

# COMUNE DI SANTARCANGELO DI ROMAGNA

PROVINCIA DI RIMINI

Piano Urbanistico Attuativo ITALPACK srl  
Ambito APC.N 2.4 - Via Emilia Ovest -  
per l'attuazione di interventi edilizi di ampliamento  
di attività manifatturiere e assimilabili  
in Santarcangelo di Romagna, via Emilia, via A.Costa.

COMMITTENTE: ITALPACK srl

Via A.Costa n.106 - Santarcangelo di R.

PROGETTISTA: Arch. GUERRINO PAGANELLI

Via Portici Torlonia n.16 - Santarcangelo di R.

CONSULENTE SPECIALISTICO: Dr. FRANCO BATTISTINI GEOLOGO

ELABORATO: Tav.21 - Relazione geologica

DATA ELABORAZIONE: MARZO 2020

***Spett. ITALPACK S.r.l.***

***RELAZIONE GEOLOGICA  
ALLEGATA AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO,  
AMBITO APC.N 2.4, VIA EMILIA OVEST,  
PER L'ATTUAZIONE DI INTERVENTI EDILIZI  
DI AMPLIAMENTO DI ATTIVITA' MANIFATTURIERE  
ED ASSIMILABILI,  
SU AREA POSTA PRESSO VIA A. COSTA ÷ VIA EMILIA,  
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN -  
CON VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.***

***RELAZIONE***





**Spett. ITALPACK S.r.l.**

**RELAZIONE GEOLOGICA  
ALLEGATA AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO,  
AMBITO APC.N 2.4, VIA EMILIA OVEST,  
PER L'ATTUAZIONE DI INTERVENTI EDILIZI  
DI AMPLIAMENTO DI ATTIVITA' MANIFATTURIERE  
ED ASSIMILABILI,  
SU AREA POSTA PRESSO VIA A. COSTA ÷ VIA EMILIA,  
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN -  
CON VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.**

**1.- PREMESSA**

*L'indagine e' stata condotta su incarico dell'Arch. GUERRINO PAGANELLI di Santarcangelo di Romagna, allo scopo di accertare preventivamente litologia e caratteristiche geomeccaniche, geomorfologiche ed idrogeologiche dei terreni di proprietà della Spett. ITALPACK S.r.l., siti presso Via A. Costa ÷ Via Emilia, in Comune di Santarcangelo di Romagna e di conseguenza acquisire gli elementi necessari alla redazione del progetto.*

*Oggetto del presente studio, il Piano Attuativo catastalmente individuato al Foglio n° 10, particelle n° 12, 1134, 1137, 1226 e 1228, (con area d'intervento reale pari a 19.903,00 mq.) compreso all'interno di un comparto APC. N 2.4, dal P.S.C. di Santarcangelo.*

*Stante il carattere preliminare dello studio finalizzato all'individuazione delle condizioni di pericolosità del territorio, ci si è avvalsi dell'esecuzione di n° 5 prove penetrometriche statiche (C.P.T.). eseguite mediante penetrometro PAGANI con spinta max. di 20 Tons, con ancoraggi tramite viti elicoidali e punta meccanica Begemann. Durante le prove sono stati rilevati i valori della resistenza alla punta (Rp) e della resistenza laterale (Rl) ogni 20 cm tramite display collegato alla testa di spinta. Le prove hanno raggiunto la profondità massima di 24.60 mt. per effetto della presenza di ghiaie a notevole grado di addensamento che hanno causato il disancoraggio dello strumento.*

*La ricostruzione della sequenza litologica dell'area si è poi avvalsa di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt. dal p.c. effettuati in area*

*vicinale nel corso di un precedente lavoro commissionato a codesto Studio (Settembre ÷ Ottobre 2010). Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati n° 2 campioni di terreno rappresentativi delle litologie attraversate (n° 1 per ciascuna verticale d'indagine) successivamente sottoposti ad opportune prove di laboratorio per la definizione delle caratteristiche fisico – meccaniche.*

*Inoltre, nel corso delle perforazioni, sono state effettuate n° 4 prove SPT (n° 2 per ogni sondaggio) per la verifica del grado di addensamento dei litotipi incoerenti.*

*I risultati dei logs penetrometrici e stratigrafici sono allegati a fine relazione.*

*Dai risultati forniti, correlabili ai valori di  $N_{SPT}$ , si sono desunti i parametri geotecnici utilizzati per la caratterizzazione dei litotipi presenti.*

*A completamento del rilievo sono state rilevate n° 2 sezioni altimetriche riportate come da planimetria allegata.*

*Infine, sono state effettuate (Dicembre 2018) dal Dr. Geol. Lorenzo del Maschio, n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC) per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità ( $V_{S30}$ ) e delle frequenze caratteristiche del sito.*

*Le considerazioni geologiche, geotecniche, idrogeologiche e geofisiche di seguito espresse saranno mirate a ricostruire le condizioni di pericolosità del territorio in funzione della prevista edificazione dell'area in accordo con quanto richiesto dalla circolare regionale 1288 dell'11.02.1983 "Indicazioni metodologiche sulle indagini geologiche da produrre a corredo dei Piani Urbanistici Comunali", dal D.M. dell'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", dal D.M. del 16.01.1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e dal D.M. del 14.09.2005 "Norme tecniche per le costruzioni" (e s.m.i.) e dagli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica" (delibera A.L. n° 112 del 02.05.2007).*

## **2.- INQUADRAMENTO GENERALE DEL TERRITORIO**

*Il territorio comunale di Santarcangelo di Romagna ha un'estensione di **45.08 Kmq**. Si sviluppa in gran parte a Nord del corso del Fiume Marecchia (frazioni di Montalbano, Ciola Corniale, Canonica, Sant'Agata, San Vito, Centro Storico, Santa Giustina e San Michele) ed in minima parte a Sud del predetto Fiume (frazioni di San Martino dei Molini e Sant'Ermete).*

*La morfologia dell'area è quella tipica delle aree prospicienti il Mare Adriatico e le pianure terrazzate.*

*Il territorio comunale è suddiviso da una sottile dorsale collinare Poggio Torriana – Colle Giove che separa i bacini idrografici dei due maggiori corsi d'acqua incidenti la zona: Fiume Marecchia e Torrente Uso.*

## **2.1.- GEOLOGIA e GEOMORFOLOGIA**

*L' area in esame e' riportata nel Foglio n° 100 - FORLI'- della Carta Geologica d' Italia ricadendo nella Tavoletta II SE, Santarcangelo di Romagna.*

*La geologia del territorio comunale di Santarcangelo non è particolarmente complessa. Essa comprende infatti le ultime pendici collinari di età pliocenica e le alluvioni continentali terrazzate della pianura (Pleistocene - Olocene).*

*Sono rappresentati quindi gli ultimi episodi di storia geologica che hanno portato alla formazione della dorsale appenninica. Tali episodi si concretizzarono verso la fine del Miocene (5 Milioni d'anni fa circa) con dei sollevamenti che fecero emergere l'ossatura della catena; su entrambi i versanti, la linea di costa era allora abbastanza vicina al limite spartiacque. Essa corrispondeva alla "linea di cerniera" tra le aree in sollevamento ed aree subsidenti e costituiva il principale elemento di riferimento tettonico e morfologico. Basti pensare che nella Regione Emilia – Romagna l'area che presenta, sia per frequenza che intensità, il maggior grado di sismicità, è quella interessata dal "Sovrascorrimento pedeappenninico" che coincide appunto con tale zona di cerniera.*

*La linea e conseguentemente la morfologia della costa, era rotta e frastagliata da faglie trasversali (cosiddette antiappenniniche) ancora oggi sismicamente attive (faglie trascorrenti) su cui si sono impostate le aste di erosione fluviale (torrenti appenninici primitivi).*

*La linea di cerniera è poi migrata verso NE negli ultimi 7 – 8 M.A.; sono così emersi, aggiungendosi all'ossatura precedente, i sedimenti che formano le fasce collinari pedeappenniniche di età sostanzialmente pliocenica e quaternaria. Ciò è dipeso dalle sedimentazione abbondante apportata dai torrenti appenninici sul margine della fossa padana, ma soprattutto dai "basculamenti" indotti da moti verticali diventati, in questo periodo, predominanti, mentre quelli orizzontali si riducevano d'importanza.*

*Questa attività tettonica non si è ancora esaurita, almeno nella fase avanzata dell'orogene (Pianura Padana, Adriatico) come è dimostrato dalla frequente attività sismica della regione.*

*I terreni affioranti nel territorio del Comune di Santarcangelo di Romagna si sono costituiti in posto (a differenza ad esempio di quelli affioranti nella vicina Val Marecchia che sono migrati in senso orizzontale) e pertanto si presentano in successione stratigrafica normale, con i sedimenti più antichi in basso ed i più recenti in alto.*

*Essi rappresentano il cosiddetto "neoauctono".*

*Vengono individuate due "serie" di sedimenti: marini e continentali.*

*Nella serie marina e' rappresentato tutto il Pliocene pedeappenninico cioè tutti quei depositi sedimentari formatisi successivamente alla messa in posto dei complessi*

*liguridi (argille caotiche con lembi "esotici") della colata gravitativa della Val Marecchia, avvenuta nel Pliocene inferiore.*

*I terreni più antichi sono presenti nelle frazioni collinari di Montalbano e Ciola Corniale (Pliocene medio - inferiore); litologicamente prevale la frazione sabbiosa (molasse, sabbie grossolane con intercalazione di argille sabbiose grigie) indice di depositi di mare costiero con strati orientati generalmente in direzione NNO - SSE ed immersioni molto elevate verso NE (anche superiori a 50°).*

*Il Pliocene superiore e' invece rappresentato da sabbie stratificate, talora cementate ed arenarie debolmente cementate; sabbie fini argillose e limi argillosi grigi.*

*Costituisce le ultime pendici collinari comprese tra il Fiume Marecchia ed il Fiume Uso.*

*Di questi litotipi prevale nettamente, per la parte su cui sorge il centro storico di Santarcangelo di Romagna, il primo (arenarie debolmente cementate, il cosiddetto "tufo") con alla base lenti di conglomerato, più o meno cementato, che marca le varie regressioni e trasgressioni marine, cui è stata soggetta la zona ed è pertanto da considerarsi legato ad un ciclo regressivo plio - pleistocenico.*

*I terreni alluvionali fanno parte delle alluvioni delle conoidi dei Fiumi Uso e Marecchia ascrivibili al Pliocene ed Olocene.*

*Di queste, la conoide di gran lunga più importante per estensione (200 Km<sup>2</sup> secondo U. Buli "Geoidrologia della conoide del Fiume Marecchia" 1935 - Bologna, e 123 Km<sup>2</sup> secondo il Consorzio di Bonifica Agro Riminese "Studi e ricerche metodologiche per il ravvenamento artificiale del conoide del Fiume Marecchia a scopo idropotabile ed irriguo" 1977 - Rimini) che per gli acquiferi contenuti, e' quella del Fiume Marecchia. Planimetricamente essa ha forma triangolare, vertici Ponte Verucchio, Bellaria e Miramare di Rimini.*

*Essa degrada dolcemente verso l' Adriatico con una pendenza variabile dall' 8 a meno dell' 1 per mille.*

*Per quanto riguarda l'alveo recente del Fiume Marecchia, a partire dagli anni '70 esso ha subito, al pari di altri fiume emiliano - romagnoli, una profonda trasformazione per effetto della canalizzazione che ha prodotto una drastica riduzione della sezione d'alveo ed una profonda incisione a valle di Ponte Verucchio (di oltre 10 metri) che ha portato in affioramento i terreni di deposito marino (peliti grigio - azzurre della successione pliocenica). La canalizzazione è stata prodotta dalle escavazioni compiute in alveo e sui terrazzi laterali del fiume, compiute negli anni '70 che hanno prodotto l'asportazione del sottile pavè ghiaioso (dello spessore di 5 - 7 metri circa) posti al tetto dei terreni di deposito marino nella zona apicale del conoide. La canalizzazione riguarda circa 7 - 8 dei 19 Km. Della lunghezza d'alveo compresa tra Ponte Verucchio e la foce.*

*Complessivamente i depositi marini occupano una superficie pari a 9.955 Km<sup>2</sup>. (circa il 22% della superficie comunale pari a 45.08 Km<sup>2</sup>) mentre i depositi continentali alluvionali della pianura, una superficie di 35.125 Km<sup>2</sup>. Pari a circa il 78 % del territorio comunale.*

*Nella pianura le alluvioni si presentano nettamente terrazzate. Sono stati riconosciuti V ordini di terrazzi.*

*Il più esteso di tali terrazzi e' il III° che si immerge sotto i terreni alluvionali ghiaiosi ed argillosi non ferrettizzati a valle di Corpolo'. All' altezza di Vergiano poi tali terreni sono a loro volta ricoperti da strati alluvionali ancor più recenti, marcatamente argillosi e da terreno vegetale che si estende per tutta la restante pianura fino al mare.*

*La copertura alluvionale argillosa, contribuisce a rendere artesiani l' acqua contenuta in tali conglomerati.*

*I depositi alluvionali hanno uno spessore via via crescente man mano che dal vertice della conoide si procede verso il mare.*

*All' altezza del Comune di Poggio Berni lo spessore del materasso ghiaioso si aggira sui 4 mt.; più a valle, in corrispondenza di S. Martino dei Mulini aumenta fino a superare i 20 mt. di altezza: inizia allora una enorme lente permeabile estesa quasi come una fascia trasversale in seno alla conoide. Da questa lente si diramano, per successive biforcazioni, come digitazioni o suddivisioni, i vari strati ghiaiosi che, con diversa pendenza e continuità, si espandono sotto la bassa pianura.*

*Questo schema si deve al già ricordato U. Buli "Geoidrologia della conoide del Fiume Marecchia" 1935 - Bologna; le prospezioni sismiche compiute nell' ambito degli studi sul ravvenamento artificiale della conoide (Consorzio di Bonifica Agro Riminese "Studi e ricerche metodologiche per il ravvenamento artificiale del conoide del Fiume Marecchia a scopo idropotabile ed irriguo" 1977 - Rimini) hanno sostanzialmente confermato tale schema.*

*La geologia della zona e' caratterizzata dalla presenza di depositi continentali pleistocenici, litologicamente costituiti da sabbie, ghiaie ed argille dei terrazzi.*

### **3.- INDAGINI ESEGUITE**

*Ai fini dello studio geo - litologico dell'area ci si è avvalsi dei risultati forniti complessivamente dall'esecuzione di n° 5 prove penetrometriche statiche (C.P.T.), ubicate come da planimetria allegata.*

*La ricostruzione areale si è poi avvalsa di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt. dal p.c. effettuati nel corso di un precedente lavoro commissionato a codesto Studio (Settembre ÷ Ottobre 2010).*

*L'indagine geofisica per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità ( $V_{S30}$ ) e delle frequenze caratteristiche del sito si è avvalsa dell'esecuzione di n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC).*

*Di seguito vengono riassunte le caratteristiche del sondaggio stratigrafico:*

*Il sondaggio stratigrafico è stato eseguito con sonda idraulica, cingolata, usando il sistema a rotazione con carotaggio continuo con carotiere semplice avente un diametro esterno di 101 mm.*



*Come fluido di circolazione è stato impiegata esclusivamente acqua.*

*Il metodo del carotaggio continuo è stato applicato utilizzando tutte le cautele imposte dal litotipo incontrato: a secco o con circolazione d'acqua, manovre corte, corretta pressione di spinta, adeguata velocità di perforazione, moderata portata del fluido di circolazione.*

*Il recupero dei terreni incontrati è percentualmente espresso sul log stratigrafico del sondaggio ed è variabile in funzione della litologia.*

*Le carote prelevate sono state conservate in apposite cassette catalogatrici in polistirolo, con riportate la località, il numero del sondaggio e la profondità del prelievo.*

*La perforazione è stata spinta fino ad una profondità massima di 25.00 mt. dal piano campagna attuale. I risultati ottenuti sono riportati nell' allegato log stratigrafico.*

*Nel corso del sondaggio sono state inoltre eseguite n° 4 prove di resistenza alla penetrazione **S.P.T. (Standard Penetration Test)** - alla quota di - 11.20, - 20.60 mt- (Sond. n° 1); - 10.40 e - 21.60 mt. dall'attuale p.c. (Sond. n° 2)- utilizzando un'attrezzatura standard secondo le modalità di esecuzione indicate dalle "Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana" del 1977 e condotte facendo riferimento alle norme ASTM 1586/68 "Penetration Test and Split - Barrel Sampling of Soil".*

*Tali prove sono state eseguite in corrispondenza dei terreni e degli strati incoerenti (ghiaie, sabbie) allo scopo di determinarne il grado di addensamento.*

*Si riassumono brevemente le caratteristiche tecniche della prova **SPT**:*

- *nei terreni ghiaioso - sabbioso presenti nell'area indagata è stato utilizzato il campionatore Raymond a punta chiusa, con punta conica di infissione, avente diametro esterno di 50.8 mm, lunghezza totale di 650 mm ed angolo di apertura di 60°.*
- *aste collegate al campionatore con diametro esterno di 50 mm e peso di 7.5 kg al metro lineare.*
- *testa di battuta in acciaio avvitata alle aste.*
- *massa battente o maglio di 63.5 kg.*
- *dispositivo automatico per lo sganciamento del suddetto maglio che assicura una corsa a caduta libera di 76 cm.*

*Ogni determinazione di prova è stata preceduta dalla pulizia del fondo foro con verifica della coincidenza della quota di attestazione della punta con la profondità misurata dopo la pulizia del foro (tolleranza +/- 7 cm); la prova è consistita nel far penetrare il campionatore posato al fondo foro per tre tratti successivi di 15 cm registrando ogni volta il numero dei colpi necessari ( $N_1$ ,  $N_2$ ,  $N_3$ ).*

*Con il primo tratto detto "di avviamento" si intende superare la zona di terreno rimaneggiato in fase di perforazione.*

Nel caso di un terreno molto addensato con  $N_1 = 50$  ed avanzamento minore di 15 cm, l'infissione deve essere sospesa: la prova è dichiarata conclusa in base alle raccomandazioni AGI 1977 e si annota la relativa penetrazione.

Se il tratto di avviamento viene superato si conteggiano  $N_2$  ed  $N_3$  (da 0.15 a 0.30 e da 0.30 a 0.45) fino ad un limite complessivo di 100 colpi ( $N_2 + N_3$ ) raggiunto il quale si sospende la prova annotando l'avanzamento ottenuto.

Pertanto il parametro caratteristico della prova, prescindendo dai casi particolari di rifiuto è rappresentato da:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

che indica il numero di colpi per 30 cm. utili di penetrazione.

Nel caso specifico le prove hanno fatto registrare i seguenti valori:

Sondaggio n°	Profondità (in mt. dal p.c.)	N° colpi	$N_2 + N_3$
1	11.20	> 50 R = 12 cm.	> 50
1	20.60	36; > 50 R = 12 cm.	> 50
2	10.40	22; > 50 R = 13 cm.	> 50
2	21.60	38; > 50 R = 14 cm.	> 50

Le prove penetrometriche statiche (C.P.T.) sono state eseguite mediante penetrometro tipo PAGANI 73-200 kN, semovente, con spinta max. di 20 Tons, con ancoraggi tramite viti elicoidali e punta meccanica Begemann.

Di seguito vengono riassunte brevemente le caratteristiche tecniche della prova statica.

La prova consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa a velocità costante nel terreno.

La penetrazione della batteria deve avvenire ad una velocità costante pari a 2 cm./sec. ( $\pm 0.5$  cm./sec.), indipendentemente dalla resistenza opposta dal terreno.

Il dispositivo di spinta deve essere ancorato in modo da non muoversi rispetto al piano di lavoro durante l'infissione.

Deve essere posizionato in modo da garantire la verticalità iniziale della spinta delle aste cave (deviazione dalla verticale: 2%).

L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta (20 Ton.), che agisce alternativamente sulla batteria di aste interne alla cui estremità è collegata la punta e su quella di aste cave esterne.

La prova è quindi generalmente "discontinua" e le misure di resistenza vengono di norma eseguite ed annotate ogni 20 cm. di penetrazione.

Il penetrometro utilizzato è fornito di punta telescopica con manicotto (detta anche punta Begemann).

Il dispositivo di misura è costituito da una cella di carico con display analogico. Sopra la punta è posto un manicotto per la misura dell'attrito laterale. Le dimensioni della punta e del manicotto sono standardizzate e precisamente:

- diametro di base del cono: 37.5 cm.;

- angolo di apertura del cono: 60°.

Il manicotto ha una superficie laterale compresa tra 150 e 200 cmq.

Le aste cave hanno il diametro esterno di 36 mm.

Sulle aste cave può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito del terreno lungo la batteria e facilitare l'infissione a parità di spinta disponibile.

L'anello allargatore, quando usato, deve essere posto almeno ad 1.0 mt. sopra la punta.

Le aste interne, a sezione piena, devono avere un diametro di 0.5 ÷ 1.0 mm. minore di quello interno delle aste cave e devono scorrere senza attriti all'interno delle aste cave;

Le estremità delle aste interne devono essere ortogonali all'asse dell'asta stessa.

