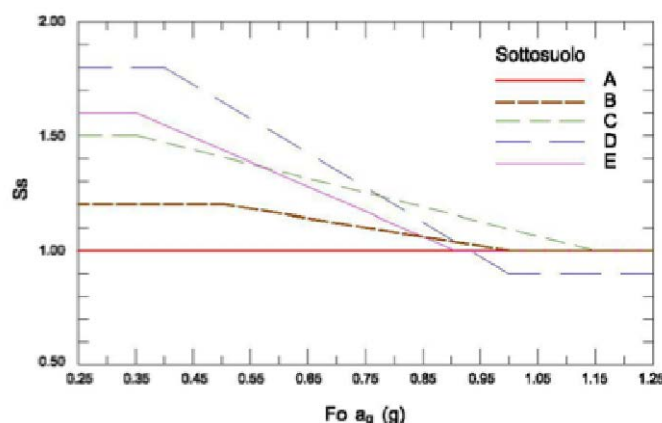
$$T_D \leq T \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \right]$$

Dove T ed Se sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale, S il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica (dato dal rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A in funzione della categoria di sottosuolo e del livello di pericolosità sismica del sito), S_T il coefficiente di amplificazione topografica, η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione, diversi dal 5% mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$$



Andamento del coefficiente S_S per le componenti orizzontali dell'azione sismica (tratto dalla Circolare esplicativa sulle NTC 2008).

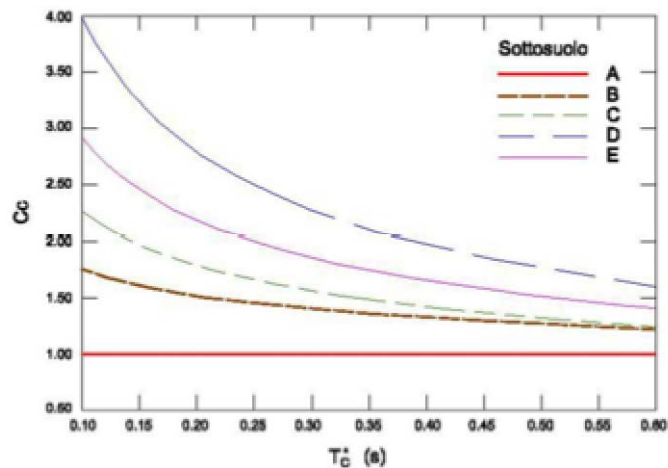
F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, sul sito di riferimento rigido orizzontale.



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

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C è un coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo.



Andamento del coefficiente C_c (tratto dalla Circolare esplicativa sulle NTC 2008)

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro in accelerazione costante con espressione:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo e per determinati sistemi geotecnici le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.

Amplificazione stratigrafica

Categoria di 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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

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

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

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Componenti Verticali:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\left(\frac{T_C}{T} \right) \right]$$

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

Espressioni dei coefficienti SS e CC

Dove T ed S_{ve} sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale, F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione verticale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Valori per la componente verticale relativa allo spettro di risposta elastico

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la relazione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati nella tabella seguente.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Categoria di sottosuolo	T_E [s]	T_F [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Valori dei parametri T_E e T_F

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E , le ordinate dello spettro possono essere ricavate nel seguente modo:

$$T_E < T < T_F \quad S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{(T - T_E)}{(T_F - T_E)} \right]$$

$$T > T_F \quad S_{De}(T) = d_g$$

Dove d_g rappresenta il valore dello spostamento orizzontale massimo del terreno, ottenuto da:

$$dg = 0,025 \cdot ag \cdot S \cdot TC \cdot TD$$

mentre v_g è la velocità massima sul terreno, con espressione:

$$vg = 0,16 \cdot ag \cdot S \cdot TC$$

Sintesi sull'Impiego di accelerogrammi

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati anche mediante l'uso di accelerogrammi, del tipo artificiali, simulati e/o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale e/o verticale, dell'azione sismica e l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di S_S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente e decrescente rispetto al valore zero, in modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

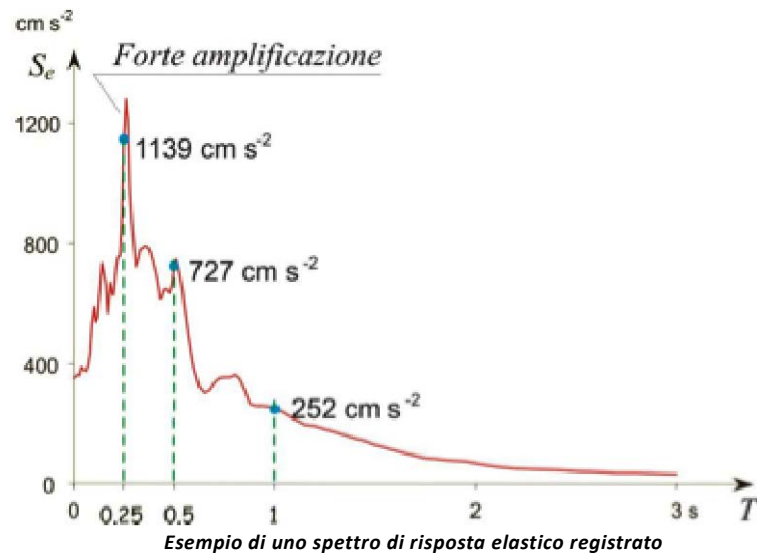
L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

I valori massimi rappresentati nei diagrammi accelerometrici possono essere diagrammati su un unico diagramma in modo tale da ottenere uno "spettro di risposta", in termini di accelerazioni.