Con la punta Begemann vengono rilevate ogni 20 cm.:

➤ la resistenza all'avanzamento della sola punta - **R<sub>p</sub>** -;

➤ La resistenza alla punta più resistenza per attrito locale sul manicotto - **R<sub>p</sub> + R<sub>l</sub>** -;

➤ La resistenza totale all'avanzamento delle aste cave e della punta - **R<sub>t</sub>** -.

La documentazione comprende in questo caso copia delle letture alla cella di carico delle tre grandezze sopra menzionate ed i grafici:

**R<sub>p</sub> / profondità;**

**R<sub>l</sub> / profondità;**

**R<sub>p</sub>+R<sub>l</sub> / profondità.**

Le prove non vengono di norma spinte oltre la profondità di 50 metri dal piano campagna.

La prova deve essere sospesa e la batteria di aste estratta se la resistenza totale, od alla punta o al manicotto è tale da non consentire un ulteriore avanzamento.

Nel caso specifico, le prove statiche hanno raggiunto la profondità massima di 24.60 mt. dal piano campagna attuale per effetto della presenza di ghiaie a notevole grado di addensamento.

#### **- HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio)**

La metodologia, chiamata anche tecnica di Nakamura (1989), è stata introdotta da Nogoshi e Igarashi (1971) sulla base degli studi di Kanai e Tanaka (1961).

Questa tecnica si basa essenzialmente sul rapporto spettrale H/V di rumore ambientale (seismic noise) e permette di valutare gli effetti di sito.

La tecnica proposta da Nakamura assume che i microtrempi (il cosiddetto rumore di fondo registrabile in qualunque momento posizionando un sensore sismico sul terreno) consistano principalmente di un tipo di onde superficiali, le onde di Rayleigh, che si propagano in un singolo strato sofficie su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito.

Per l'applicazione e l'interpretazione di questa tecnica è fondamentale una buona conoscenza dell'ingegneria sismologia combinata con un background di informazioni relative alle caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche del sito.

*Questa tecnica presenta il vantaggio di poter essere adoperata pressoché ovunque, purché siano garantite l'assenza di forti vibrazioni indotte da attività umane nelle vicinanze del punto di misura.*

*Il metodo è generalmente applicato per studi di microzonazione e per valutare la risposta sismica locale.*

*Questa tecnologia è stata oggetto del progetto di ricerca SESAME (Site EffectS assessment using AMbient Excitations) ed a questo si rimanda per le linee guida della tecnica H/V spectral ratio.*

*La sismica passiva a stazione singola fornisce informazioni sui terreni d'indagine relativamente alle frequenze naturali e di risonanza.*

### **- Basi teoriche**

*Le basi teoriche dell' HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) in un sistema stratificato in cui I parametric variano solo con la profondità (1-D) è abbastanza semplice.*

*Si consideri un sistema in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità ( $p_1$  e  $p_2$ ) e le diverse velocità delle onde sismiche ( $V_1$  e  $V_2$ ).*

*Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dall'orizzonte che separa i due strati e questa una volta riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente ( $\lambda$ ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore  $h$  del primo strato.*

*In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a:*

$$f_r = V_{P1} / (4h)$$

*mentre quella relativa alle onde S è:*

$$f_r = V_{S1} / (4h)$$

*Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati.*

*Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore  $h$  degli strati.*

*Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto, ma la prassi di usare il rapporto degli spettri orizzontali e quello verticale piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce una importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumori di fondo più o meno alto.*

*La normalizzazione, che rende più semplice l'interpretazione del segnale, è alla base della popolarità del metodo.*

*Si rileva inoltre come i microtromori siano solo in parte costituiti dalle onde di volume, P o S, e in misura molto maggiore da onde superficiali, in particolari da onde di Rayleigh (Lachet e Bard, 1994).*

*Tuttavia ci si può ricondurre a risonanza delle onde di volume poiché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva di queste ultime e poiché la velocità delle onde di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.*

*L'applicabilità pratica della semplice formula sopra riportata relativa alle onde S è stata già dimostrata in molti studi sia nell'ambito della prospezione geofisica sia nell'ambito ingegneristico.*

*Poiché la situazione illustrata è tipica delle coltri sedimentarie sovrastanti basamenti rocciosi, il metodo HVSR è parso immediatamente applicabile alla determinazione dello spessore delle coltri sedimentarie (Ibs-Von Seht e Wohleberg, 1999).*

#### **- Attrezzature e modalità**

*La misura prevede la registrazione, senza utilizzo di alcuno strumento di energizzazione del terreno, del microtremore sismico ambientale nel dominio del tempo, sulle tre componenti dello spazio attraverso il posizionamento di adeguati strumenti sismometrici costituiti da sensori tridimensionali.*

*Per queste misure è sconsigliato l'impiego di accelerometri, non sufficientemente sensibili a frequenze inferiori a 1 Hz, né accelerometri sismologici.*

*Essendo la stabilità una caratteristica fondamentale non sono impiegabili sismometri broadband con periodo naturale > 20 sec. In quanto richiedono lunghi tempi di stabilizzazione, come non sono raccomandabili sensori con frequenza naturale inferiore alla più bassa frequenza di interesse.*

*Indicativamente, la frequenza di sito è funzione diretta della vicinanza del bedrock dalla superficie topografica e dalla rigidità dei materiali.*

*Per l'installazione lo strumento di misura dovrà essere orientato secondo le direzioni geografiche (E ed W) e dovrà essere dotato di bolla sferica per il posizionamento mentre l'accoppiamento con la superficie dovrà essere diretto o assicurato con piedini o puntazze in terreni morbidi.*

*Bisognerà altresì fare attenzione alla presenza di radici, sottoservizi, vicinanza di edifici, vento, ecc.... in quanto creano disturbo nel segnale H/V inducendo una forte perturbazione a bassa frequenza.*

*Per uno studio di risposta del sito è consigliabile effettuare almeno tre misure per punto, possibilmente in tempi diversi durante la giornata, da cui derivare il valore di frequenza di risonanza.*

*La strumentazione di acquisizione presenta le seguenti specifiche:*

- *Trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza (<1-2 Hz);*
- *Amplificatori;*
- *Digitalizzatore;*
- *Frequenza di campionamento: > 50 Hz;*
- *Convertitore A/D (analogico/digitale) a 24 bit;*
- *Durata di registrazione: > 10 minuti;*
- *Collegamento al tempo GPS per la referenziazione temporale.*

### **- Elaborazione dati**

*L'elaborazione dei dati raccolti impiega un software in grado di consentire la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo mediante la tecnica dei rapporti spettrali secondo le linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using AMbient Excitations, 2005).*

*Il processing dei dati verte sul rapporto spettrale tra il segnale del sensore verticale e quelli orizzontali operando su finestre di selezione del segnale che dovranno essere non meno di 10 per un segnale complessivo utile non inferiore a 200 – 400 secondi.*

*I principali passi del processing sono i seguenti:*

- 1. FFT (incluso il tapering);*
- 2. operatore di smoothing (Konno & Ohmachi);*
- 3. merging dei componenti orizzontali;*
- 4. H/V Spectral Ratio per ogni finestra utilizzata (>10);*
- 5. valutazione della deviazione standard.*

*Le risultanze dell'elaborazione sono presentate mediante graficazione dei rapporti spettrali H/V delle varie componenti indicando il massimo del rapporto HVSR nel valore di  $f_0$  – Frequenza/e di risonanza e la sue deviazione standard.*

*Il risultato finale della prova presenta:*

- 1) i criteri di attendibilità della misura;*
- 2) i criteri di validità del picco di  $f_0$ ;*
- 3) i valori di soglia delle condizioni di stabilità;*
- 4) l'analisi dei criteri in particolare con verifica rispetto alle frequenze del sensore ed alla presenza di rumore di origine industriale;*
- 5) l'interpretazione di  $f_0$  e dello spettro H/V nei termini di caratteristiche del sito.*

*Per gli scopi e finalità dell'indagine le misure di HVSR offrono la possibilità di determinare:*

- 1). Valutazione dell'omogeneità del sito rispetto alla frequenza di risonanza;*
- 2). Spessori della coltre di copertura.*

### **- Frequenze**

*Per quanto riguarda la mappatura delle frequenze principali di risonanza, tale elaborazione permette di valutare il grado di omogeneità sulla risposta di sito relativamente alle frequenze dei materiali.*

*L'analisi di queste permette di definire il campo delle frequenze significative di risonanza da utilizzare direttamente nella progettazione degli edifici.*

### **- Spessori**

*L'assunzione di base è che, per un modello di suolo monodimensionale (stratificazione piana e parallela) costituito da sedimenti soffici sovrastanti il substrato, la frequenza di*

risonanza  $f_r$  dovuta alla propagazione di onde S incidenti perpendicolarmente la base del substrato è data dalla relazione:

$$T = \frac{4 * \sum_{I=1}^n h_i}{\sum_{I=1}^n V_{S_i} * h_i} * \frac{\sum_{I=1}^n h_i}{\sum_{I=1}^n h_i}$$

Dove  $h$  è lo spessore dello strato dei sedimenti e  $V_S$  dipende dalla velocità delle onde di taglio nel suo interno.

In base a tale relazione quindi, a partire da valori misurati di  $f_r$  e  $V_s$ , ricavati, è possibile stimare lo spessore della coltre sedimentaria di un bacino.

Tuttavia, non essendo sempre presente la misura di  $V_s$  come profilo sismico fino al bedrock geofisico, allora si può far riferimento alla relazione di Ibs-Von Seht e Wohleberg (1999).

Poiché l'andamento del log in  $V_s$  in terreni sedimentari è principalmente regolato dall'incremento del modulo di rigidità al crescere della pressione di confinamento e quindi della profondità, a partire da valori di  $V_s$  per la porzione più superficiale del terreno, è possibile estrapolare l'andamento delle  $V_s$  a profondità più elevate tramite l'impiego di relazioni empiriche.

A questo scopo Ibs-Von Seht e Wohleberg (1999) suggeriscono la seguente funzione:

$$V_s = V_0 (1 + Z)^a$$

dove  $V_0$  è la velocità al tetto dello strato ed "a" un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione, ecc...).

Questa relazione, combinata con la precedente, consente infatti la stima dello spessore della coltre di sedimenti soffici:

$$Z = \frac{V_0 (1-a)^{1/(1-a)}}{4 f_r} + 1 - 1$$

Nei casi più complessi è possibile invertire le curve HVSR creando una serie di modelli teorici da confrontare con quello sperimentale fino a considerare ottimale il modello teorico più prossimo alle curve sperimentali.

Per l'inversione delle curve si può far riferimento alle procedure descritte in Arai e Tokimatsu (2004) usando il modo fondamentale delle onde di Rayleigh e Lowe.

#### **- ESAC (indagine sismica in array 2D)**

*Il metodo d'indagine ESAC (Aky, 1959) si basa sul principio secondo il quale la funzione di correlazione media tra le registrazioni di un rumore isotropo effettuate su sensori verticali distribuiti nelle diverse direzioni a parità di distanza "r" da un sensore centrale, ha una funzione nota (funzione di Bessel di ordine 0). La forma di questa funzione di Bessel ad una data frequenza ed una data distanza "r" è controllata dal valore della velocità di fase.*

*Nelle indagini eseguite sono state utilizzate delle configurazioni geometriche 2D e spaziature variabili tra i sensori. Il risultato del metodo ESAC è una curva di dispersione effettiva che rappresenta una combinazione delle diverse curve modali valutate in base al loro specifico contenuto energetico del sito; il vantaggio, soprattutto in presenza di inversioni di velocità o di forti contrasti di impedenza sismica, è di non dover identificare i vari modi di vibrazione.*

#### **4.- STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO**

*Al fine di valutare l' esatta successione stratigrafica dei terreni, ci si è avvalsi dei risultati forniti complessivamente dall' esecuzione n° 5 prove **penetrometriche statiche (C.P.T.)** ubicate come da planimetria allegata.*

*La ricostruzione della sequenza litologica dell' area si è poi avvalsa di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt. dal p.c. effettuati nel corso di un precedente lavoro commissionato a codesto Studio (Settembre ÷ Ottobre 2010).*

*I risultati hanno evidenziato una stratigrafia così schematizzabile:*

##### **- C.P.T. n° 1.**

- dal p.c. a – 1.60 mt. : Terreno vegetale limo – argilloso, alterato.*
- da – 1.60 a – 23.8 mt. : Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore, sparse.*
- da – 23.8 mt. alle profondità investigate : Ghiaie eterometriche e sabbie con intercalazioni limose, argillose e sabbiose, sparse.*

##### **- C.P.T. n° 2.**

- dal p.c. a – 1.20 mt. : Terreno vegetale limo – argilloso, alterato.*



- da - 1.20 mt. alle profondità investigate : Alternanza di livelli limosi e limo - argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo - sabbiose di limitato spessore, sparse.

**- C.P.T. n° 3.**

- dal p.c. a - 1.20 mt. : Terreno vegetale limo - argilloso, alterato.

- da - 1.20 mt. alle profondità investigate : Alternanza di livelli limosi e limo - argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo - sabbiose di limitato spessore, sparse.

**- C.P.T. n° 4.**

- dal p.c. a - 1.40 mt. : Terreno vegetale limo - argilloso, alterato.

- da - 1.60 a - 11.0 mt. : Alternanza di livelli limosi e limo - argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo - sabbiose di limitato spessore, sparse.

- da - 11.0 a - 11.6 mt. : Intervallo ghiaioso - sabbioso

- da - 11.6 a - 15.2 mt. : Alternanza di livelli limosi e limo - argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo - sabbiose di limitato spessore, sparse.

- da - 15.2 mt. alle profondità investigate : Ghiaie eterometriche e sabbie con intercalazioni limose, argillose e sabbiose, sparse.

**- C.P.T. n° 5.**

- dal p.c. a - 1.40 mt. : Terreno vegetale limo - argilloso, alterato.

- da - 1.40 mt. alle profondità investigate : Alternanza di livelli limosi e limo - argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo - sabbiose di limitato spessore, sparse.

*Per una visione di dettaglio si rimanda ai grafici penetrometrici / logs stratigrafici allegati a fine relazione.*

*Nei fori di sondaggio, in sede di indagine geognostica (Dicembre 2018), e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico alla profondità di - 2.10 ÷ 2.40 mt. dall'attuale p.c.*

*Tale livello e', comunque, da considerare relativo esclusivamente alla stagione attuale poiché, data la situazione topografica e la sensibile permeabilità dei terreni superficiali, nel corso dell' anno e delle varie situazioni meteorologiche si potranno avere variazioni anche rilevanti e relativamente veloci.*

*Come in precedenza ricordato, onde consentire una migliore ricostruzione lito - stratigrafica dell'area, sono state tracciate n° 2 sezioni piano - altimetriche ubicate come da planimetria allegata.*

## **5.- IDROGRAFIA**

*Nei fori di sondaggio delle prove penetrometriche, in sede di indagine geognostica, come sopra menzionato, e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico alla profondità di - 2.10 ÷ 2.40 mt. dall'attuale p.c.*

*Tale livello e', comunque, da considerare relativo esclusivamente alla stagione attuale poiché, data la situazione topografica e la sensibile permeabilità dei terreni superficiali, nel corso dell' anno e delle varie situazioni meteorologiche si potranno avere variazioni anche rilevanti e relativamente veloci.*

*Per quanto riguarda l'idrografia di superficie l'area è posta a NW rispetto all'asse di deflusso del Torrente Uso.*

*Il reticolo idrografico superficiale risulta molto più diffuso nelle piane alluvionali del predetto corso d'acqua rispetto a quello del Fiume Marecchia, per via della minore infiltrabilità dei terreni di superficie (prevalentemente argilloso - limosi) mentre per la piana alluvionale del Marecchia (che presenta estesi affioramenti di terreni ghiaiosi e sabbiosi) è molto più localizzato.*

*I maggiori corsi d'acqua presenti nel conoide del fiume Uso sono il Rio Salto, affluente in sinistra dell'Uso, il Rio Campetti ed il Rio Roveto.*

*Per il corso d'acqua di maggior rilevanza (in prossimità dell'area d'interesse) - Torrente Uso - sono state cartografate (nell'ambito della Tav. 4 del P.S.C. vigente è riportata in stralcio -, anche le aree esondabili. Le aree esondabili dell' Uso (così come quelle del Fiume Marecchia), sono state riprese dal PAI e dal PTCP provinciale e sono riferite a tempi di ritorno di 200 anni.*

## **6.- GEOTECNICA**

### **6.1.- Opere di fondazione**

*Stante il carattere preliminare dello studio, verranno di seguito esposte due ipotesi di fondazione, generiche ed arbitrarie, delle quali saranno discussi i relativi aspetti di portanza e previsione dei cedimenti derivanti dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche condotte nell'intorno.*

*I risultati così ottenuti rispecchiano valori puramente indicativi che andranno necessariamente ricalcolati adeguandoli all'effettivo dimensionamento strutturale delle opere in progetto.*

*In particolare, in fase di progetto esecutivo, andranno meglio determinati:*

- *i parametri di resistenza al taglio e coesione, per il calcolo della portanza e del modulo edometrico, per la valutazione dei cedimenti;*
- *il grado di addensamento delle ghiaie rinvenibili in profondità;*
- *la dimensione media dei granuli delle ghiaie unitamente al loro grado di addensamento e presenza in percentuale di matrice, per la stima definitiva degli eventuali rischi di liquefazione dei terreni;*
- *il modulo elastico per la definizione del comportamento dei terreni di sottofondo all'imposizione dei carichi.*

*In prima approssimazione si ritiene che possano venire adottate, per il fabbricato in ampliamento, fondazioni superficiali del tipo a plinti, debitamente collegati da un reticolo di travi rovesce che ne garantiscano l'irrigidimento, o, in sub-ordine a reticolo di travi rovesce, debitamente irrigidite, entrambe impostate ad una profondità di - 1.50 mt. dall'attuale piano campagna.*

*Ovviamente una verifica a livello geotecnico andrà fatta in fase di progettazione e a tal fine si renderà necessaria una opportuna integrazione alla campagna geognostica, con sondaggi e/o prove penetrometriche statiche ubicate all'estremità del manufatto e/o eventualmente raffittite qualora si rinvenissero disomogeneità litologiche importanti. La parametrizzazione geotecnica del terreno andrà verificata a mezzo opportune analisi di laboratorio su campioni indisturbati di terreno opportunamente prelevati.*

## **6.2.- Modello geotecnico**

*In base alla ricostruzione sommaria risultante delle prove eseguite è stato definito il seguente modello geotecnico:*

**Terreno vegetale limo-argilloso, alterato. Dal p.c. a -1.20 ÷ 1.60 mt.:**

*Angolo di attrito interno c.d.*

*Valore caratteristico*

$$Xk\phi = 18^\circ$$

*Coesione drenata*

$$C' = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$$

*Peso di volume*

$$Y = 1.9 \text{ Kg/cm}^3$$

*Peso di volume immerso*

$$Y' = 0.9 \text{ Kg/cm}^3$$

*Angolo di attrito*

$$\phi_u = 0^\circ$$

*Coesione in sforzi totali*

*Valore caratteristico*

$$Xkcu = 0.26 \text{ Kg/cm}^2$$

*Modulo edometrico*

$$Eed = 23.45 \text{ Kg/cm}^2$$

*Modulo elastico*

$$Ei = 27.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Modulo Poisson	$Mv = 0.21$
Modulo di Winkler	$W = 1.0 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 3.32 \cdot 10^{-7} \text{ cm/sec.}$

**Alternanza di livelli limosi e limo - argillosi ed argille limose a vario grado di consistenza con intercalazioni limo - sabbiose di limitato spessore. Da -1.20 ÷ 1.60 mt. a -11.00 (CPT n° 4) ÷ 23.80 mt.:**

Angolo di attrito interno c.d.	
Valore caratteristico	$Xk\phi = 21.0^\circ$
Coesione drenata	
Valore caratteristico	$Xkc' = 0.084 \text{ Kg/cm}^2$
Peso di volume	$Y = 1.9 \text{ Kg/cm}^3$
Peso di volume immerso	$Y' = 0.9 \text{ Kg/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi_u = 0^\circ$
Coesione in sforzi totali	
Valore caratteristico	$Xkcu = 0.63 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo edometrico	$Eed = 42.12 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo elastico	$Ei = 45.21 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo Poisson	$Mv = 0.32$
Modulo di Winkler	$W = 3.2 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 5.73 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec.}$

**Intervallo ghiaioso - sabbioso (CPT n° 4). Da -11.0 ÷ 11.60 mt.:**

Valore caratteristico	$Xk\phi = 32^\circ$
Coesione drenata	$C' = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$
Peso di volume	$Y = 1.9 \text{ Kg/cm}^3$
Peso di volume immerso	$Y' = 0.9 \text{ Kg/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi_u = 0^\circ$
Coesione in sforzi totali	
Valore caratteristico	$Xkcu = 1.49 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo edometrico	$Eed = 155.70 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo Poisson	$Mv = 0.37$
Modulo di Winkler	$W = 3.1 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 4.27 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec.}$

**Alternanza di livelli limosi e limo - argillosi ed argille limose a vario grado di consistenza con intercalazioni limo - sabbiose di limitato spessore. Da -11.60 ÷ 15.20 mt. (CPT n° 4):**

Angolo di attrito interno c.d.	
Valore caratteristico	$Xk\phi = 23.0^\circ$

<i>Coesione drenata</i>	
<i>Valore caratteristico</i>	$Xkc' = 0.12 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Peso di volume</i>	$Y = 1.9 \div 2.0 \text{ Kg/cm}^3$
<i>Peso di volume immerso</i>	$Y' = 0.9 \div 1.0 \text{ Kg/cm}^3$
<i>Angolo di attrito</i>	$\phi_u = 0^\circ$
<i>Coesione in sforzi totali</i>	
<i>Valore caratteristico</i>	$Xkcu = 0.79 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Modulo edometrico</i>	$Eed = 76.12 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Modulo elastico</i>	$Ei = 80.21 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Modulo Poisson</i>	$Mv = 0.35$
<i>Modulo di Winkler</i>	$W = 3.4 \text{ Kg/cm}^3$
<i>Permeabilità</i>	$K = 4.32 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec.}$

***Ghiaie eterometriche medio – fini in matrice sabbioso – limosa. Addensate. (CPT n° 1 > 23.80 mt.; CPT n° 4 > 15.20 mt.):***

<i>Valore caratteristico</i>	$Xk\phi = 35^\circ$
<i>Coesione drenata</i>	$C' = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Peso di volume</i>	$Y = 1.9 \text{ Kg/cm}^3$
<i>Peso di volume immerso</i>	$Y' = 0.9 \text{ Kg/cm}^3$
<i>Angolo di attrito</i>	$\phi_u = 0^\circ$
<i>Coesione in sforzi totali</i>	
<i>Valore caratteristico</i>	$Xkcu = 2.04 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Modulo edometrico</i>	$Eed = 155.70 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Modulo Poisson</i>	$Mv = 0.37$
<i>Modulo di Winkler</i>	$W = 3.1 \text{ Kg/cm}^3$
<i>Permeabilità</i>	$K = 2.31 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec.}$

*Come ribadito in precedenza, i risultati così sopra indicati rispecchiano valori puramente indicativi che andranno necessariamente verificati sulla base della campagna geognostica da eseguirsi, adeguandoli all'effettivo dimensionamento strutturale delle opere in progetto.*

## **7.- NORME SISMICHE**

### **7.1- Il quadro normativo di riferimento**

*Allo stato attuale la normativa di riferimento in materia sismica risulta essere il D.M. 17 gennaio 2018 recante "norme tecniche per le costruzioni", entrata in vigore a partire dal 22 marzo 2018.*

*La classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna introdotta ai sensi del punto 3 dell'Allegato 1 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.*

3274 del 20 maggio 2003, prevede che il territorio nazionale sia suddiviso in quattro zone sismiche, caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione ( $a_g$ ).

Nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formulazione degli elenchi delle medesime zone" all'allegato 1.A" sono individuate quattro zone sismiche orizzontale massima convenzionale su suolo di tipo A, ai quali ancorare lo spettro di risposta elastico.

Ciascuna zona è individuata mediante valori di accelerazione massima al suolo  $a_g$  con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da  $V_{s30} > 800$  m/s secondo lo schema seguente. I valori di accelerazione delle quattro zone sismiche sono maggiormente specificati rispetto all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 secondo la schema di seguito proposto (tabella 7.1.1):

**Tabella 7.1.1: Valori di accelerazione al suolo  $a_g$**

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ ) – OPCM 3519	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ( $a_g$ ) – OPCM 3472
1	$0.25 < a_g \leq 0.35_g$	$0.35_g$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25_g$	$0.25_g$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15_g$	$0.15_g$
4	$\leq 0.05_g$	$0.05_g$

Di seguito si riportano le classificazioni della sismicità dei comuni interessati dagli interventi in base alle vecchie normative e ovviamente anche in base alla nuova e vigente classificazione proposta dall'OPCM 3274/2003 e s.m.i (tabella 7.1.2).

**Tabella 7.1.2. Classificazione della sismicità del comune e valore dell'accelerazione al suolo  $a_g$**

Zona	Classificazione sismica (Decreti fino al 1984)	Classificazione sismica OPCM 3274/2003	$a_g$
Santarcangelo	II	2	$0.25_g$

### 7.2.1.- Azione sismica di progetto

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, 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 ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:*

*ag accelerazione orizzontale massima al sito;*

*Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.*

*T\*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.*

*In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di ag ,Fo e T\*C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.*

*Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria del sottosuolo e topografica, è quindi definito mediante l'accelerazione massima (Amax) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa.*

*Nel caso oggetto di studio si ha:*

$$S = S_s * S_t = 1.420 * 1.000 = 1.420$$

$$A_{g_{max}} = A_g * S = 0.185 * 1.420 = 0.263$$

### **7.3.- Opere di fondazione - carico ammissibile**

*Poiché in questa sede ci si limita a fornire un parere circa l'edificabilità del comparto individuando nel contempo le condizioni di pericolosità del territorio, verranno di seguito esposte due ipotesi di fondazione, generiche ed arbitrarie, delle quali saranno discussi i relativi aspetti di portanza e previsione dei cedimenti derivanti dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche condotte all'interno del comparto in oggetto.*

*Si sono ipotizzate, per i manufatti in esame, **fondazioni superficiali del tipo a plinti, debitamente irrigiditi da cordoli di collegamento, o, in sub-ordine a reticolo di travi rovesce, debitamente irrigidite, entrambe impostate ad una profondità non inferiore a – 1.50 mt. dall'attuale piano campagna.***

*Il sistema fondale proposto, particolarmente rigido, permette di ovviare alle mediocri caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione, alle particolari caratteristiche di flessibilità del sottosuolo e della struttura ed alle escursioni stagionali del livello freatico.*

Sulla base dei risultati forniti dall' esecuzione delle prove penetrometriche effettuate nell'intorno dell'area in esame, correlabili ai valori di  $N_{SPT}$ , si sono desunti i parametri geotecnici in precedenza indicati.

I risultati così ottenuti rispecchiano valori puramente indicativi che andranno necessariamente ricalcolati adeguandoli all'effettivo dimensionamento strutturale delle opere in progetto.

La valutazione di capacità portante è stata quantificata in termini di parametri geotecnici medi stanti la rigidità della fondazione, del modesto incremento di carico trasmesso e l'eterogeneità dei litotipi sottostanti il piano di fondazione, che in termini di verifiche degli SLU dettati dalle nuove norme.

In prima analisi è stato valutato lo spessore d'influenza e rottura del terreno; il volume (o spessore) di terreno interessato dalla eventuale superficie di rottura è "grande".

Parimenti, la struttura di fondazione è sufficientemente rigida da distribuire i carichi sulle porzioni di terreno più resistenti.

Utilizziamo la media dei dati che è anche una media ponderata del  $\phi$  nello spessore d'influenza.

In fase di calcolo  $\theta$  stato adottato un fattore d'influenza pari a 2 B.

Dall'elaborato riportato in allegato si ricava il  $\phi$  di progetto =  $\phi$  caratteristico con fattore di sicurezza parziale.

Utilizziamo il  $\phi$  di progetto nella formula di Hansen (1970) senza inserire il fattore di sicurezza globale.

In alternativa, si fornisce un modello geologico e geotecnico allo Strutturista nel qual modello ad ogni strato vengono assegnati i parametri geotecnici medi caratteristici, competenti.

Tali valori sono validi esclusivamente per la porzione di terreno sottostante le fondazioni.

Stato Limite	Tr (anni)	$A_g(g)$	Fo	Tc* (s)
S.L. Operatività (SLO)	30	0.053	2.450	0.268
S.L. Danno (SLD)	50	0.067	2.444	0.285
S.L. Salvaguardia Vita (SLV)	475	0.185	2.484	0.303
S.L. Prevenzione Collasso (SLC)	975	0.243	2.493	0.316

### Coefficienti sismici – Determinazione

a)- Categoria sottosuolo: C;

b). Categoria topografica: T1.

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.42	1.34
Cc Coefficiente funz. Categoria	1.62	1.59	1.56	1.54



<i>St Amplificazione topografica</i>	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>Kh</i>	0.016	0.020	0.063	0.091
<i>kv</i>	0.008	0.010	0.032	0.046
<i>Amax (m/sec<sup>2</sup>)</i>	0.782	0.991	2.577	3.188
<i>B</i>	0.200	0.200	0.240	0.280

*Per valutazioni inerenti capacità portanti e relativi cedimenti di plinti di fondazione, si rimanda alla relazione geotecnica a firma dello Strutturista.*

## **8.- INDIVIDUAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SITO.**

*In alternativa ai metodi analitici per quanto concerne i fenomeni di amplificazione sismica si può far riferimento a scenari geologici predeterminati.*

*A tal proposito Provincia di Rimini e Regione Emilia Romagna per evidenziare gli effetti di sito in caso di eventi sismici, hanno sottoscritto recentemente un protocollo d'intesa finalizzato all'individuazione degli scenari "tipo".*

*Al fine di prevenire e ridurre il rischio sismico nell'ambito della formazione di strumenti urbanistici, si farà riferimento alla "Indagine Sismica Preliminare" di cui alla delibera del Consiglio Regionale n° 2407 del 02.02.1984.*

*In particolare si potrà far riferimento alla scheda riepilogativa che ha redatto la Provincia di Rimini allegata alla propria nota del 05.12.2005 prot. n° 64066, nella quale si riassumono le caratteristiche fisiche del territorio che possono dare origine ad effetti di sito ed instabilità dei terreni in caso di eventi sismici.*

*Il Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto 14.09.2005, dell'OPCM e dell' EC8, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:*

- A- Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 metri;*
- B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s;*
- C- Depositì di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s;*
- D- Depositì di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 mt.*

caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s;

**E- Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 mt.**

Pertanto, con riferimento alla nota della Provincia di Rimini, l'area in oggetto per proprie caratteristiche fisiche e geomorfologiche, può essere classificata come:

**Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s; – categoria del suolo: C.**

Nelle definizioni precedenti  $V_{Seq}$  è la velocità media di propagazione entro 30 mt. di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S_i}}} \quad [m/s]$$

dove :

$h_i$  = spessore (in metri) dell'i-esimo strato;

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

$N$  = numero di strati;

$H$  = profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da  $V_s$  non inferiore a 800 m/sec.

Inoltre, ai fini dell'applicazione delle norme, il territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A. I valori di  $a_g$  espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di $a_g$
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

Tra i parametri geotecnici la cui conoscenza è fondamentale, vi è il modulo di taglio  $G_0$ .

Tale parametro rappresenta la rigidità iniziale del terreno, cioè nell'istante immediatamente precedente il terremoto ed è quindi una misura della rigidità del terreno nel suo stato naturale.

Tale parametro è legato alla velocità delle onde S dalla relazione:

$$G_0 = P V_s^2$$

dove  $P$  è la densità del terreno.

La misura di  $G_0$  può essere diretta od indiretta e può essere effettuata con prove dinamiche in sito e in laboratorio (monotoniche e cicliche).

Le prove in sito forniscono in genere risultati più affidabili per via del disturbo dei campioni, particolarmente elevato soprattutto nei terreni sabbiosi.

La misura indiretta può essere ottenuta o attraverso la misura delle onde P (con prove sismiche a riflessione o a rifrazione) oppure utilizzando correlazioni empiriche, semplici o multiple, che legano  $G_0$  (o  $V_s$ ) ad alcuni parametri geometrici (profondità del deposito o geotecnici desunti da prove in sito (numero dei colpi della prova SPT, resistenza alla punta da prove CPT, pressione di confinamento) – o da prove di laboratorio (pressione di confinamento, indice dei vuoti, indice di plasticità, grado di consolidazione).

In questa sede, la velocità di  $V_{S30}$  è calcolata è stata calcolata partendo da n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC) eseguite sul lotto in esame i cui elaborati grafici sono allegati alla presente relazione.

Relativamente al profilo di  $V_s$  con la profondità e alla determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, mediante la ricostruzione delle  $V_{s30}$  emerge un valore di  $V_{S30}$  (modello medio) pari 245 m/sec.

### **8.1.- Commento sul profilo delle velocità**

Ogni sito è caratterizzato da una propria frequenza di risonanza fondamentale che può andare da millesimi di Hz a decine di Hz, in particolare in questo caso si è misurata una frequenza massima di picco pari ad Hz 1.0 (valore medio).

L'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico standard è invece compreso tra 0.5 – 10 Hz (corrispondenti alle frequenze principali di strutture approssimativamente da 30 a 1 piano). Essendo dunque l'intervallo di frequenze del sottosuolo più esteso di quello possibile per le strutture, alcune frequenze del sottosuolo possono essere trascurate ai fini della progettazione in zona sismica in quanto non comportano aggravii particolari per le strutture standard.

Poiché la coincidenza di risonanza tra suolo e struttura comporta un aggravio nell'ampiezza dell'imput sismico, la condizione ideale è che la frequenza della struttura sia inferiore rispetto a quella del sottosuolo, tuttavia quando questa condizione non può

*essere rispettata, è raccomandabile che la struttura venga progettata con frequenze proprie principali maggiori di almeno il 40% dei valori segnalati per il sottosuolo.*

*Nel caso specifico, sulla base dell'indagine geofisica condotta, si evidenzia la presenza di deboli contrasti d'impedenza ( $2 < H/V < 3$ ) in caso di moto sismico.*

*La frequenza caratteristica di risonanza del sito risulta  $\approx 1.0$  Hz.*

*Tale frequenza rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento dell'edificio in quanto consente di adottare adeguate precauzioni nell'edificare la struttura avente la stessa frequenza di vibrazione del terreno onde evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericoloso per la stabilità dello stesso.*

## **9.- VERIFICA A LIQUEFAZIONE**

*L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha diffuso, nell'ambito del Progetto DISS3, le informazioni riguardanti la distribuzione spaziale e le caratteristiche sismico – tettoniche delle sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale.*

*Più nel dettaglio la banca dati DISS 3.1 indica che il territorio di Rimini si colloca a Sud Ovest di due aree sismogenetiche: la ITCS 039 – "Riminese onshore" e la ITCS 030 – "Riminese onshore".*

*A queste aree sismogenetiche vengono attribuite le magnitudo massime di  $M_W = 5.7$  per la prima e  $M_W = 5.9$  per la seconda e dunque l'area è caratterizzata da terremoti storici che hanno raggiunto elevate intensità.*

*Pertanto l'area in oggetto entro 50 Km. risulta interessata storicamente da epicentri sismici di intensità significativa e si può considerare la pericolosità sismica generale sul valore "medio – alto".*

*Per quanto sopra enunciato, le verifiche della probabilità di liquefazione e dei cedimenti post sismici si dovrebbe assumere una magnitudo di riferimento riferita al suolo e quindi ottenuta dai dati di disaggregazione e non dall'intensità della sorgente sismogenetica che in questo caso è pari a  $M_W = 5.9$  se non conoscendo le relazioni di attenuazione locale in funzione della distanza dell'epicentro.*

*La zona oggetto di studio, come in precedenza ricordato, è caratterizzata dalla presenza, di depositi granulometricamente compresi tra limi ed argille con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore e, a ridotta profondità, ghiaioso – sabbiose a notevole grado di addensamento.*

*Si e' quindi provveduto a verificare la possibilità di liquefazione secondo metodi semplificati utilizzando nel particolare quelli proposti da **Robertson e Wride (1997)** e dall'**Eurocodice 8 (ENV 1998-5)**.*

Preliminarmente viene fornita un'introduzione inerente i singoli metodi focalizzando poi l'attenzione (e le verifiche) sui due summenzionati.

I metodi semplificati 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 sono:

- 1 Metodo di Seed e Idriss (1982);
- 2 Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);
- 3 Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);
- 4 Metodo di Finn (1985);
- 5 Metodo di Cortè (1985);
- 6 Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);
- 7 Metodo di Andrus e Stokoe (1998);
- 8 Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);
- 9 Metodo basato sull'OPCMN. 3472 (2003).

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza  $z$  (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità  $z$  è dato da:

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

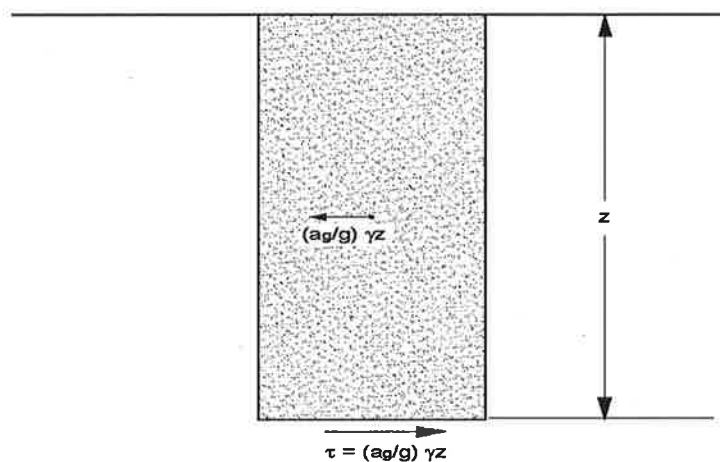
dove  $a_g$  è l'accelerazione massima in superficie,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $\gamma$  il peso di volume secco del terreno.

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  $\tau_{av}$  anziché ad un valore massimo  $\tau_{max}$  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 3** – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

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. 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. 4) 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:

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

dove  $\sigma'_{vo}$  è la pressione verticale effettiva,  $P_a$  la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di  $\sigma'_{vo}$  ed  $n$  un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 5).

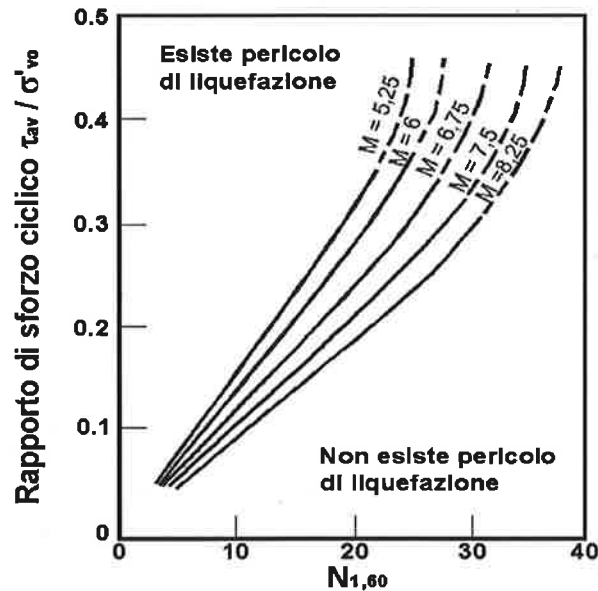


Figura 4 – Correlazione fra CSR e  $N_{1,6}$

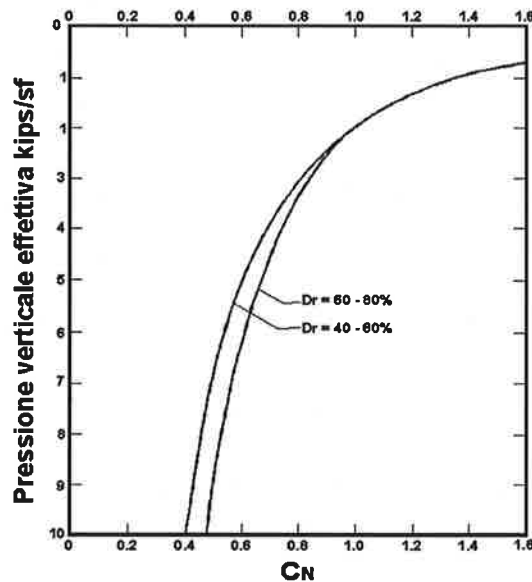


Figura 5 – Coefficiente correttivo  $C_N$

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  $F_S \leq 1$  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



$$\begin{aligned}
 F &= 1 - F_S && \text{per } F_S \leq 1 \\
 F &= 0 && \text{per } F_S > 1 \\
 W(z) &= 10 - 0,5z
 \end{aligned}$$

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:

a) per terreni con  $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

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

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

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

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
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Il 'metodo di Tokimatsu e Yoshimi' (1983) per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

$$(2.2) \text{CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d r_n$$

dove viene introdotto un coefficiente correttivo  $r_n$  funzione della magnitudo  $M$ .

$$(2.3) r_d = 0,1(M-1)$$

Invece la resistenza alla liquefazione viene calcolata, confrontando risultati di prove triassali cicliche con dati di prove SPT, con la seguente espressione:

$$(2.4) CRR = a C_r \left[ \frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{100} + \left( \frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right]$$

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

$\Delta N_f = 0$  per sabbie pulite e  $\Delta N_f = 5$  per sabbie limose

$$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{vo} + 0,7)] N_m$$

$C_s$  è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di  $FS > 1,5$  per le sabbie medio-sciolte e  $FS > 1,3$  per le sabbie medio-dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di Norme Sismiche Italiane avanzata dal CNR nel 1984.