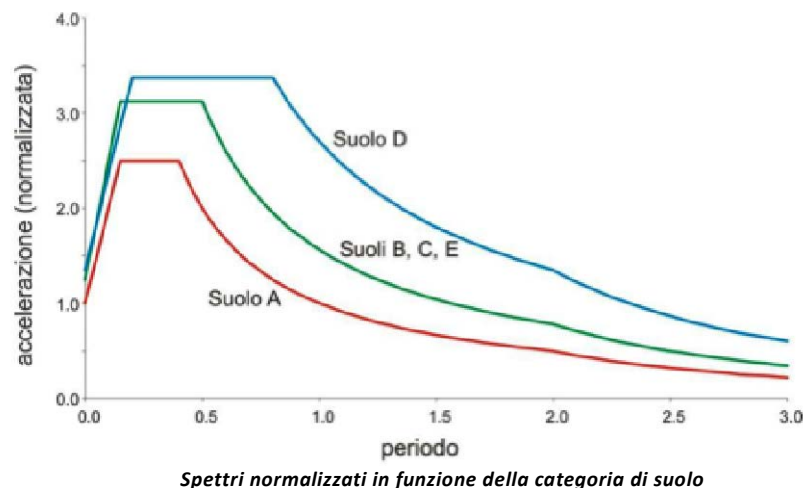
9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO



Noto il periodo proprio possiamo leggere dallo spettro, l'accelerazione assoluta massima. Infatti a seconda del periodo considerato, si può leggere dallo spettro di risposta l'accelerazione massima. Dato che ogni sito ha delle caratteristiche litologiche diverse e quindi comportamenti fisico-meccanici differenti, si ottengono spettri di risposta differenti.

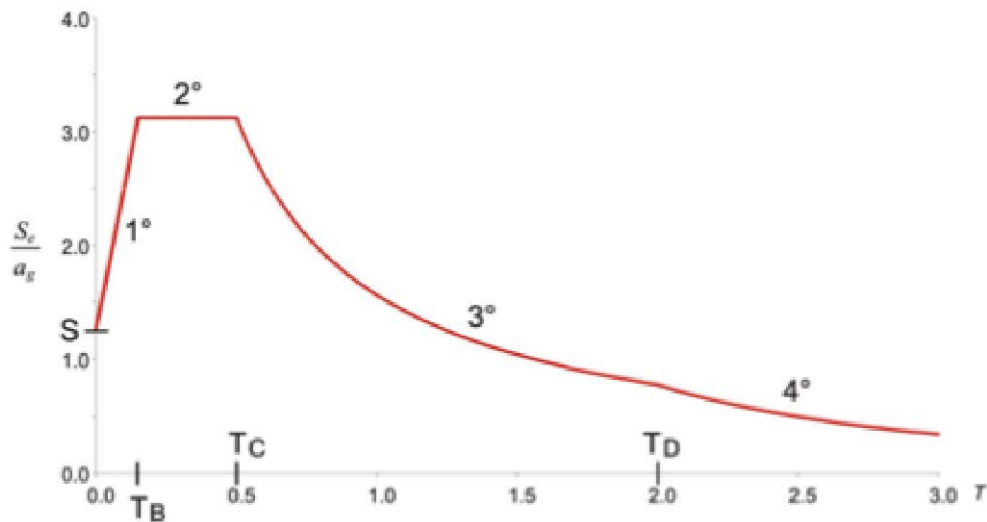
La nuova normativa sismica, fornisce quindi spettri di risposta differenziati in funzione delle caratteristiche del suolo e del punto in cui è ubicata la struttura.





9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO



Rappresentazione degli intervalli per la costruzione degli spettri di risposta

CONSIDERAZIONI

Con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni è stato abbandonato in modo definitivo il concetto di “Zone Sismiche”, ovvero la suddivisione del territorio italiano in quattro categorie sismiche. Infatti, la normativa introduce un nuovo concetto nei riguardi dell’azione sismica, che interessa la verifica del grado di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi sul sito di costruzione. In considerazione di ciò, l’azione sismica è definita dai valori di alcuni parametri fisici che ne descrivono il moto del suolo in condizioni di campo libero e della risposta sismica, relativa alla struttura, in merito a prefissate probabilità di superamento che possono avvenire in un determinato periodo di tempo.

La determinazione delle azioni sismiche rappresenta una delle più importanti novità introdotte dalla norma attraverso gli allegati A e B. Infatti per descrivere la pericolosità sismica di un sito sia in termini geografici che in termini temporali e con un buon grado di precisione è necessario che i risultati siano forniti:

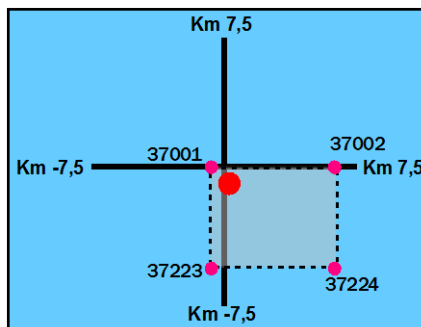
- attraverso un reticolo di riferimento geografico i cui nodi estremi siano intervallati da un valore $\leq 0,05^\circ$;
- da un intervallo temporale di riferimento compreso tra i 30 anni e i 2475 anni relativo alle diverse probabilità di superamento in 50 anni e per i diversi periodi di ritorno T_R ;
- da valori di accelerazione massima orizzontale a_g insieme ai parametri che consentono di definire gli spettri di risposta elastici per il sito di riferimento.

Si precisa inoltre che un qualsiasi punto del territorio nazionale non ricadente sui nodi del reticolo di riferimento, i parametri di riferimento a_g , F_o , T_C^* per la definizione dell’azione sismica di progetto possono essere determinati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare, ovvero del reticolo di riferimento stesso attraverso la seguente relazione:



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO



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

Rappresentazione maglia elementare di riferimento

Dove p rappresenta il valore nel punto cercato, p_i il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare e d_i la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia elementare di riferimento. Per tutte le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di a_g , F_o , T_c^* uniformi su tutto il territorio di ciascuna isola. Mentre per le restanti aree "scoperte" l'approccio usato a scala nazionale non ha fornito stime attendibili e per tali motivi in queste aree sono state attuate delle analisi particolari.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Eventuali differenze di pericolosità sismica sono approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria effettuata dal Dipartimento per la Protezione Civile, al fine di valutarne l'attendibilità scientifica e l'idoneità applicativa in relazione ai criteri di verifica adottati nelle NTC.

La disponibilità di informazioni così puntuali e dettagliate consente di:

- adottare nelle fasi progettuali e di verifica valori che rispondono meglio alla realtà dei fatti, pur mantenendo un grado di approssimazione;
- adottare criteri sulle problematiche tecnico-amministrativo connesse alla pericolosità sismica.

Allo stesso tempo però, una informazione così puntuale può portare a delle ulteriori complicazioni, infatti: in uno stesso reticolo di riferimento si possono avere variazioni in termini di valori di sismicità di base anche notevoli. Pertanto definire un punto del reticolo e confrontarlo con la realtà dei luoghi può condurre a risultati certamente attendibili, ma non univoci. Conseguenza di ciò è che per costruzioni limitrofe si hanno valori caratteristici diversi; l'incertezza sull'assunzione dei valori di sismicità di base per le verifiche sismiche legate al calcolo strutturale degli edifici. Infatti al variare della posizione delle coordinate, passando da un punto ad un altro anche nella stessa costruzione, comporta una scelta progettuale importante, ovvero quali dei diversi parametri adottare per la verifica della stessa costruzione, cosa di non poco conto visto che le verifiche strutturali sono basate su valori di riferimento. L'unica eccezione è fatta per le costruzioni di dimensioni ridotte e non classificate come "strategiche" o per quelle aventi fondazioni sufficientemente rigide e resistenti, che possono assumere un valore univoco in termini di risposta sismica per l'intera struttura.

Lo scuotimento del suolo così individuato viene successivamente corretto in funzione delle condizioni morfo-stratigrafiche locali. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale in termini di scuotimento del suolo.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

MODELLO SISMICO

I risultati di campagna, e la loro interpretazione in chiave sismica, sono riportati in appendice. Si riporta un tabulato con i tempi registrati in campagna, i valori di velocità V_p e V_s alle varie profondità e, infine, i moduli elastici. Inoltre, si riportano i grafici tempi/profondità e velocità/profondità. Il primo grafico può essere interpretato come delle dromocrone, che da l'idea del numero di sismostrati in cui può essere suddiviso il sottosuolo investigato.

In particolare si può osservare sulla tabella sismostratigrafica riepilogativa, la suddivisione del sottosuolo in sismostrati:

SONDAGGIO	DOWN HOLE	SPESORE (M)	V_p (M/SEC)	V_s (M/SEC)	V_{s30} (M/SEC)
S1	DH1	6.00	457.32	186.57	365.14
S1	DH1	6.00	725.51	348.43	365.14
S1	DH1	30.00	1142.86	549.12	365.14
S2	DH2	6.00	474.31	198.94	393.03
S2	DH2	10.00	821.36	394.09	393.03
S2	DH2	30.00	1156.07	555.25	393.03
S3	DH3	6.00	478.09	195.19	396.56
S3	DH3	8.00	784.31	378.07	396.56
S3	DH3	30.00	1156.68	555.28	396.56
S4	DH4	6.00	472.44	193.05	383.08
S4	DH4	10.00	761.90	365.97	383.08
S4	DH4	30.00	1146.86	550.92	383.08

La nuova normativa sismica italiana (Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003) prevede una classificazione del sito in 3 classi in funzione della velocità delle onde S nei 30 metri di terreno (V_{s30}).

Per V_{s30} si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità a partire dalla base della fondazione.

Considerando la sismostratigrafia ricavata dall'indagine eseguita, il calcolo effettuato a partire dal piano di campagna ha determinato il seguente valore rispettivamente per ogni down-hole effettuata:

$$V_{s30} = 365-393-396-383 \text{ m/s}$$



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Pertanto, il sito investigato appartiene alla Categoria **B**.

Nel rispetto della nuova normativa il terreno in esame può essere riferito alla categoria di suolo di fondazione B "Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt}>50$ o coesione non drenata >250 kPa). I valori dei periodi caratteristici dello spettro di risposta elastico saranno $T_B=0.15$; $T_C=0.50$; $T_D=2.0$.

In allegato si trasmette gli elaborati delle prove.

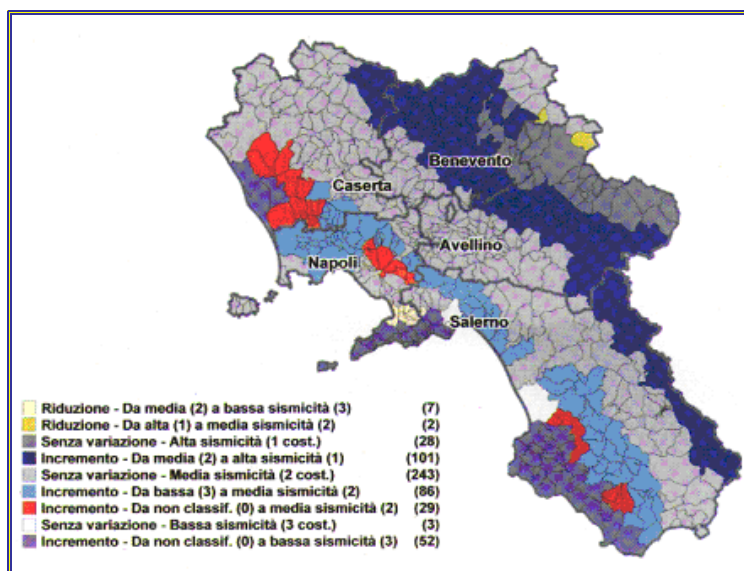


Figura 3: Aggiornamento della classificazione sismica dei comuni della Campania (del. G. R. n. 5447 del 07/11/2002)