Correlazioni della resistenza alla liquefazione con la magnitudo vengono proposte da Finn (1985) e Cortè (1985). Il primo propone un'espressione di CRR in funzione della magnitudo  $M$  e del numero dei colpi corretto  $N_{1,60}$ :

$$(2.5) CRR = \frac{N_{1,60}}{12,9 M - 15,7}$$

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

c) per terreni con  $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.6) CRR = A \left\{ \left[ \frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,258 \log_{10} \left( \frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\}$$

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

$$(2.7) CRR = A \left\{ \left[ \frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,0567 \right\}$$

Il coefficiente  $A$  assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del sisma e quindi del **numero di cicli equivalenti** che variano a loro volta fra 5 e 20.

In questi due ultimi metodi ovviamente il rapporto di sforzo ciclico è dato dalla (1.2). Il 'metodo di Robertson e Wride utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo  $IC$  che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(2.8a) I_c = \left[ (3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$(2.8b) Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$(2.8c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100$$

dove

$q_c$  è la resistenza alla punta misurata

$Pa$  è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di  $\sigma'_{vo}$

$f_s$  è l'attrito del manicotto

$n$  è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume  $n = 1$ , come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di  $I_C$  con la (2.8a).

Se  $I_C > 2,6$  il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se  $I_C \leq 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e  $I_C$  deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2.9) Q = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume  $n = 0,5$ .

Se è ancora  $I_C \leq 2,6$ , significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece  $I_C > 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso.  $I_C$  deve essere nuovamente ricalcolato con la (2.8a) ponendo  $n = 0,75$ .

Calcolato  $I_C$ , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata  $q_c$  mediante la seguente espressione:

$$(3.0) q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove  $n$  è lo stesso del calcolo di  $I_C$ .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(3.1a) (q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$(3.1b) K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(3.2a) (q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$(3.2b) \Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove  $K_c$  dipende dal contenuto di fine,  $FC$  (%):

$$\begin{aligned} K_c &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ K_c &= 0,0267(FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ K_c &= 0,8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

$FC$  (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$(3.3) FC (\%) = 1,75 (I_c)^{3,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 ( $CRR_{7,5}$ ) si calcola con le espressioni seguenti:

se  $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$(3.4) CRR = 0,833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05$$

se  $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$(3.5) CRR = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08$$

Il rapporto di sforzo ciclico  $CSR$  si calcola con la (1.3) e  $MSF$  come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente  $r_d$  è calcolato mediante la seguente procedura:

se  $z < 9,15$  m

$$(3.6a) r_d = 1,0 - 0,00765 z$$

se  $9,15 \leq z < 23$  m

$$(3.6b) r_d = 1,174 - 0,00267 z$$

dove  $z$  è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione ( $V_S$ ).

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

$$(3.7) V_{S1} = V_S \left( \frac{100}{\sigma_{vo}} \right)^{0,25}$$

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

$$(3.8) CRR = 0,03 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[ \frac{1}{(V_{S1})_{cs} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{cs}} \right]$$

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

$$\begin{array}{ll} (V_{S1})_{CS} = 220 & \text{per } FC \leq 5\% \\ 220 < (V_{S1})_{CS} \leq 200 & \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ (V_{S1})_{CS} = 200 & \text{per } FC > 35\% \end{array}$$

Il fattore di correzione della magnitudo  $MSF$  viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

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:

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

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

Tabella 3

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 $S (M > 5,5)$	Spettri di Tipo 2 $S (M \leq 5,5)$
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:

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

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:

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

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

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

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

Tabella 4

Attrezzatura	CE
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  $\alpha$  e  $\beta$ , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

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

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 (OPCM n° 3274 del 20 marzo 2003) 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:

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

Categori <i>a</i> suolo	<i>S</i>
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).

$K_\sigma$  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  $\sigma'_{vo}$ .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

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

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

$L$	$C_R$
$\leq 3$	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  $F_S \leq 1,25$ .



1	2.20	35.80	33.83	81.68	43.41	3.254		NL
			87	75	22	7		
2	2.40	39.60	35.67	77.37	43.47	3.266		NL
			73	13	2	5		
3	2.60	43.40	37.51	73.47	43.53	3.278		NL
			6	8	19			
4	2.80	47.20	39.35	69.94	43.59	3.289		NL
			47	84	2			
5	3.00	51.00	41.19	66.73	43.65	3.299		NL
			34	4	22	7		
6	3.20	54.80	43.03	63.79	43.71	3.31		NL
			2	44	27			
7	3.40	58.60	44.87	61.09	43.77	3.32		NL
			07	55	33			
8	3.60	62.40	46.70	58.60	43.83	3.329		NL
			94	92	4	7		
9	3.80	66.20	48.54	56.31	43.89	3.339		NL
			8	13	49	1		
10	4.00	70.00	50.38	54.18	43.95	3.348		NL
			67	1	6	3		
11	4.20	73.80	52.22	52.20	44.01	3.357		NL
			54	07	73	2		
12	4.40	77.60	54.06	50.35	44.07	3.365		NL
			4	51	88	9		
13	4.60	81.40	55.90	48.63	44.14	3.374		NL
			27	09	04	4		
14	4.80	85.20	57.74	47.01	44.20	3.382		NL
			14	65	22	7		
15	5.00	89.00	59.58	45.50	44.26	3.390		NL
			01	18	41	8		
16	5.20	92.80	61.41	44.07	44.32	3.398		NL
			87	78	62	7		
17	5.40	96.60	63.25	42.73	44.38	3.406		NL
			74	65	85	5		
18	5.60	100.4	65.09	41.47	44.45	3.414		NL
			0	61	1	1		
19	5.80	104.2	66.93	40.27	44.51	3.421		NL
			0	47	51	37	5	
20	6.00	108.0	68.77	39.14	44.57	3.428		NL
			0	34	3	65	7	
21	6.20	111.8	70.61	38.07	44.63	3.435		NL
			0	21	95	9		
22	6.40	115.6	72.45	37.05	44.70	3.442		NL
			0	07	14	27	9	
23	6.60	119.4	74.28	36.08	44.76	3.449		NL
			0	94	32	61	7	
24	6.80	123.2	76.12	35.16	44.82	3.456		NL
			0	81	18	96	5	
25	7.00	127.0	77.96	34.28	44.89	3.463		NL
			0	68	38	34	1	
26	7.20	130.8	79.80	33.44	44.95	3.469		NL
			0	54	64	73	7	

27	7.40	134.6	81.64	32.64	45.02	3.476	NL
		0	41	66	14	1	
28	7.60	138.4	83.48	31.88	45.08	3.482	NL
		0	28	2	57	4	
29	7.80	142.2	85.32	31.15	45.15	3.488	NL
		0	14	04	01	6	
30	8.00	146.0	87.16	30.44	45.21	3.494	NL
		0	01	97	48	7	
31	8.20	149.8	88.99	29.77	45.27	3.500	NL
		0	88	79	96	8	
32	8.40	153.6	90.83	29.13	45.34	3.506	NL
		0	74	34	46	7	
33	8.60	157.4	92.67	28.51	45.40	3.512	NL
		0	61	44	98	5	
34	8.80	161.2	94.51	27.91	45.47	3.518	NL
		0	48	94	52	3	
35	9.00	165.0	96.35	27.34	45.54	3.524	NL
		0	35	72	08		
36	9.20	168.8	98.19	26.79	45.60	3.529	NL
		0	21	65	66	6	
37	9.40	172.6	100.0	26.26	45.67	3.535	NL
		0	308	59	25	2	
38	9.60	176.4	101.8	25.75	45.73	3.540	NL
		0	695	45	87	6	
39	9.80	180.2	103.7	25.26	45.80	3.546	NL
		0	081	13	5		
40	10.00	184.0	105.5	24.78	45.87	3.551	NL
		0	468	52	16	4	
41	10.20	187.8	107.3	24.32	45.93	3.556	NL
		0	855	54	83	6	
42	10.40	191.6	109.2	23.88	46.00	3.561	NL
		0	241	12	52	9	
43	10.60	195.4	111.0	23.45	46.07	3.567	NL
		0	628	16	23		
44	10.80	199.2	112.9	23.03	46.13	3.572	NL
		0	015	6	96	1	
45	11.00	203.0	114.7	22.63	46.20	3.577	NL
		0	402	37	72	1	
46	11.20	206.8	116.5	22.24	46.27	3.582	NL
		0	788	42	49	1	
47	11.40	210.6	118.4	21.86	46.34	3.587	NL
		0	175	67	28		
48	11.60	214.4	120.2	21.50	46.41	3.591	NL
		0	562	08	09	9	
49	11.80	218.2	122.0	21.14	46.47	3.596	NL
		0	948	59	92	7	
50	12.00	222.0	123.9	20.80	46.54	3.601	NL
		0	335	15	77	5	
51	12.20	225.8	125.7	20.46	46.61	3.606	NL
		0	722	72	64	2	
52	12.40	229.6	127.6	20.14	46.68	3.610	NL
		0	108	25	53	9	

53	12.60	233.4	129.4	19.82	46.75	3.615	NL
		0	495	7	45	5	
54	12.80	237.2	131.2	19.52	46.82	3.620	NL
		0	882	04	38	1	
55	13.00	241.0	133.1	19.22	46.89	3.624	NL
		0	268	23	33	6	
56	13.20	244.8	134.9	18.93	46.96	3.629	NL
		0	655	22	31	1	
57	13.40	248.6	136.8	18.65	47.03	3.633	NL
		0	042		3	6	
58	13.60	252.4	138.6	18.37	47.10	3.638	NL
		0	429	53	32		
59	13.80	256.2	140.4	18.10	47.17	3.642	NL
		0	815	77	35	4	
60	14.00	260.0	142.3	17.84	47.24	3.646	NL
		0	202	71	41	7	
61	14.20	263.8	144.1	17.59	47.31	3.651	NL
		0	589	31	49		
62	14.40	267.6	145.9	17.34	47.38	3.655	NL
		0	976	55	59	3	
63	14.60	271.4	147.8	17.10	47.45	3.659	NL
		0	362	41	71	5	
64	14.80	275.2	149.6	16.86	47.52	3.663	NL
		0	749	86	85	7	
65	15.00	279.0	151.5	16.63	47.60	3.667	NL
		0	135	88	02	9	
66	15.20	282.8	153.3	16.41	47.67	3.672	NL
		0	522	45	2		
67	15.40	286.6	155.1	16.19	47.74	3.676	NL
		0	909	55	41	1	
68	15.60	290.4	157.0	15.98	47.81	3.680	NL
		0	296	17	64	2	
69	15.80	294.2	158.8	15.77	47.88	3.684	NL
		0	682	28	89	3	
70	16.00	298.0	160.7	15.56	47.96	3.688	NL
		0	069	87	16	3	
71	16.20	301.8	162.5	15.36	48.03	3.692	NL
		0	456	92	46	2	
72	16.40	305.6	164.3	15.17	48.10	3.696	NL
		0	842	42	78	2	
73	16.60	309.4	166.2	14.98	48.18	3.700	NL
		0	229	35	12	1	
74	16.80	313.2	168.0	14.79	48.25	3.704	NL
		0	616	7	48		
75	17.00	317.0	169.9	14.61	48.32	3.707	NL
		0	003	45	86	9	
76	17.20	320.8	171.7	14.43	48.40	3.711	NL
		0	389	59	27	7	
77	17.40	324.6	173.5	14.26	48.47	3.715	NL
		0	776	11	7	5	
78	17.60	328.4	175.4	14.08	48.55	3.719	NL
		0	162	99	15	3	

79	17.80	332.2	177.2	13.92	48.62	3.723	NL
		0	549	23	63	1	
80	18.00	336.0	179.0	13.75	48.70	3.726	NL
		0	936	82	13	8	
81	18.20	339.8	180.9	13.59	48.77	3.730	NL
		0	323	74	65	6	
82	18.40	343.6	182.7	13.43	48.85	3.734	NL
		0	71	98	2	3	
83	18.60	347.4	184.6	13.28	48.92	3.737	NL
		0	096	53	77	9	
84	18.80	351.2	186.4	13.13	49.00	3.741	NL
		0	483	39	36	6	
85	19.00	355.0	188.2	12.98	49.07	3.745	NL
		0	87	55	98	2	
86	19.20	358.8	190.1	12.83	49.15	3.748	NL
		0	256	99	62	8	
87	19.40	362.6	191.9	12.69	49.23	3.752	NL
		0	643	72	28	4	
88	19.60	366.4	193.8	12.55	49.30	3.756	NL
		0	029	71	97		
89	19.80	370.2	195.6	12.41	49.38	3.759	NL
		0	416	96	68	5	
90	20.00	374.0	197.4	12.28	49.46	3.763	NL
		0	803	48	41		

### EC8 (CPT) (1998)

#### Input dati

Strato Nr.	Frazione limosa (%)	Frazione argillosa (%)	Indice di plasticità (%)	Tipo di suolo
1	50	30	> 10	C - Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
2	40	20	> 10	C - Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
3	15	5	<= 10	B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti

#### Risultati

Correzione per la magnitudo (MSF) = 2.33

Verifica Nr.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica a totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Correzione per la press. litostatica efficace (CN)	Resistenza alla punta qc1 (bar)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Probabilità di liquefazione (%)
--------------	-------------------------	--------------------------------------	------------------------------------	--	---------------------------------	-----------------------------	------------------------------------	-------------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	---------------------------------

1	2.20	35.80	33.8387	1.70	221.00	0.9832	84.6912	0.0892	90.27	NL	0.00
2	2.40	39.60	35.6773	1.6742	217.646	0.9816	8.454	0.0936	90.35	NL	0.00
3	2.60	43.40	37.516	1.6326	212.238	0.9801	3.0529	0.0975	31.30	NL	0.0008
4	2.80	47.20	39.3547	1.594	207.22	0.9786	1.9184	0.1011	18.97	NL	0.0039
5	3.00	51.00	41.1934	1.5581	202.553	0.9771	1.4263	0.1044	13.67	NL	0.0109
6	3.20	54.80	43.032	1.5244	198.172	0.9755	1.1497	0.1074	10.71	NL	0.0232
7	3.40	58.60	44.8707	1.4929	194.077	0.974	0.9732	0.1101	8.84	NL	0.042
8	3.60	62.40	46.7094	1.4632	190.216	0.9725	0.8501	0.1126	7.55	NL	0.0685
9	3.80	66.20	48.548	1.4352	186.576	0.9709	0.7592	0.115	6.60	NL	0.1039
10	4.00	70.00	50.3867	1.4088	183.144	0.9694	0.6894	0.1171	5.89	NL	0.1478
11	4.20	73.80	52.2254	1.3838	179.894	0.9679	0.6339	0.1191	5.32	NL	0.2025
12	4.40	77.60	54.064	1.36	176.80	0.9663	0.5883	0.121	4.86	NL	0.2679
13	4.60	81.40	55.9027	1.3375	173.875	0.9648	0.5503	0.1228	4.48	NL	0.3446
14	4.80	85.20	57.7414	1.316	171.08	0.9633	0.5176	0.1244	4.16	NL	0.4332
15	5.00	89.00	59.5801	1.2955	168.415	0.9618	0.489	0.1259	3.88	NL	0.537
16	5.20	92.80	61.4187	1.276	165.88	0.9602	0.4635	0.1274	3.64	NL	0.6538
17	5.40	96.60	63.2574	1.2573	163.449	0.9587	0.4397	0.1287	3.42	NL	0.7921
18	5.60	100.40	65.0961	1.2394	161.122	0.9572	0.4167	0.13	3.20	NL	0.9717
19	5.80	104.20	66.9347	1.2223	158.899	0.9556	0.3924	0.1312	2.99	NL	1.1965
20	6.00	108.00	68.7734	1.2058	156.754	0.9541	0.3622	0.1324	2.74	NL	1.5627
21	6.20	111.80	70.6121	1.19	154.70	0.9526	0.3093	0.1335	2.32	NL	2.5901
22	6.40	115.60	72.4507	1.1748	152.724	0.951	0.0114	0.1345	0.08	L	99.89
23	6.60	119.40	74.2894	1.1602	150.826	0.9495	0.5664	0.1355	4.18	NL	0.4268
24	6.80	123.20	76.1281	1.1461	148.993	0.948	0.446	0.1364	3.27	NL	0.9092
25	7.00	127.00	77.9668	1.1325	147.225	0.9465	0.4093	0.1373	2.98	NL	1.2089
26	7.20	130.80	79.8054	1.1194	145.522	0.9449	0.3886	0.1382	2.81	NL	1.4468
27	7.40	134.60	81.6441	1.1067	143.871	0.9434	0.3738	0.139	2.69	NL	1.653
28	7.60	138.40	83.4828	1.0945	142.285	0.9419	0.3622	0.1398	2.59	NL	1.8551
29	7.80	142.20	85.3214	1.0826	140.738	0.9403	0.3524	0.1405	2.51	NL	2.0407
30	8.00	146.00	87.1601	1.0711	139.243	0.9388	0.3439	0.1412	2.44	NL	2.2236
31	8.20	149.80	88.9988	1.06	137.80	0.9373	0.3363	0.1419	2.37	NL	2.4285
32	8.40	153.60	90.8374	1.0492	136.396	0.9357	0.3295	0.1425	2.31	NL	2.6241
33	8.60	157.40	92.6761	1.0388	135.044	0.9342	0.3233	0.1432	2.26	NL	2.8032
34	8.80	161.20	94.5148	1.0286	133.718	0.9327	0.3176	0.1438	2.21	NL	2.9984
35	9.00	165.00	96.3535	1.0187	132.431	0.9312	0.3122	0.1444	2.16	NL	3.2118
36	9.20	168.80	98.1921	1.0092	131.196	1.1494	0.3073	0.1449	2.12	NL	3.3969
37	9.40	172.60	100.030	0.9998	129.974	1.1489	0.3026	0.1455	2.08	NL	3.5961
38	9.60	176.40	101.869	0.9908	128.804	1.1484	0.2983	0.146	2.04	NL	3.8107
39	9.80	180.20	103.708	0.982	127.66	1.1478	0.2942	0.1465	2.01	NL	3.9827
40	10.00	184.00	105.546	0.9734	126.542	1.1473	0.2902	0.147	1.97	NL	4.2279
41	10.20	187.80	107.385	0.965	125.45	1.1468	0.2865	0.1474	1.94	NL	4.4248
42	10.40	191.60	109.224	0.9568	124.384	1.1462	0.283	0.1479	1.91	NL	4.6336
43	10.60	195.40	111.062	0.9489	123.357	1.1457	0.2797	0.1483	1.89	NL	4.78
44	10.80	199.20	112.901	0.9411	122.343	1.1452	0.2765	0.1487	1.86	NL	5.0109
45	11.00	203.00	114.740	0.9336	121.368	1.1446	0.2734	0.1491	1.83	NL	5.2563
46	11.20	206.80	116.578	0.9262	120.406	1.1441	0.2705	0.1495	1.81	NL	5.4286
47	11.40	210.60	118.417	0.919	119.47	1.1436	0.2677	0.1499	1.79	NL	5.6082
48	11.60	214.40	120.256	0.9119	118.547	1.143	0.265	0.1503	1.76	NL	5.8921
49	11.80	218.20	122.094	0.905	117.65	1.1425	0.2624	0.1507	1.74	NL	6.0916
50	12.00	222.00	123.933	0.8983	116.779	1.142	0.2599	0.151	1.72	NL	6.2999
51	12.20	225.80	125.772	0.8917	115.921	1.1414	0.2575	0.1513	1.70	NL	6.5173
52	12.40	229.60	127.610	0.8852	115.076	1.1409	0.2552	0.1517	1.68	NL	6.7445
53	12.60	233.40	129.449	0.8789	114.257	1.1404	0.253	0.152	1.66	NL	6.9817

54	12.80	237.20	131.288	0.8727	113.451	1.1398	0.2508	0.1523	1.65	NL	7.1044
55	13.00	241.00	133.126	0.8667	112.671	1.1393	0.2487	0.1526	1.63	NL	7.358
56	13.20	244.80	134.965	0.8608	111.904	1.1388	0.2467	0.1529	1.61	NL	7.6231
57	13.40	248.60	136.804	0.855	111.15	1.1382	0.2447	0.1532	1.60	NL	7.7603
58	13.60	252.40	138.642	0.8493	110.409	1.1377	0.2428	0.1535	1.58	NL	8.044
59	13.80	256.20	140.481	0.8437	109.681	1.1372	0.241	0.1537	1.57	NL	8.1908
60	14.00	260.00	142.320	0.8382	108.966	1.1366	0.2392	0.154	1.55	NL	8.4947
61	14.20	263.80	144.158	0.8329	108.277	1.1361	0.2374	0.1543	1.54	NL	8.652
62	14.40	267.60	145.997	0.8276	107.588	1.1356	0.2357	0.1545	1.53	NL	8.8129
63	14.60	271.40	147.836	0.8225	106.925	1.135	0.2341	0.1548	1.51	NL	9.1463
64	14.80	275.20	149.674	0.8174	106.262	1.1345	0.2325	0.155	1.50	NL	9.3189
65	15.00	279.00	151.513	0.8124	105.612	1.134	0.2309	0.1552	1.49	NL	9.4956