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

3.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione dei sedimenti è uno dei fenomeni idrogeologici più evidenti che possono essere causati da un terremoto in zone come pianure alluvionali e piane costiere, caratterizzate da importanti spessori di depositi prevalentemente costituiti da sedimenti fluviali (argille, limi e sabbia). Nei depositi limosi e sabbiosi non consolidati e saturi di acqua (che è incompressibile), lo scuotimento sismico può causare il trasferimento della pressione dai contatti fra i granuli del sedimento all'acqua interstiziale (presente fra un granulo e l'altro). Quando un simile deposito si trova confinato tra due strati impermeabili (limi e argille ad esempio), la pressione dell'acqua cresce sino a un punto critico sorpassato il quale annulla la pressione tra i granuli e tutto il deposito (sedimento più acqua) si comporta come un fluido ovvero si liquefa.

Il fenomeno della liquefazione durante lo scuotimento sismico si origina preferibilmente in sedimenti posti tra 1 e circa 10-15 m di profondità. Per sfogare questa pressione in eccesso il deposito liquefatto cerca una via di fuga spingendo verso zone a minore pressione, ovvero verso l'alto, attraverso fratture o condotti, di neoformazione o preesistenti, sia naturali che artificiali (pozzi per l'acqua ad esempio).

In superficie, la liquefazione si manifesta con vulcanetti di sabbia/limo, frequentemente allineati lungo le fratture di risalita. Gli edifici e tutte le opere antropiche (ponti, strade etc.) possono essere danneggiati da tale fenomeno. Infatti, se le fondamenta di un edificio poggiano su uno strato che si liquefa, il sostegno di quel livello viene a mancare (si comporta come un fluido e non più come un solido).

Allo stesso tempo anche la sabbia che risale verso la superficie può causare cedimenti e danni ad un edificio sovrastante a seguito della forte pressione esercitata.

Nel caso specifico sono stati considerati i metodi semplificati che si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi 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.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono *Metodo di Seed e*



Idriss (1982).

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotesizzando 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 σ_{av} anziché ad un valore massimo $\sigma_{\max}$ 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** (Magnitudo Scaling Factor):

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

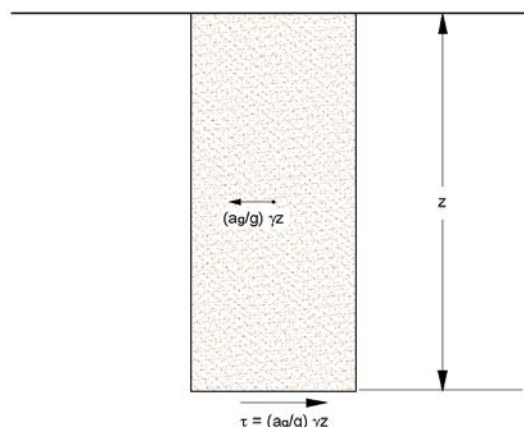


Figura 1 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Il 'metodo di Seed e Idriss' (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$(1.4) r_d = 1 - 0,015z$$

mentre per il fattore correttivo **MSF** si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Il termine a numeratore della (1.0), cioè la resistenza alla liquefazione CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 2) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(1.5) (N_{1,60}) = C_N N_m$$

dove N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e C_N un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$(1.6) C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5}$$

dove σ'_{v0} è la pressione verticale effettiva, P_a la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di σ'_{v0} ed n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 3).

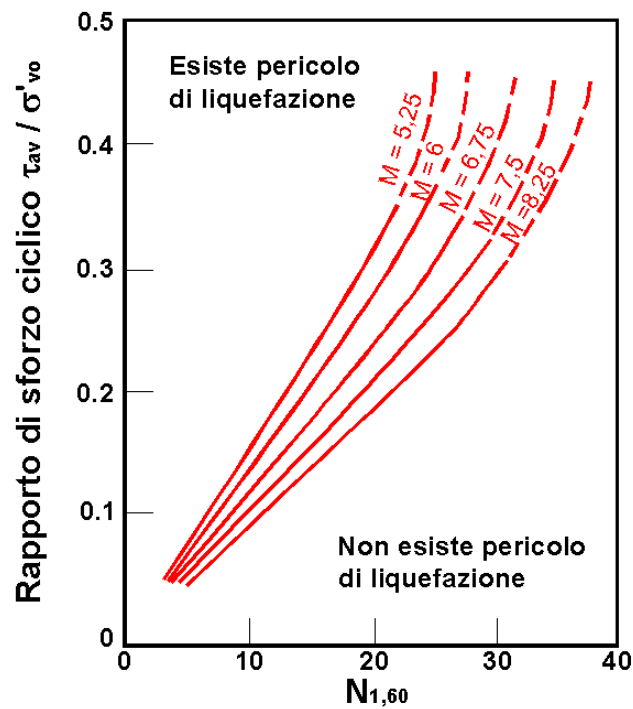


Figura 2 – Correlazione fra CSR e $N_{1,60}$

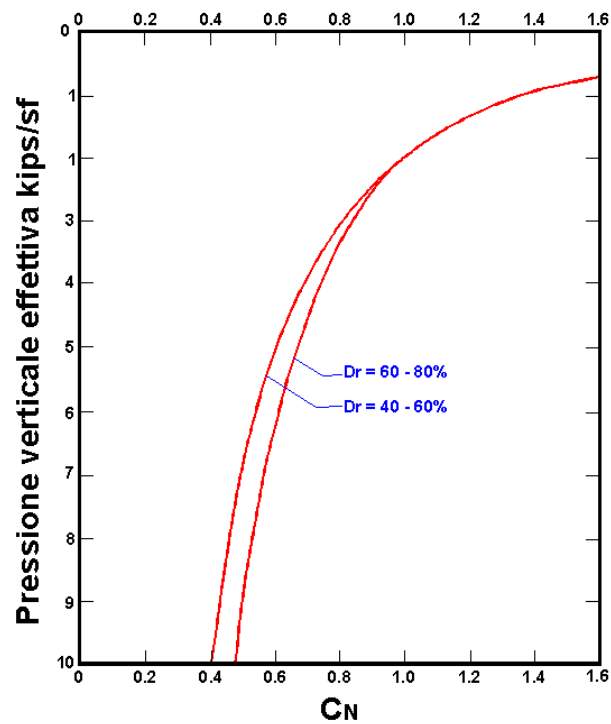


Figura 3 – Coefficiente correttivo C_N



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

$$(1.7) CRR \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la (1.0); se $F_S > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con $D_{50} > 0,25$ mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1,60}$:

$$(1.8) (N_{1,60})_{CS} = N_{1,60} + 7,5$$

Il 'metodo di Iwasaki et al.' (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

Il metodo si basa su due quantità: il **fattore di resistenza (F_S)** e l'**indice di liquefazione (I_L)**. F_S si ottiene mediante la (1.0) e quando $F_S < 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre I_L , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione

$$(1.9) I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove

$$F = 1 - F_S \quad \text{per } F_S \leq 1$$

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

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

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 2.

Il fattore correttivo r_d viene calcolato mediante la (1.4) e **MSF** come nel caso precedente.

Invece per la valutazione di CRR vengono proposte le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

per terreni con $0,04 \text{ mm} < D_{50} < 0,6$

$$(2.0) CRR = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 0,7}} + 0,225 \log_{10} \left(\frac{0,35}{D_{50}} \right)$$

per terreni con $0,6 \text{ mm} < D_{50} < 1,5$



$$(2.1) CRR = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 0,7}} - 0,05$$

dove D_{50} è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Tabella 2

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L < 5$	Basso
$5 < I_L < 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'**Eurocodice 8 (ENV 1998-5)**.

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando $a_g < 0,15$ e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza $N_{1,60} > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(3.9) CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Tabella 3

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 S (M ≤ 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys (Tabella 1).

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

$$(4.0) \text{CRR} = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{CS} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{CS}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{CS}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{CS} + 0,009578 [(N_{1,60})_{CS}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{CS}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{CS}]^4}$$

dove $(N_{1,60})_{CS}$ viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$(4.1) (N_{1,60})_{CS} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$(4.2a) N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$(4.2b) C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5}$$

$$(4.2c) C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 4).



Tabella 4

Attrezzatura	C _E
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri α e β invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$\alpha = 0$	per FC $\leq 5\%$
$\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per FC $> 35\%$
$\beta = 1,0$	per FC $\leq 5\%$
$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\beta = 1,2$	per FC $> 35\%$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (CPT), i valori di resistenza alla punta misurati q_c devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la (3.0). Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride.

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$(4.3) \frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato $(N_{1,60})_{cs}$ dalla (4.2a), si utilizza la (4.0) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la (3.7) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (3.8):

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (NTC 2008) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se $a_g S < 0,15g$ e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_{1,60} > 20$;



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(4.4) CSR = 0,65 S \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF} \frac{1}{K_\sigma}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5

Categoria suolo	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

Il coefficiente riduttivo **r_d** viene valutato secondo quanto proposto da Idriss (1999):

$$(4.5a) r_d = \exp [\alpha(z) + \beta(z)M]$$

$$(4.5b) \alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,73} \right) + 5,133 \right]$$

$$(4.5c) \beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,28} \right) + 5,142 \right]$$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).

K_σ è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 100$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{vo}/100)^f - 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 100$$

dove **f** è un parametro funzione di ($N_{1,60}$) e σ'_{vo} .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

$$(4.6) CRR = \frac{1}{[34 - (N_{1,60})_{CS}]} \frac{(N_{1,60})_{CS}}{135} + \frac{50}{[10 (N_{1,60})_{CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

dove $(N_{1,60})_{CS}$ viene calcolato mediante la (4.1), nella quale però $N_{1,60}$ è valutato nel seguente modo:

$$(4.7) N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

dove C_N e C_E sono calcolati mediante la (4.2b) e la (4.2c).

C_R è un fattore di correzione per la lunghezza L delle aste della prova pari a:

Tabella 6

L	C_R
≤ 3	0,75
$3 < L \leq 4$	0,80
$4 < L \leq 6$	0,85
$6 < L \leq 10$	0,95
> 10	1,00

C_S è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:

per campionatori di tipo standard C_S è sempre uguale a 1,0

per campionatori di tipo non-standard C_S è compreso fra 1,1 e 1,3

C_B è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

Diametro foro	C_B
65 – 115 mm	1,00
115 – 150 mm	1,05
150 – 200 mm	1,15

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $F_S \geq 1,25$.