*Pertanto, sulla base delle verifiche effettuate, si può affermare che l'area in esame non presenta alcun rischio circa la possibilità del verificarsi del fenomeno della liquefazione.*

## **10.- CONCLUSIONI**

*L'indagine svolta ha evidenziato la presenza nell'area del fabbricato in progetto, di terreni a modeste caratteristiche geomeccaniche.*

*Stante il carattere preliminare dello studio, finalizzato all'individuazione delle condizioni di pericolosità del territorio, ci si è avvalsi dell'esecuzione di n° 5 prove penetrometriche statiche (C.P.T.) ubicate come da planimetria allegata.*

*Le prove hanno raggiunto la profondità massima di 24.60 mt. per effetto della presenza di ghiaie a notevole grado di addensamento che hanno causato il disancoraggio dello strumento.*

*Per la ricostruzione della sequenza litologica dell'area si è poi serviti di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt. dal p.c. effettuati in area vicinale nel corso di un precedente lavoro commissionato a codesto Studio (Settembre ÷ Ottobre 2010). Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati n° 2 campioni di terreno rappresentativi delle litologie attraversate (n° 1 per ciascuna verticale d'indagine) successivamente sottoposti ad opportune prove di laboratorio per la definizione delle caratteristiche chimico - meccaniche.*

*Nei fori di sondaggio delle prove penetrometriche, completati con la posa di tubi piezometrici, e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico alla profondità di - 2.10 ÷ 2.40 mt. dall'attuale p.c.*

*Tale livello e', comunque, da considerare relativo esclusivamente alla stagione attuale poiché, data la situazione topografica e la sensibile permeabilità dei terreni superficiali, nel corso dell'anno e delle varie situazioni meteorologiche si potranno avere variazioni anche rilevanti e relativamente veloci.*

*Nel corso del presente lavoro sono state inoltre effettuate dal Dr. Geol. Lorenzo del Maschio, n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC) per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità ( $V_{S30}$ ) e delle frequenze caratteristiche del sito.*



*Le risultanze dell'indagine geognostica hanno permesso una ricostruzione stratigrafica dell'area e consentito di formulare un modello geotecnico della stessa.*

*Per la parametrizzazione geotecnica dei terreni si è fatto riferimento sia alle correlazioni con  $R_p$  e  $C_u$  dalle prove penetrometriche statiche condotte e con i valori di  $N_{SPT}$  nell'ambito delle prove effettuate in foro di sondaggio.*

*In questa prima fase di indagine sono state schematizzate variazioni verticali nella natura del sottosuolo ed è stato costruito un modello di risposta geomeccanico formulato a grande scala che, data la sua genericità, andrà verificato in fase di esecuzione del singolo edificio.*

*Infatti i risultati ottenuti rispecchiano **valori puramente indicativi** che andranno necessariamente ricalcolati adeguandoli all'effettivo dimensionamento strutturale delle opere in progetto.*

*Pertanto, poiché in questa sede ci si è limitati a fornire un parere circa l'edificabilità del comparto individuando nel contempo le eventuali condizioni di pericolosità del territorio, si sono formulate, per il fabbricato in esame, due ipotesi di fondazione, generiche ed arbitrarie, ovvero **fondazioni superficiali del tipo a plinti, debitamente irrigiditi da cordoli di collegamento**, o, in sub-ordine **a reticolo di travi rovesce, debitamente irrigidite, entrambe impostate ad una profondità non inferiore a - 1.50 mt. dall'attuale piano campagna.***

*Resta inteso che una verifica a livello geotecnico andrà fatta in fase di progettazione ed a tal fine si renderà necessaria una opportuna integrazione alla campagna geognostica, con sondaggi e/o prove penetrometriche statiche ubicate all'estremità del manufatto e/o eventualmente raffittite qualora si rinvenissero disomogeneità litologiche importanti. La parametrizzazione geotecnica del terreno andrà verificata a mezzo opportune analisi di laboratorio su campioni indisturbati di terreno opportunamente prelevati.*

*Come ricordato in precedenza, sull'area in esame sono state condotte n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC) eseguite sul lotto in esame i cui elaborati grafici sono allegati alla presente relazione.*

*Relativamente al profilo di  $V_s$  con la profondità e alla determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, mediante la ricostruzione delle  $V_{s30}$ , emerge un valore di  $V_{s30}$  (modello medio) pari 245 m/sec.*

*Allo stato attuale la normativa di riferimento in materia sismica risulta essere il D.M. 17 gennaio 2018 recante "norme tecniche per le costruzioni", entrata in vigore a partire dal 22 marzo 2018.*

*Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, sulla base del profilo stratigrafico indagato, l'area in oggetto, per proprie caratteristiche fisiche e geomorfologiche, può essere classificata come:*

***Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s; - categoria del suolo: C.***

*La riclassificazione sismica del territorio nazionale (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274/2003) ha previsto che tutto il territorio nazionale sia classificato come sismico, con diversi gradi di pericolosità.*

*La nuova classificazione e le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni hanno portato all'emanazione di indirizzi per la mitigazione del rischio sismico, già richiesti dalla Legge 741/1981 e L.R. n° 35/1984, nonché dalla L.R. sull'uso e governo del territorio (L.R. 20/2000).*

*Pertanto, presa visione della normativa sopra esposta ed in particolare dell' art. 16 della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" e visionata la delibera dell'Assemblea Legislativa n° 112 del 02.05.2007 pubblicata sul B.U.R.E.R. n° 64/2007, di cui all'allegato A, punto 4 "Analisi della risposta sismica locale e microzonazione sismica del territorio" ove al paragrafo 4.2. "Terzo livello di approfondimento – analisi approfondita" sono indicate le aree soggette a verifica ove s'intenda localizzare ambiti di riqualificazione e nuovi insediamenti, valutate le condizioni morfologiche, idrogeologiche e litologiche dell'area in esame **non** essendo la stessa classificabile tra:*

- aree soggette a liquefazione e densificazione;
  - aree instabili e potenzialmente instabili;
  - aree in cui le coperture hanno uno spessore fortemente variabile, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti,
- si può ritenere l'area summenzionata **non compresa** entro quelle suscettibili di ulteriore approfondimento d'indagine.*

***Pertanto, sulla base delle verifiche e considerazioni sopra esposte si può affermare che l'intervento in progetto non inciderà sul quadro generale di stabilità e situazione idrogeologica della zona per cui si esprime parere positivo di fattibilità.***

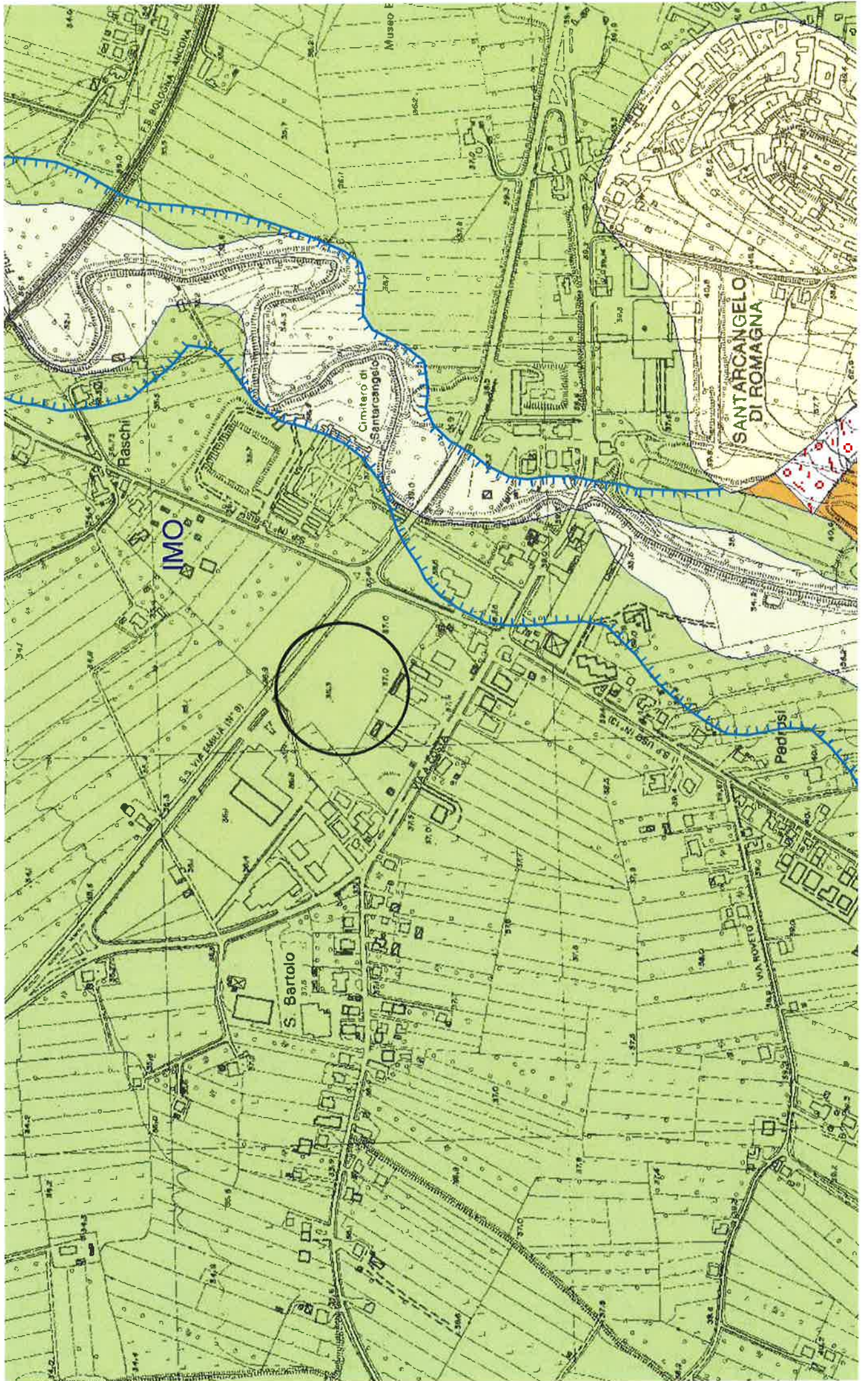
*Infine, per qualsiasi problema geologico in cantiere durante le fasi di scavo o per l'eventuale ritrovamento di condizioni geologiche e geotecniche difformi da quelle prospettate con l'esecuzione delle prove penetrometriche, si consiglia la presenza di un Geologo in cantiere.*

*Santarcangelo di R., Dicembre 2018.*



**RELAZIONE GEOLOGICA ALLEGATA AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO,  
AMBITO APC.N 2.4, VIA EMILIA OVEST, PER L'ATTUAZIONE DI  
INTERVENTI EDILIZI DI AMPLIAMENTO DI ATTIVITA' MANIFATTURIERE  
ED ASSIMILABILI, SU AREA POSTA PRESSO VIA A. COSTA ÷ VIA EMILIA,  
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN - CON VALUTAZIONE DEGLI  
EFFETTI DI SITO.**

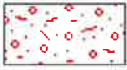
**ALLEGATI**



## SEZIONE 256100 - SANTARCANGELO DI ROMAGNA

DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOLOGICHE PRESENTI IN CARTA  
(solo quelle rappresentate in forma poligonale)

### Depositi quaternari continentali



a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento



a3 - Deposito di versante s.l.



b1 - Deposito alluvionale in evoluzione

### Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano



AES8 - Subsintema di Ravenna



AES8a - Unità di Modena



IMO - Sabbie di Imola



SVG - Arenarie ed argille di Savignano



SVGa - Arenarie ed argille di Savignano - litofacies sabbiosa della Grotta Rossa



FAA - Argille Azzurre

### In Provincia di Forlì-Cesena

#### Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

##### **AES8 - Subsintema di Ravenna**

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvion Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsintemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità circa 28 metri.

*Pleistocene sup. - Olocene*

## **AES8a - Unità di Modena**

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Limite inferiore inconforme, marcato da una superficie di erosione fluviale lateralmente correlata a un suolo da decarbonatato a parzialmente carbonatato contenente resti archeologici di età dal Neolitico al Romano. Lo spessore massimo dell'unità è genera

*Olocene*

## **IMO - Sabbie di Imola**

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallela e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AEI (in aree limitrofe) e AES. Depositi di ambiente litorale. Potenza massima affiorante circa 60 metri, superiore ai 150 m nel sottosuolo.

*Pleistocene medio (0,8-0,65 MA).*

## **SVG - Arenarie ed argille di Savignano**

Alternanza di strati sottili e molto sottili, raramente medi, di argille grigio chiare, beige all'alterazione, e arenarie fini e finissime, poco cementate, talora lenticolari, A/P da <<1 crescente verso l'alto e lateralmente. Depositi di piattaforma. Limite inferiore graduale su FAA per aumento della frazione pelitica. Potenza massima affiorante circa 200 metri.

*Pleistocene inf.*

---

## **In Provincia di Rimini**

### Depositi quaternari continentali

#### **a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento**

Deposito originato dal movimento verso la base del versante di una massa di terra o roccia, che avviene in gran parte lungo una superficie di rottura o entro una fascia, relativamente sottile, di intensa deformazione di taglio.

#### **a3 - Deposito di versante s.l.**

Deposito costituito da litotipi eterogenei ed eterometrici più o meno caotici. Frequentemente l'accumulo si presenta con una tessitura costituita da clasti di dimensioni variabili immersi e sostenuti da una matrice pelitica e/o sabbiosa (che può essere alterata per ossidazione e pedogenesi), a luoghi stratificato e/o cementato. La genesi può essere dubitativamente gravitativa, da ruscellamento superficiale e/o da soliflusso.

#### **b1 - Deposito alluvionale in evoluzione**

Ghiaie, talora embriate, sabbie e limi argillosi di origine fluviale, attualmente soggetti a variazioni dovute alla dinamica fluviale; detrito generalmente incoerente e caotico, costituito da clasti eterometrici ed eterogenei, talora arrotondati, in matrice sabbiosa, allo sbocco di impluvi e valli secondarie. Sono talora fissati da vegetazione (b1a).

### Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

#### **AES8 - Subsintema di Ravenna**

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Corrisponde nelle aree intravallive ai depositi terrazzati più bassi. Rientrano in questa unità anche le alluvioni attualmente in evoluzione in alveo e quelle del primo terrazzo, talora fissate da arbusti. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7.

*Pleistocene sup. - Olocene*

## **AES8a - Unità di Modena**

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive.

*Olocene*

## **IMO - Sabbie di Imola**

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallela e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Depositi di ambiente litorale. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AES. Potenza massima affiorante circa 60m, superiore ai 150m nel sottosuolo.

*Pleistocene medio (0,8-0,65 MA)*

## **SVG - Arenarie ed argille di Savignano**

Altemanza di strati sottili e molto sottili, raramente medi, di argille grigie chiare, beige all'alterazione, e arenarie fini e finissime, poco cementate, talora lenticolari, A/P da <<1 crescente verso l'alto e lateralmente. Depositi di piattaforma. Limite inferiore graduale su FAA per aumento della frazione pelitica. Limite superiore graduale, parzialmente eteropico, con SVGa e discordante con IMO. Potenza massima affiorante circa 200m.

*Pleistocene inf.*

## **SVGa - Arenarie ed argille di Savignano - litofacies sabbiosa della Grotta Rossa**

Arenarie medie e fini, mal cernite, in strati spessi e molto spessi frequentemente amalgamati, con tritume conchigliare associato a laminazione ondulata. Sono presenti intercalazioni metriche e decimetriche di peliti grigio-azzurre contenenti faune marino-marginali. Limite inferiore graduale rapido, parzialmente eteropico, con SVG. Limite superiore discordante con IMO. Potenza estremamente variabile, fino ad una massimo di circa 100 metri.

*Pleistocene inf.*

## **FAA - Argille Azzurre**

Argille di colore grigio-azzurro con rare intercalazioni di arenarie giallastre in letti da sottili a spessi, e argille marnose e siltose grigie in letti sottili e molto sottili. Sono fossilifere ricche in foraminiferi e macrofossili, spesso bioturbate, a stratificazione poco marcata. Sono talora diffusi slumps con olistoliti di gesso derivati da unità evaporitiche. Limite inferiore netto, probabilmente discontinuo, su FAA2; paraconcordante su FCO. Limite superiore graduale, per aumento della frazione sabbiosa, con SVG. Depositi di scarpata e base scarpata. Potenza complessiva affiorante di circa 700 m.

*Piacenziano - Gelasiano (biozone MNN16a-MNN18)*



**GEOCOOP RIMINI**  
Soc. Coop. a Responsabilità Limitata  
SOCIETA' DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE  
Via Repubblica, 75 - 47843 Misano Adriatico (RN)

elaborazione cartografica



**Geologica**  
Tecnologie per il territorio

Piazza Martiri 25  
47822 Santarcangelo di R. (RN)  
Tel. - Fax 0541/824073  
www.geologica.it - info@geologica.it

**Comune di Santarcangelo di Romagna**  
Provincia di Rimini

Oggetto:

**P.S.C.**  
**Piano Strutturale Comunale 2008**

**Indagine Geologica**

Titolo:

**Carta dell'idrografia superficiale**

Tipic:

**C.T. Provincia Rimini**

Elaborato n°:

**4**

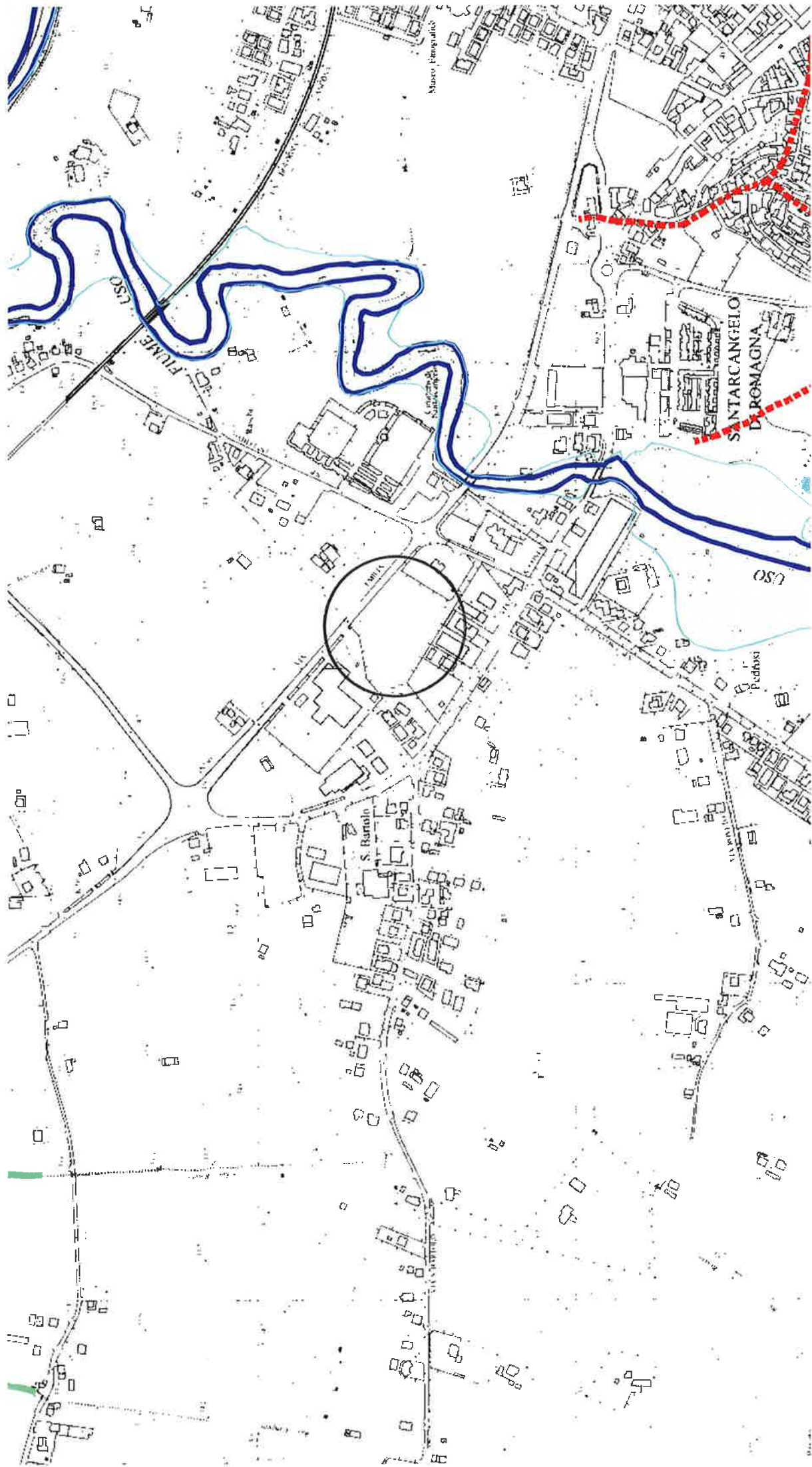
Scala:

**1:10000**

Data:

**Febbraio 2008**





# Legenda

---



**Alveo attuale, corsi d'acqua principali**



**Corsi d'acqua secondari**



**Aree esondabili**



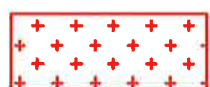
**Laghi**



**Invasi e bacini di ritenuta secondari**



**Crinali - Spartiacque principali**



**Ambiti di tutela pozzi e prelievi idrici**

**1-galleria drenante Fiume Marecchia**

**2-pozzo Bornaccino 1**

**3-pozzo Bornaccino 2**

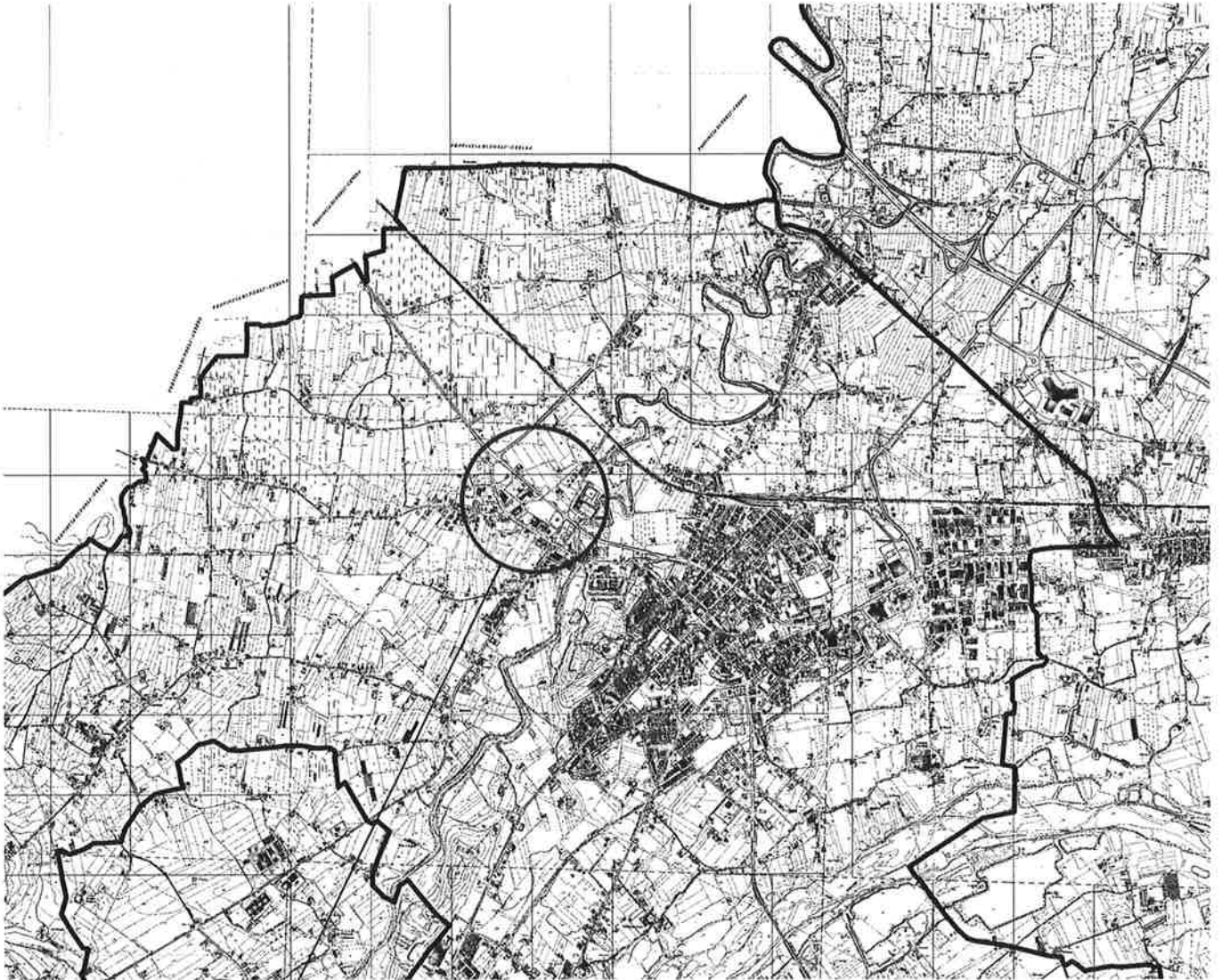


**Area morfologicamente depressa**

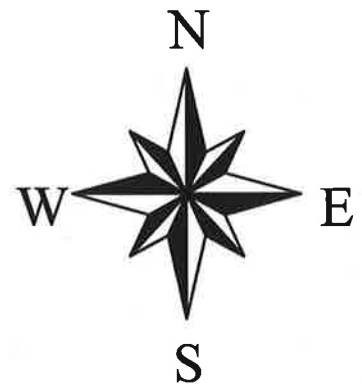


**Confine comunale**

PLANIMETRIA scala 1 : 25.000



Area in esame

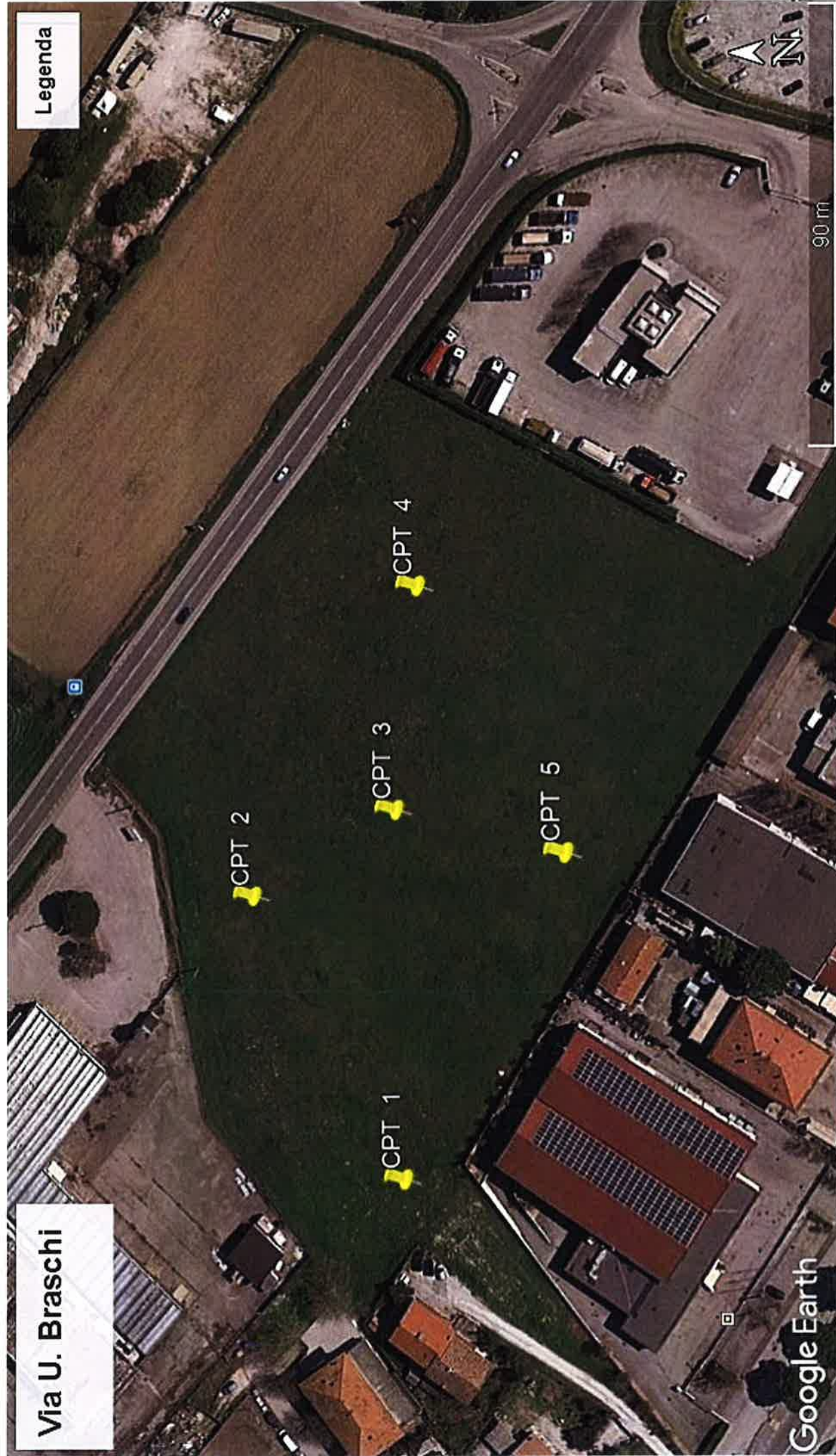




**UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE**  
**- prove penetrometriche statiche -**  
Stralcio da Google Earth

Via U. Braschi

Legenda



Google Earth

90 m

Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

**1**

Riferimento:

Data

**Dic. 2018**

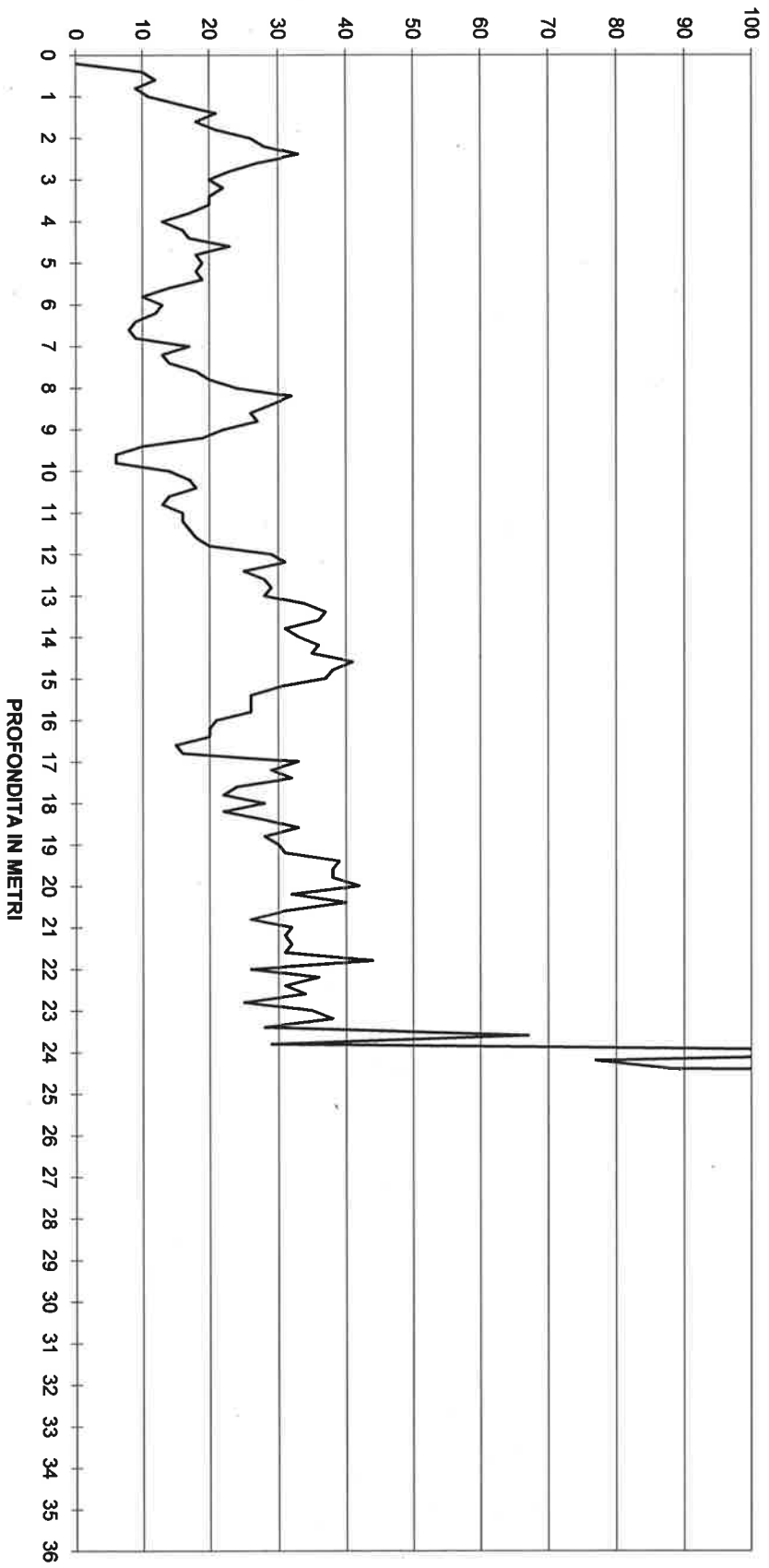
### PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
				18	30		21	34			
	9	14		9	23		27	43			
	11	20		5	19		32	51			
	8	19		5	19		27	55			
1.0	10	17	10.0	13	27	19.0	29	57	28.0		
	15	23		16	32		30	60			
	20	30		17	32		38	67			
	17	32		13	24		37	81			
	20	36		12	23		37	74			
2.0	25	45	11.0	15	23	20.0	41	69	29.0		
	27	48		15	28		31	67			
	32	62		16	33		39	69			
	26	55		17	34		30	55			
	22	44		19	36		25	47			
3.0	19	40	12.0	28	51	21.0	31	51	30.0		
	21	39		30	55		30	51			
	19	36		24	48		31	53			
	19	35		27	50		30	59			
	16	24		28	53		43	73			
4.0	12	21	13.0	27	55	22.0	25	52	31.0		
	15	22		33	62		35	54			
	16	24		36	64		30	55			
	22	30		35	66		33	57			
	17	30		30	57		24	46			
5.0	18	32	14.0	32	56	23.0	34	56	32.0		
	17	29		35	61		37	63			
	18	32		34	58		27	58			
	13	25		40	59		66	93			
	9	19		37	78		28	57			
6.0	12	22	15.0	36	63	24.0	138	145	33.0		
	11	22		29	51		76	95			
	8	17		25	52		87	150			
	7	13		25	45		260	310			
	8	16		25	45						
7.0	16	23	16.0	20	37	25.0			34.0		
	12	19		19	32						
	13	24		19	32						
	17	26		14	27						
	19	34		15	23						
8.0	23	41	17.0	32	40	26.0			35.0		
	31	47		28	43						
	28	53		31	48						
	25	48		23	51						
	26	46		21	40						
9.0	21	35	18.0	27	36	27.0			36.0		

H2O = \_\_\_\_\_

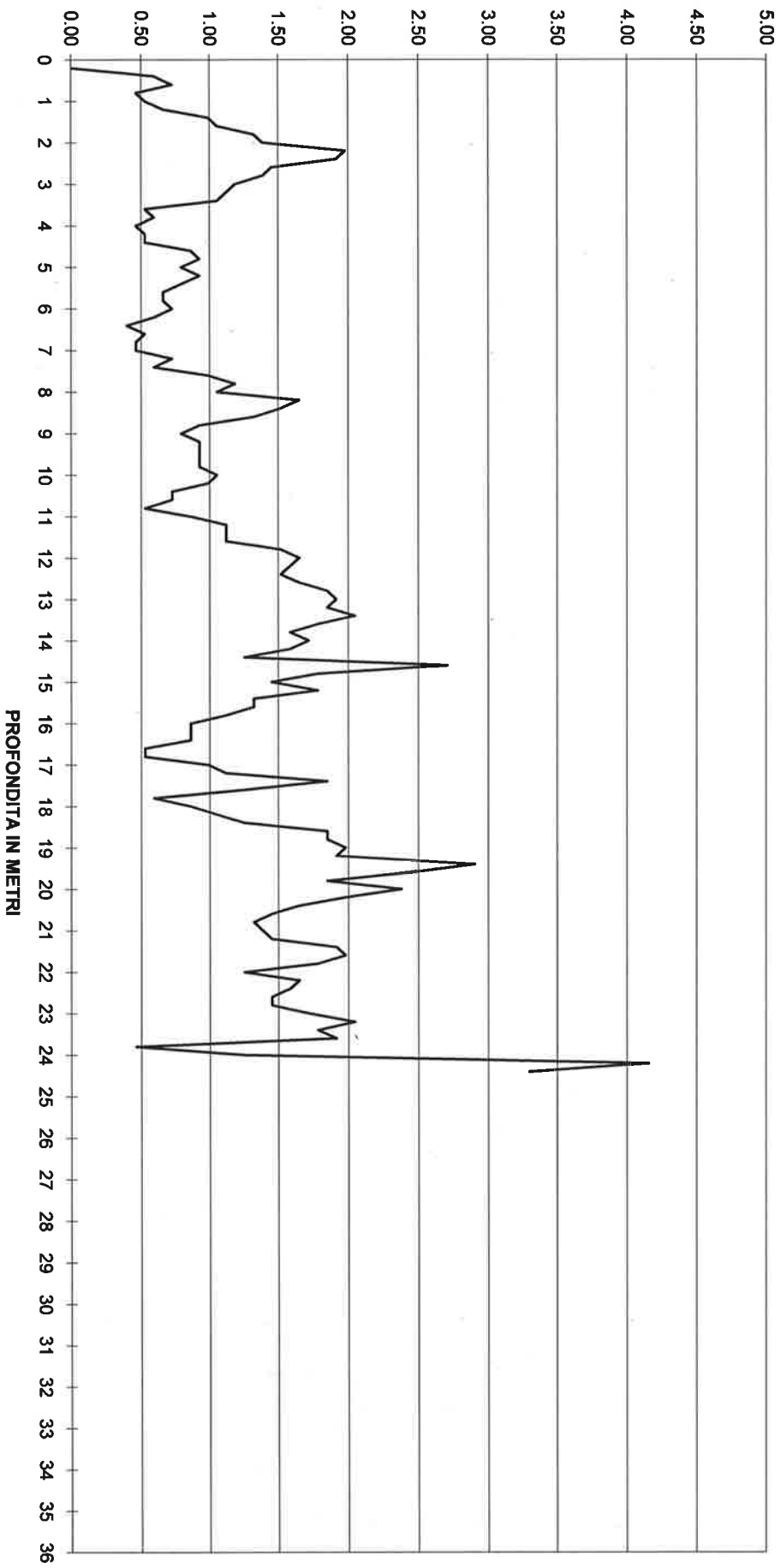
MISURA RP (Kg/cmq)



PROFONDITA IN METRI

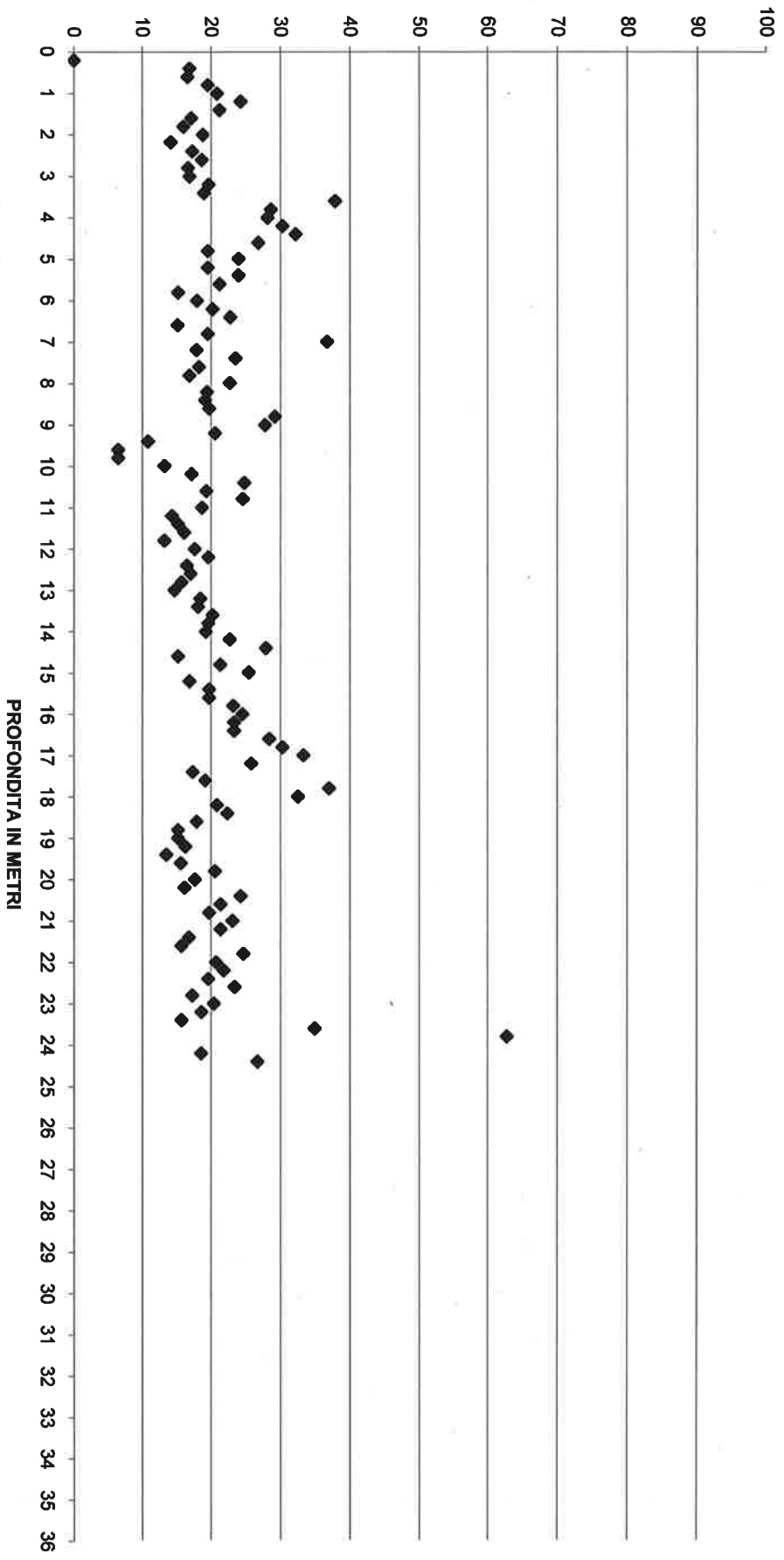


MISURA RL (Kg/cm<sup>2</sup>)