La probabilità di liquefazione P_L , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$(4.8) P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_S}{0,72} \right)^{3,1}}$$



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

Dati generali

Numero di strati = 2

Profondità della falda = 3 m

Magnitudo del sisma = 5,5

Accelerazione massima al suolo = 0,25

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di me secco (KN/mc)	Peso di me saturo (KN/mc)	Nr. colpi medio (Nspt)	D50 dei granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza to laterale fs (KPa)	Velocità Vs (m/s)
1	Sabbia limosa	0	8	8,57	15	15	40	0	0	366
2	Sabbia ghiaiosa	8	23	11,2	16,61	86	40	0	0	549



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Metodo di Seed H. B. e Idriss I. M. (1982)

Input dati

Strato Nr.	Dr (%)
1	40
2	40

Risultati

Correzione per la magnitudo (MSF) = 1,43

Verifica Nr.	Profondità dal p. c. (m)	Pressione statica totale (KPa)	Pressione statica efficace (KPa)	Correzione per la press. litolitostatica (CN)	Numero dei punti corretto (N1,60)	Coefficiente duttivo (rd)	Resistenza a liquefazione (CRR)	Sforzo di normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione
1	3,20	28,71	26,75	1,60	38,48	0,95	0,43	0,12	3,68	NL
2	3,40	31,71	27,79	1,60	37,84	0,95	0,42	0,12	3,42	NL
3	3,60	34,71	28,83	1,60	37,23	0,95	0,41	0,13	3,20	NL
4	3,80	37,71	29,86	1,60	36,66	0,94	0,41	0,14	3,01	NL
5	4,00	40,71	30,90	1,60	36,11	0,94	0,40	0,14	2,85	NL
6	4,20	43,71	31,94	1,60	35,60	0,94	0,40	0,15	2,71	NL
7	4,40	46,71	32,98	1,60	35,11	0,93	0,39	0,15	2,60	NL
8	4,60	49,71	34,02	1,60	34,64	0,93	0,38	0,15	2,49	NL
9	4,80	52,71	35,06	1,60	34,20	0,93	0,38	0,16	2,40	NL
10	5,00	55,71	36,10	1,60	33,77	0,93	0,38	0,16	2,31	NL
11	5,20	58,71	37,14	1,60	33,36	0,92	0,37	0,17	2,24	NL
12	5,40	61,71	38,17	1,60	32,98	0,92	0,37	0,17	2,17	NL
13	5,60	64,71	39,21	1,60	32,60	0,92	0,36	0,17	2,11	NL
14	5,80	67,71	40,25	1,60	32,24	0,91	0,36	0,17	2,05	NL
15	6,00	70,71	41,29	1,60	31,90	0,91	0,35	0,18	2,00	NL
16	6,20	73,71	42,33	1,60	31,57	0,91	0,35	0,18	1,95	NL
17	6,40	76,71	43,37	1,58	31,25	0,90	0,35	0,18	1,91	NL
18	6,60	79,71	44,41	1,56	30,94	0,90	0,34	0,18	1,87	NL
19	6,80	82,71	45,44	1,54	30,65	0,90	0,34	0,19	1,83	NL
20	7,00	85,71	46,48	1,52	30,36	0,90	0,34	0,19	1,80	NL
21	7,20	88,71	47,52	1,51	30,08	0,89	0,33	0,19	1,77	NL
22	7,40	91,71	48,56	1,49	29,82	0,89	0,33	0,19	1,74	NL
23	7,60	94,71	49,60	1,47	29,56	0,89	0,33	0,19	1,71	NL
24	7,80	97,71	50,64	1,45	29,31	0,88	0,33	0,19	1,68	NL
25	8,00	100,71	51,68	1,44	29,07	0,88	0,32	0,19	1,66	NL
26	8,20	104,03	53,04	1,42	129,39	0,88	1,44	0,20	7,35	NL



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

27	8,40	107,35	54,40	1,40	127,71	0,87	1,42	0,20	7,24	NL
28	8,60	110,68	55,76	1,38	126,08	0,87	1,40	0,20	7,13	NL
29	8,80	114,00	57,12	1,36	124,52	0,87	1,38	0,20	7,03	NL
30	9,00	117,32	58,48	1,34	123,02	0,87	1,37	0,20	6,93	NL
31	9,20	120,64	59,84	1,33	121,56	0,86	1,35	0,20	6,84	NL
32	9,40	123,96	61,20	1,31	120,16	0,86	1,34	0,20	6,75	NL
33	9,60	127,29	62,56	1,29	118,81	0,86	1,32	0,20	6,67	NL
34	9,80	130,61	63,92	1,28	117,50	0,85	1,31	0,20	6,59	NL
35	10,00	133,93	65,28	1,26	116,23	0,85	1,29	0,20	6,52	NL
36	10,20	137,25	66,64	1,25	115,01	0,85	1,28	0,20	6,45	NL
37	10,40	140,57	68,00	1,24	113,82	0,84	1,26	0,20	6,38	NL
38	10,60	143,90	69,37	1,22	112,66	0,84	1,25	0,20	6,31	NL
39	10,80	147,22	70,73	1,21	111,55	0,84	1,24	0,20	6,25	NL
40	11,00	150,54	72,09	1,20	110,46	0,84	1,23	0,20	6,19	NL
41	11,20	153,86	73,45	1,18	109,41	0,83	1,22	0,20	6,14	NL
42	11,40	157,18	74,81	1,17	108,38	0,83	1,20	0,20	6,08	NL
43	11,60	160,51	76,17	1,16	107,39	0,83	1,19	0,20	6,03	NL
44	11,80	163,83	77,53	1,15	106,42	0,82	1,18	0,20	5,98	NL
45	12,00	167,15	78,89	1,14	105,48	0,82	1,17	0,20	5,94	NL
46	12,20	170,47	80,25	1,13	104,56	0,82	1,16	0,20	5,89	NL
47	12,40	173,79	81,61	1,12	103,67	0,81	1,15	0,20	5,85	NL
48	12,60	177,12	82,97	1,11	102,80	0,81	1,14	0,20	5,81	NL
49	12,80	180,44	84,33	1,10	101,95	0,81	1,13	0,20	5,77	NL
50	13,00	183,76	85,69	1,09	101,12	0,81	1,12	0,20	5,73	NL
51	13,20	187,08	87,05	1,08	100,31	0,80	1,11	0,20	5,69	NL
52	13,40	190,40	88,41	1,07	99,53	0,80	1,11	0,20	5,66	NL
53	13,60	193,73	89,78	1,06	98,76	0,80	1,10	0,20	5,62	NL
54	13,80	197,05	91,14	1,05	98,00	0,79	1,09	0,19	5,59	NL
55	14,00	200,37	92,50	1,04	97,27	0,79	1,08	0,19	5,56	NL
56	14,20	203,69	93,86	1,04	96,55	0,79	1,07	0,19	5,53	NL
57	14,40	207,01	95,22	1,03	95,85	0,78	1,07	0,19	5,50	NL
58	14,60	210,34	96,58	1,02	95,16	0,78	1,06	0,19	5,47	NL
59	14,80	213,66	97,94	1,01	94,49	0,78	1,05	0,19	5,44	NL
60	15,00	216,98	99,30	1,00	93,83	0,78	1,04	0,19	5,42	NL
61	15,20	220,30	100,66	1,00	93,19	0,77	1,04	0,19	5,39	NL
62	15,40	223,62	102,02	0,99	92,56	0,77	1,03	0,19	5,37	NL
63	15,60	226,95	103,38	0,98	91,94	0,77	1,02	0,19	5,35	NL
64	15,80	230,27	104,74	0,97	91,34	0,76	1,01	0,19	5,32	NL
65	16,00	233,59	106,10	0,97	90,74	0,76	1,01	0,19	5,30	NL
66	16,20	236,91	107,46	0,96	90,16	0,76	1,00	0,19	5,28	NL
67	16,40	240,23	108,82	0,95	89,59	0,75	1,00	0,19	5,26	NL
68	16,60	243,56	110,19	0,95	89,03	0,75	0,99	0,19	5,24	NL
69	16,80	246,88	111,55	0,94	88,48	0,75	0,98	0,19	5,23	NL
70	17,00	250,20	112,91	0,94	87,95	0,75	0,98	0,19	5,21	NL
71	17,20	253,52	114,27	0,93	87,42	0,74	0,97	0,19	5,19	NL



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

72	17,40	256,84	115,63	0,92	86,90	0,74	0,97	0,19	5,18	NL
73	17,60	260,17	116,99	0,92	86,39	0,74	0,96	0,19	5,16	NL
74	17,80	263,49	118,35	0,91	85,89	0,73	0,95	0,19	5,15	NL
75	18,00	266,81	119,71	0,91	85,40	0,73	0,95	0,18	5,13	NL
76	18,20	270,13	121,07	0,90	84,92	0,73	0,94	0,18	5,12	NL
77	18,40	273,45	122,43	0,89	84,44	0,72	0,94	0,18	5,11	NL
78	18,60	276,78	123,79	0,89	83,97	0,72	0,93	0,18	5,09	NL
79	18,80	280,10	125,15	0,88	83,52	0,72	0,93	0,18	5,08	NL
80	19,00	283,42	126,51	0,88	83,07	0,72	0,92	0,18	5,07	NL
81	19,20	286,74	127,87	0,87	82,62	0,71	0,92	0,18	5,06	NL
82	19,40	290,06	129,23	0,87	82,19	0,71	0,91	0,18	5,05	NL
83	19,60	293,39	130,60	0,86	81,76	0,71	0,91	0,18	5,04	NL
84	19,80	296,71	131,96	0,86	81,33	0,70	0,90	0,18	5,03	NL
85	20,00	300,03	133,32	0,85	80,92	0,70	0,90	0,18	5,02	NL

Il sito in esame nonostante sia costituito da sabbie e avendo una falda superficiale a quota di circa -3.00m dal p.c. , rientrerebbe tra quelle aree suscettibili a fenomeni di liquefazione; però nel caso specifico, tale fenomeno può essere escluso, considerando la natura geologica, il grado di consolidamento, la storia sismica dell'area e le caratteristiche fiso meccaniche dei terreni ottenuti dall'indagini.