PROFONDITA IN METRI

MISURA BEGEMANN (RP/RL)



Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

**2**

Riferimento:

Data

**Dic. 2018**

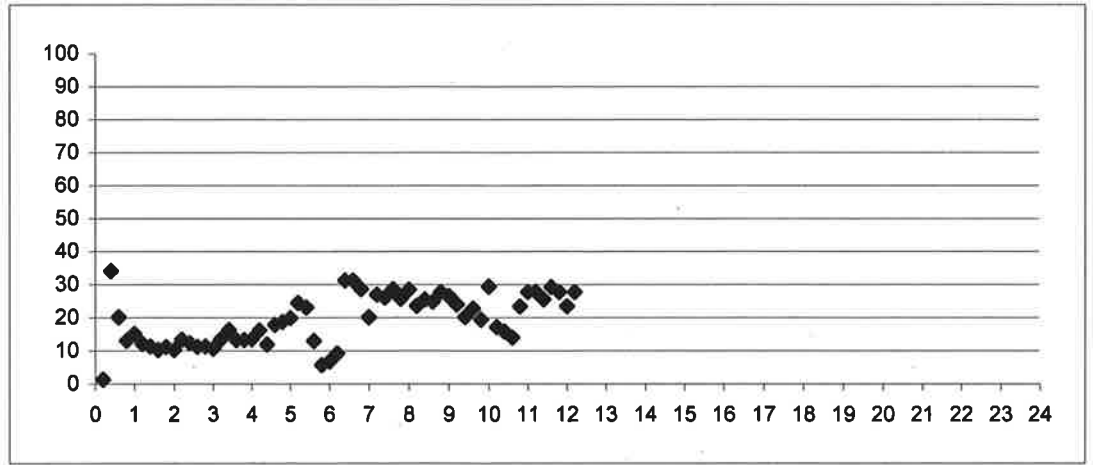
### PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

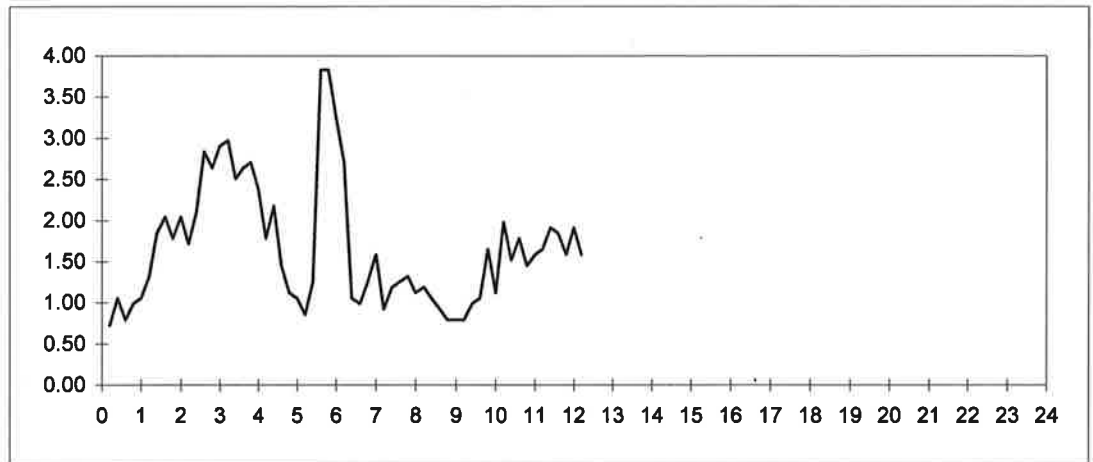
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		24	73		43	72			
	35	46		32	73		40	64			
	15	31		30	46						
	12	24		35	50						
1,0	15	30	7,0	31	50	13,0			19,0		
	15	31		24	48						
	20	40		30	44						
	20	48		35	53						
	19	50		33	52						
2,0	20	47	8,0	31	51	14,0			20,0		
	22	53		27	44						
	25	51		26	44						
	31	63		22	38						
	29	72		21	35						
3,0	30	70	9,0	20	32	15,0			21,0		
	39	83		18	30						
	40	85		19	31						
	34	72		23	38						
4,0	35	75	10,0	31	47	16,0			22,0		
	31	72		32	57						
	28	64		33	50						
	25	52		23	53						
	25	58		24	47						
5,0	20	42	11,0	33	60	17,0			23,0		
	20	37		43	65						
	20	36		45	69						
	28	41		48	73						
	49	68		53	82						
	21	79		43	71						
6,0	21	79	12,0	44	68	18,0			24,0		

H2O =

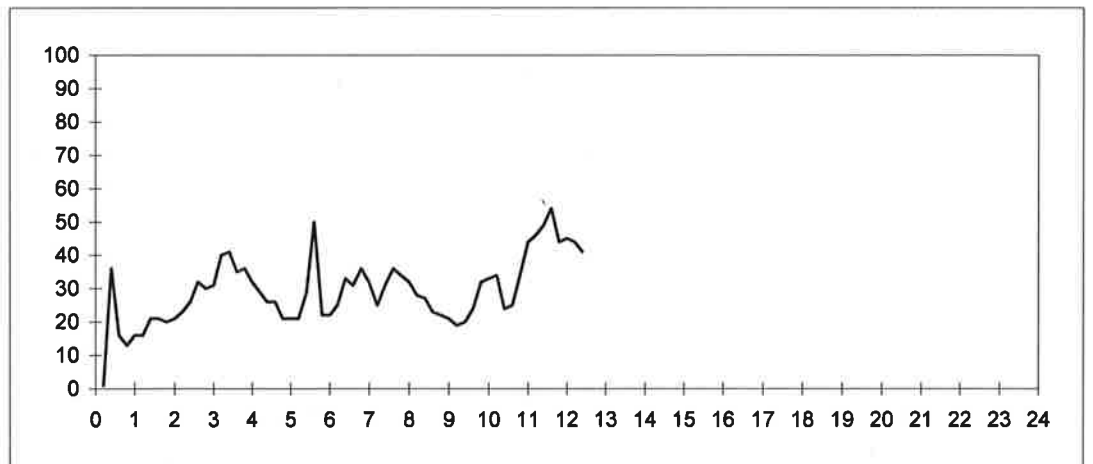
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

**3**

Riferimento:

Data

**Dic. 2018**

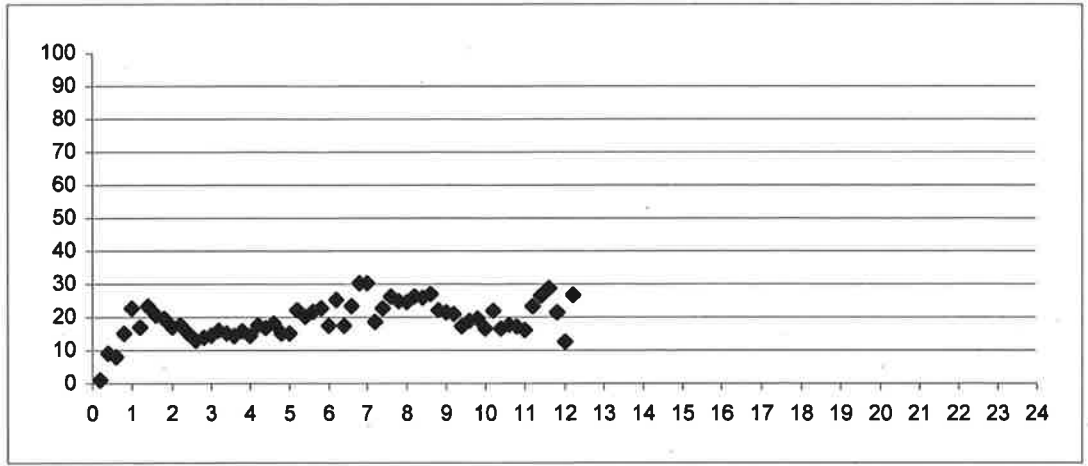
### PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

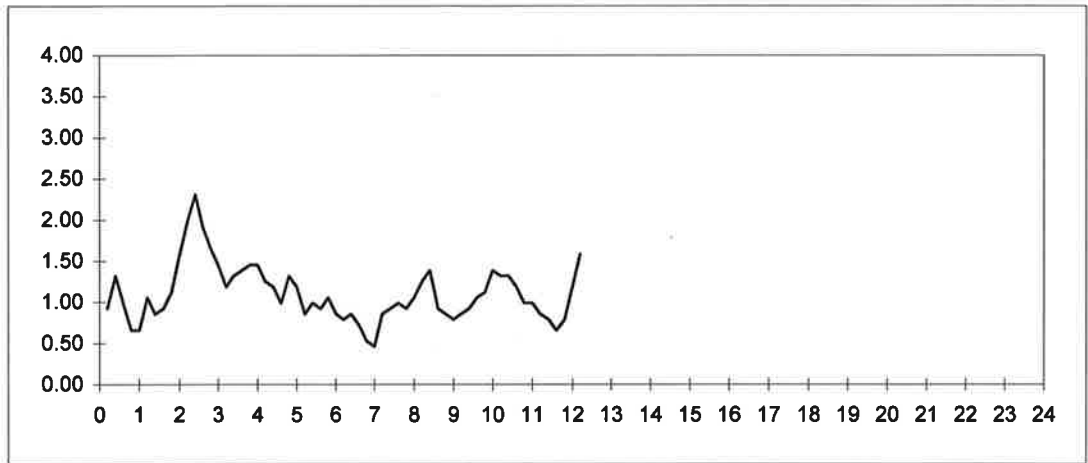
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		19	32		41	59			
	11	25		14	26		21	45			
	7	27		16	29						
	9	24		15	26						
1,0	14	24	7,0	13	21	13,0			19,0		
	17	27		15	22						
	19	35		20	33						
	18	31		25	39						
	21	35		22	37						
2,0	26	43	8,0	25	39	14,0			20,0		
	34	58		32	48						
	34	64		35	54						
	24	59		24	45						
	22	51		18	32						
3,0	20	45	9,0	16	29	15,0			21,0		
	18	40		17	29						
	19	37		15	28						
	19	39		19	33						
	22	43		21	37						
4,0	20	42	10,0	22	39	16,0			22,0		
	21	43		28	49						
	19	38		21	41						
	17	35		20	40						
	19	34		16	34						
5,0	17	37	11,0	15	30	17,0			23,0		
	18	36		19	34						
	19	32		20	33						
	19	34		18	30						
	23	37		16	26						
6,0	14	30	12,0	14	26	18,0			24,0		

H2O =

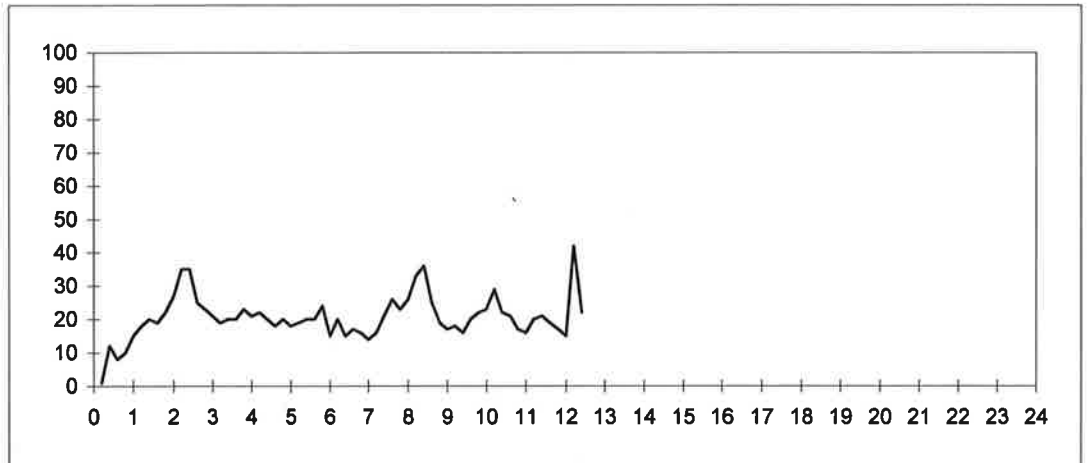
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

**4**

Riferimento:

Data

**Dic. 2018**

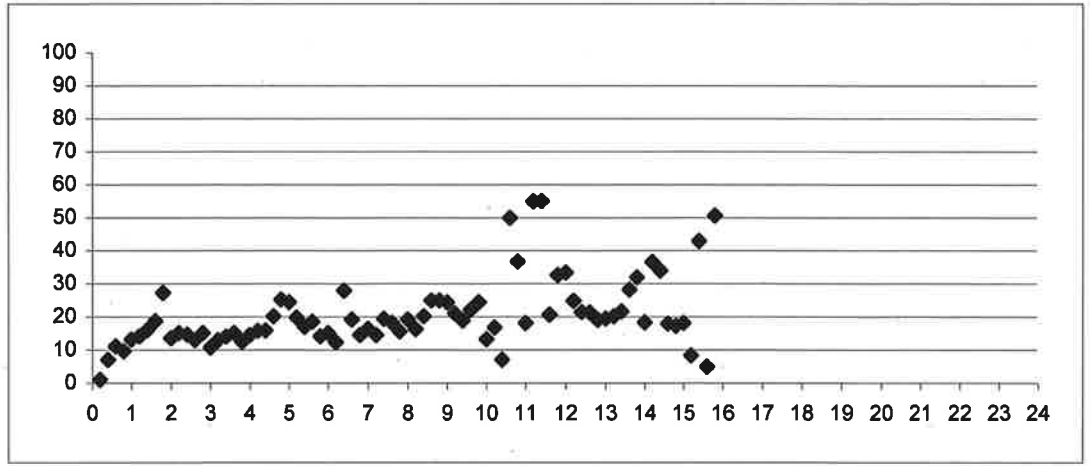
### PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

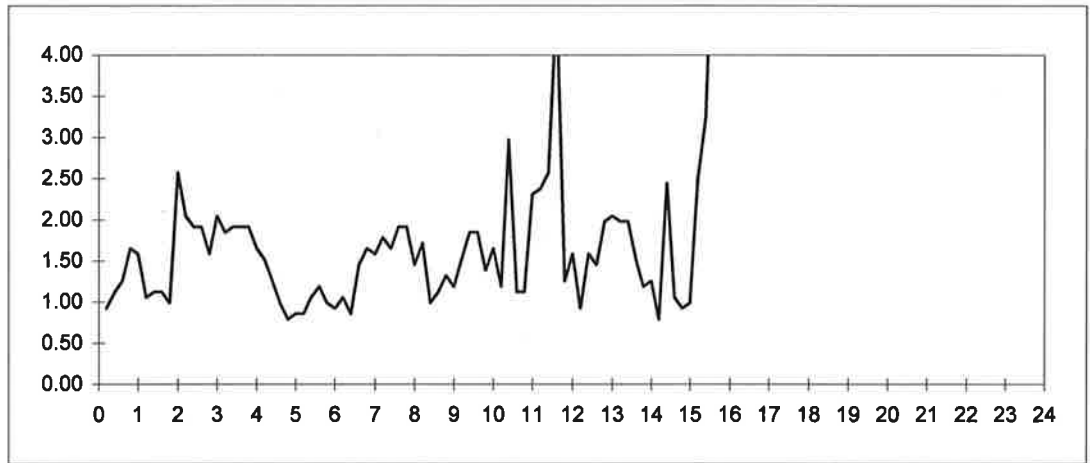
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		12	26		22	46			
	7	21		23	39		33	47			
	13	30		27	40		30	54			
	15	34		23	45		37	59			
1,0	20	45	7,0	25	50	13,0	39	69	19,0		
	14	38		25	49		39	70			
	17	33		31	58		42	72			
	20	37		34	59		42	72			
	26	43		29	58		37	60			
2,0	34	49	8,0	27	56	14,0	22	40	20,0		
	30	69		27	49		28	47			
	27	58		19	45		82	94			
	24	53		27	42		18	55			
	23	52		32	49		15	31			
3,0	21	45	9,0	28	48	15,0	17	31	21,0		
	23	54		31	49		20	35			
	26	54		34	57		138	176			
	28	57		40	68		27	76			
	23	52		33	61		300	390			
4,0	23	52	10,0	21	42	16,0	330	420	22,0		
	23	48		19	44						
	19	42		20	38						
	19	38		55	100						
	19	34		40	57						
5,0	20	32	11,0	41	58	17,0			23,0		
	16	29		129	164						
	17	30		140	176						
	21	37		96	135						
	13	31		40	111						
6,0	13	28	12,0	52	71	18,0			24,0		

H2O =

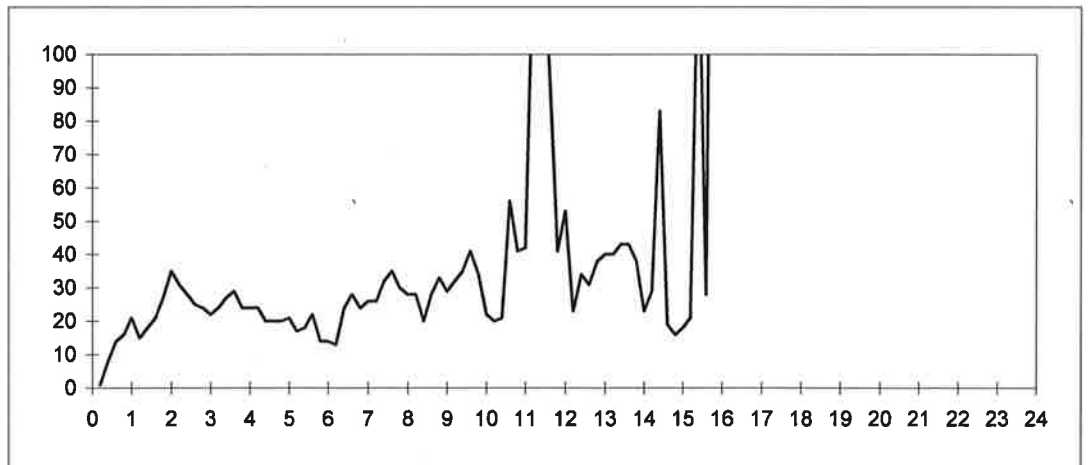
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)





Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

**5**

Riferimento:

Data

**Dic. 2018**

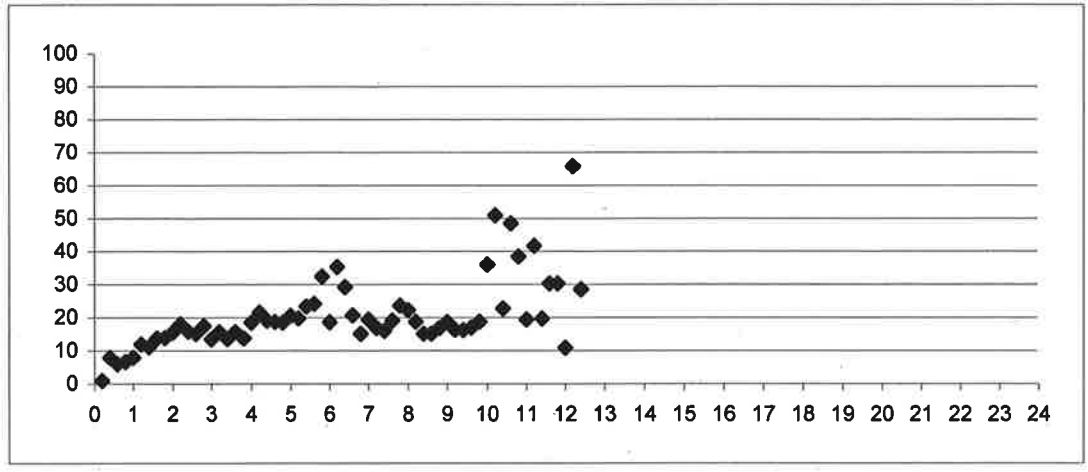
### PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