9A

088

14 aprile 2016

SAN TAMMARO

RGT

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

geostru
www.geostru.com
geostru@geostru.com

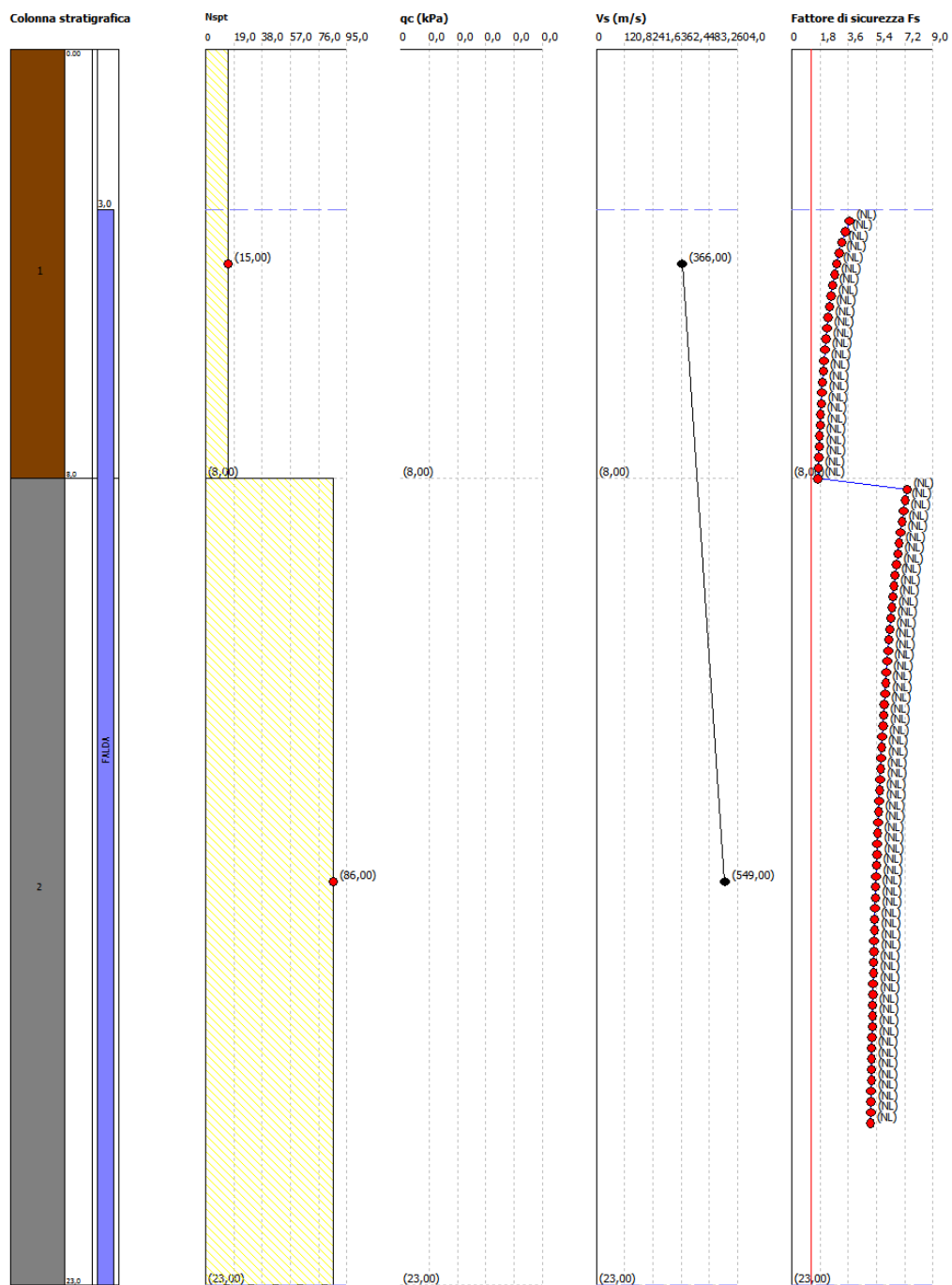
Valutazione del rischio di liquefazione

Metodo di verifica: Seed Idriss

Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs

Committente: Comune di San Tammaro
Località: San Tammaro (CE)

Data: 11/04/2016





9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

CONCLUSIONI

In ottemperanza a quanto prescritto dalla nuova normativa sulle costruzioni NTC 2008 D.M. del 14 /01/ 2008 è stata svolta una campagna di indagini geotecniche (n. 4 sondaggi a c.c. fino a 35.00m cadauno, n.20 S.P.T. in foro, n.8 campioni con analisi di laboratori) che hanno permesso di ricostruire un modello geologico-tecnico dell'area in esame. Inoltre sono state prese in considerazione tutte le indagini effettuate precedentemente nell'area di interesse.

A suffragio, inoltre, alle indagini geotecniche eseguite, è stata svolta una campagna di indagini geofisiche utili a definire sismostratigraficamente l'area con l'esecuzione di n.4 Down-Hole in foro e n.2 indagini tipo MASW.

Per una migliore comprensione, il sottosuolo è stato diviso in diversi livelli:

I° livello: *terreno vegetale* (0.00-1.50 m circa)

II° livello: da 1.50 m a 3.00m circa, è costituito da *piroclastite sabbiosa limosa*, di colore ocre

III° livello: da 3.00 m circa a 22.00 m circa, è caratterizzato da *cinerite sabbiosa ghiaiosa debolmente limosa* di colore grigio

IV° livello: da 22.00 m circa a 35.00 m, è caratterizzato da *cinerite sabbiosa limosa* di colore beige.

La falda si rinviene e si stabilizza lungo le verticali di investigazione a quota -3.00m circa dal p.c. ed è naturalmente suscettibile di variazioni per apporti meteorici stagionali (fattore di ricarica) e forti depauperamenti per emungimenti di carattere antropico.

In merito alle recenti normative per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni (OPCM 3274), di verificare la suscettibilità alla liquefazione in caso di presenza di terreni sabbiosi entro i 15 m di profondità in presenza di falda superficiale; tale fenomeno può essere escluso, considerando la natura geologica, il grado di consolidamento, la storia sismica dell'area e le caratteristiche fiso meccaniche dei terreni ottenuti dall'indagini e dalla verifica della vulnerabilità di tale fenomeno.

Lungo le verticali di indagini effettuate nell'area in esame, non si rinvencono cavità sotterranee, quindi, si esclude presumibilmente la presenza di esse; morfologicamente il sito risulta pianeggiante.

Invece dalle indagini sismiche effettuate è stato possibile calcolare il valore di V_{s30} e quindi nel rispetto della nuova normativa (NTC 2008- D.M. 14/01/2008) il terreno in esame può essere riferito alla **CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE B** "Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt}>50$ o coesione non drenata >250 kPa). I valori dei periodi caratteristici dello spettro di risposta elastico saranno $T_B=0.15$; $T_C=0.50$; $T_D=2.0''$.

L'obiettivo del rilevamenti geologico di superficie è stato quello di ricostruire l'assetto geologico-tecnico della zona in esame integrando, attraverso l'analisi diretta della geologia di superficie, i risultati ottenuti dalle indagini in sito.



9A	088	14 aprile 2016	SAN TAMMARO	RGT
----	-----	----------------	-------------	-----

DR.SSA GEOL. MARIA CIRILLO

Lo studio, quindi, ha consentito la definizione areale dei termini interessati al progetto, nonché individuazione e la valutazione delle problematiche esistenti che potessero compromettere la stabilità globale delle aree interessate.

Si conclude che l'area in esame risulta priva di qualunque fenomeno di instabilità in atto o potenziale e di fenomeni erosivi superficiali diffusi o incanalati.

Tanto per incarico ricevuto.

Caserta, 14 aprile 2016

Il Tecnico
Dr.ssa Geol. Maria CIRILLO