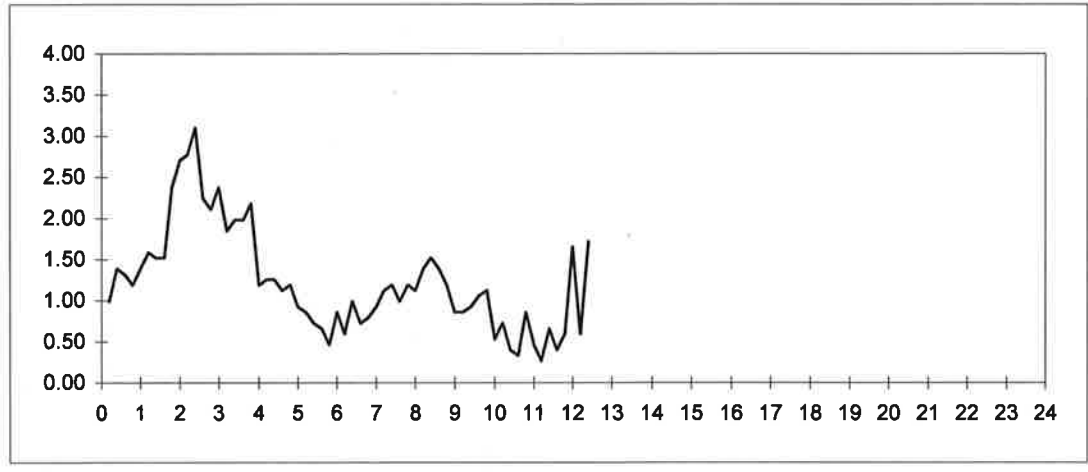
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		20	33		38	63			
	10	25		28	37		48	57			
	7	28		14	29		20	46			
	7	27		11	22						
1,0	10	28	7,0	17	29	13,0			19,0		
	18	39		18	32						
	16	40		18	35						
	20	43		18	36						
	32	55		27	42						
2,0	41	77	8,0	24	42	14,0			20,0		
	49	90		25	42						
	48	90		22	43						
	33	80		20	43						
	36	70		19	40						
3,0	31	63	9,0	15	33	15,0			21,0		
	28	64		13	26						
	26	54		14	27						
	30	60		17	31						
	29	59		20	36						
4,0	21	54	10,0	18	35	16,0			22,0		
	26	44		36	44						
	23	42		8	19						
	20	39		15	21						
	21	38		32	37						
5,0	18	36	11,0	8	21	17,0			23,0		
	16	30		10	17						
	16	29		12	16						
	15	26		11	21						
	14	24		17	23						
6,0	15	22	12,0	17	26	18,0			24,0		

H2O =

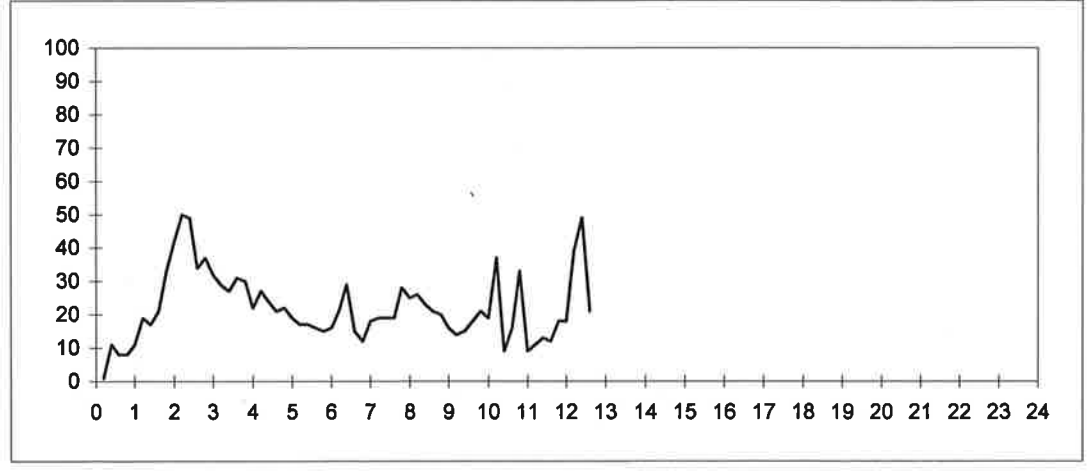
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)

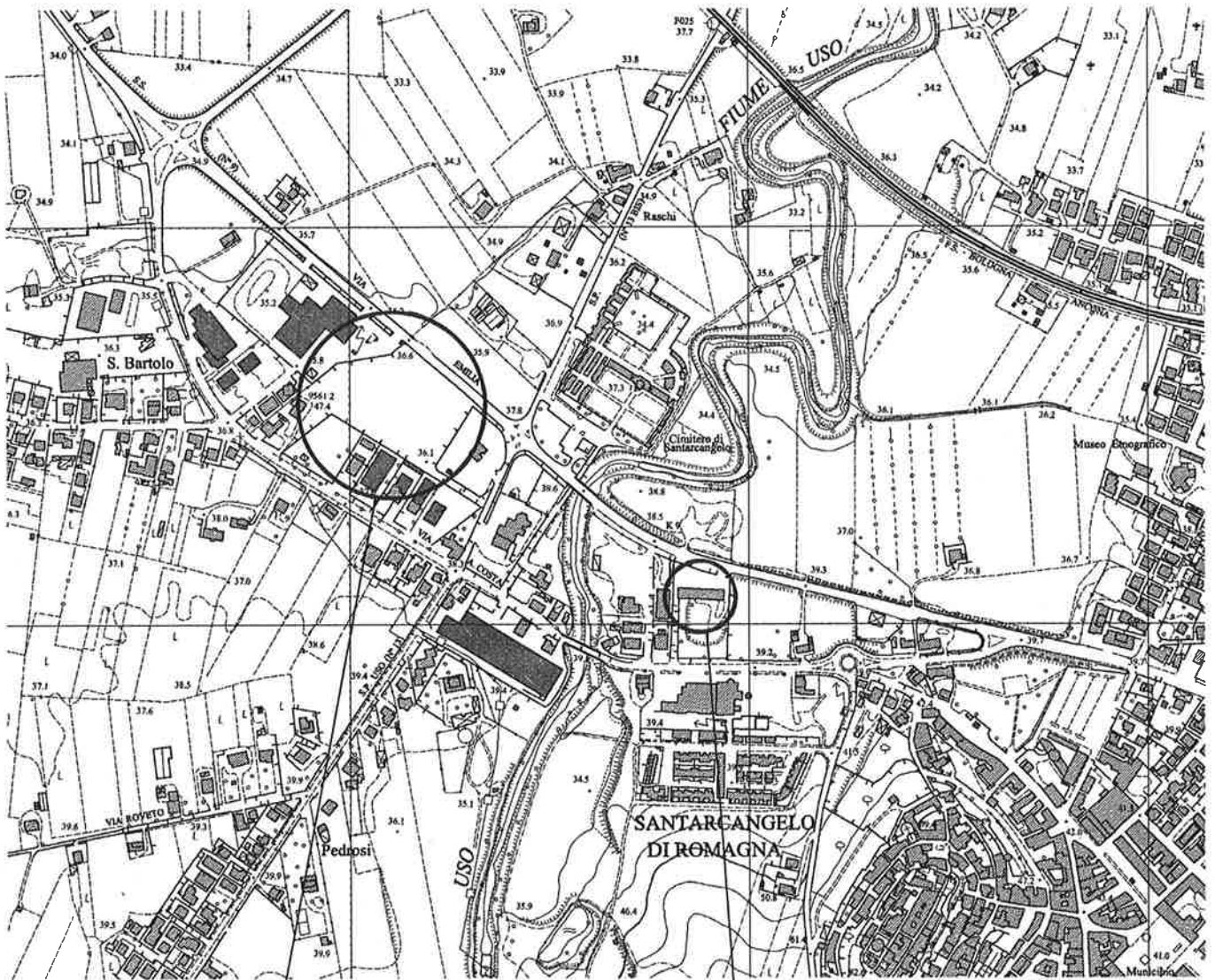


MISURA RP (Kg/cmq)



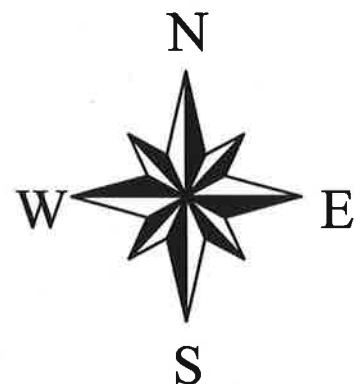
**UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE**  
**- sondaggi stratigrafici; prove di laboratorio -**  
(periodo: Settembre ÷ Ottobre 2010)

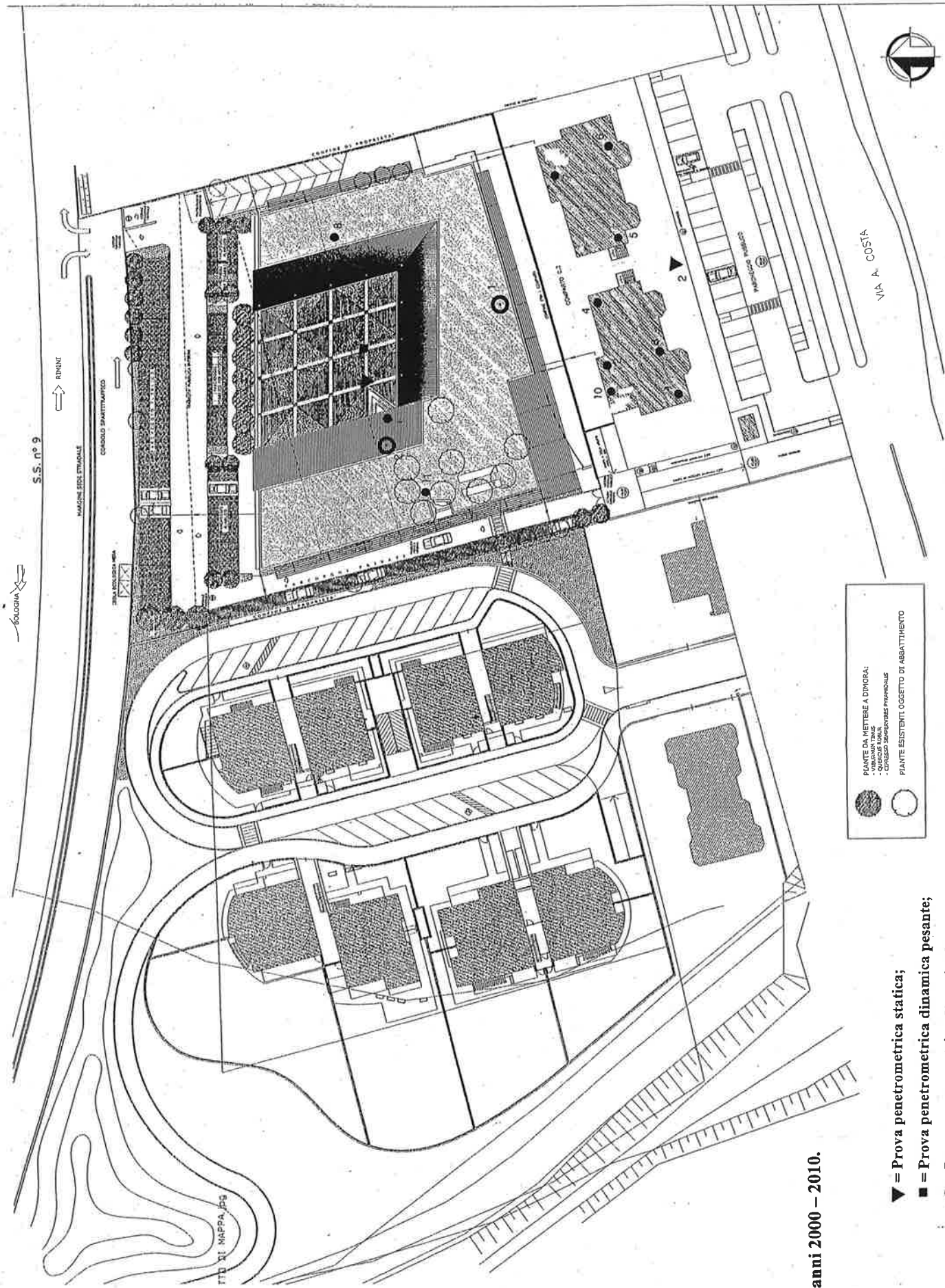
PLANIMETRIA scala 1 : 5.000



Area in esame

Sondaggi stratigrafici (Settembre - Ottobre 2010)





PIANTE DA METTERE A DIMORA:  
 - VILLAGGIO DI  
 - CONGEDO SUPERVIGILANZA PRISONALE

PIANTE ESISTENTI OGGETTO DI ABBATTIMENTO

- ▼ = Prova penetrometrica statica;
- = Prova penetrometrica dinamica pesante;
- = Prova penetrometrica dinamica leggera;
- = Sondaggio stratigrafico.

Campagna geognostica anni 2000 - 2010.

Committente SOC. TILIA srl

Data Inizio 23/09/2010

Cantiere Via Emilia

Data Fine 23/09/2010

Località SANTARCANGELO DI R.

Rif. 10406



SOND.

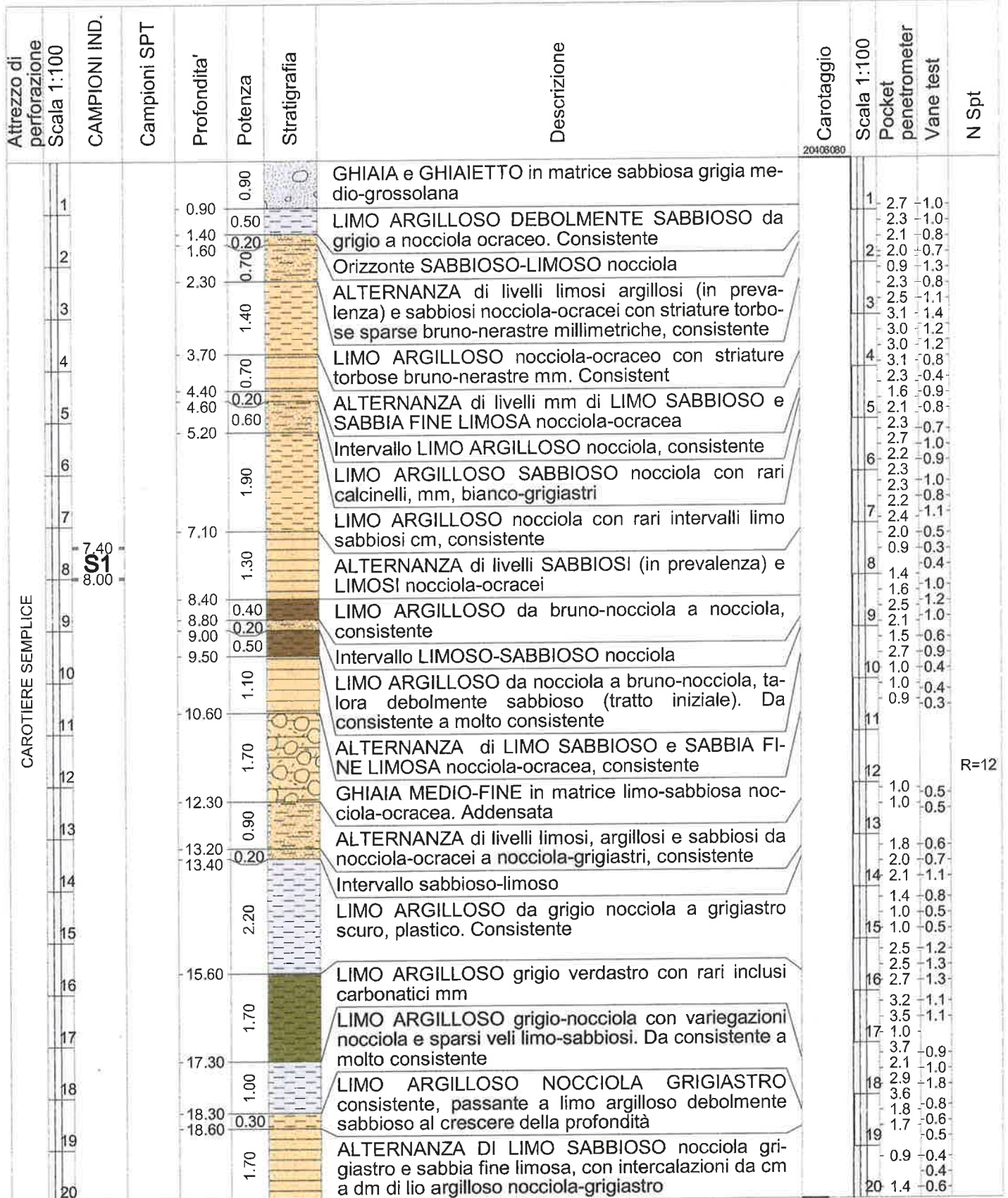
Metodo di perforazione Rotazione ad aste a c.c.  
Diametro 101

SONDA SE 750

Geologo di cantiere

FOGLIO

1



R=12

Committente SOC. TILIA srl

Data Inizio 23/09/2010



Cantiere Via Emilia

Data Fine 23/09/2010

Località SANTARCANGELO DI R.

Rif. 10406

SOND.  
1

Metodo di perforazione Rotazione ad aste a c.c.  
Diametro 101

SONDA SE 750  
Geologo di cantiere

FOGLIO  
2

Attrezzo di perforazione Scala 1:100	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio	CAMPIONI IND.	Pocket penetrometer	Vane test	Scala 1:100	Quota SPT	N Spt	Tubo aperto
CAROTIERE SEMPLICE	20.30	1.70		ALTERNANZA DI LIMO SABBIOSO nocciola grigiastro e sabbia fine limosa, con intercalazioni da cm a dm di lio argilloso nocciola-grigiastro	20406080		1.0	0.4	21	20.60 20.87	R=12 <sup>36</sup>	
	22.20	1.90		GHIAIA MEDIO-FINE a spigoli arrotondati in matrice sabbioso limosa nocciola grigiastra. Ad-densata			2.4	1.2	22			
	25.00	2.80		LIMO ARGILLOSO nocciola ocrea con diffusi inclusi carbonatici da mm a cm . Molto consistente			4.1	1.2	23			
							3.6	1.6	24			
							5.3	2.2	25			
							4.0	1.5	26			
							5.2	1.7	27			
							3.6	1.8	28			
									29			
									30			25.00

- ELABORATO da Dr. Geol. G. Venturini

- CONTROLLATO da Dr. Geol. G. Venturini

- APPROVATO da Dr. Geol. G. Venturini

in data 24/09/2010.

Committente SOC. TILIA srl

Data Inizio 23/09/2010



Cantiere Via Emilia

Data Fine 23/09/2010

Località SANTARCANGELO DI R.

Rif. 10406

SOND.  
2

Metodo di perforazione Rotazione ad aste a c.c.  
Diametro 101

SONDA SE 750  
Geologo di cantiere

FOGLIO  
1

Attrezzo di perforazione Scala 1:100	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio	CAMPIONI IND.	Pocket penetrometer	Vane test	Scala 1:100	Quota SPT	N Spt	Tubo aperto		
CAROTIERE SEMPLICE	1	1.40		DETRITO eterometrico ed eterogeneo in matrice sabbiosa medio-grossolana. Riporto	20406080				1					
	2	2.30		LIMO ARGILLOSO da nocciola a nocciola-ocraceo, con striature torbose bruno-nerastre mm. Da consistente a molto consistente			3.3 - 1.4 3.7 - 1.4 2.8 - 0.9 2.4 - 1.1 2.8 - 1.2		2 3					
	3	3.70		LIMO ARGILLOSO nocciola-ocraceo con striature torbose bruno-nerastre mm. Consistent			2.4 - 1.1 2.8 - 1.2 2.4 - 1.2 3.5 - 1.4 1.7 - 0.6		4					
	4	4.50		ALTERNANZA di livelli mm di LIMO SABBIOSO e SABBIA FINE LIMOSA nocciola-ocracea			1.0 - 0.5 1.6 - 0.8 2.6 - 1.1 1.8 - 0.9 2.6 - 1.2		5					
	5	6.90		LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO nocciola con intercalazioni limo-sabbiose cm sparse. Presenza di rari calcinelli bianco-grigiastri mm. Da consistente a molto consistente			2.6 - 1.3 3.0 - 1.0 2.9 - 1.1 2.6 - 1.1 0.9 - 0.4 0.8 - 0.4		6 7					
	6	8.00		LIMO SABBIOSO nocciola-ocraceo mediamente consistente			1.5 - 0.7 1.7 - 0.7 2.3 - 0.8 3.8 - 1.5		8 9					
	7	9.20		LIMO ARGILLOSO da bruno-nocciola a nocciola-grigiastro con intercalazioni cm limo-sabbiose sparse. Da consistente a molto consistente			1.4 - 0.8 2.3 - 0.7 1.2 - 0.6		10					
	8	10.40		LIMO SABBIOSO-ARGILLOSO nocciola-ocraceo, consistente			1.4 - 0.5		11	10.40 SPT1 10.83	R=22 13			
	9	13.60		GHIAIA medio-fine a spigoli arrotondati in matrice sabbioso-limosa grigio-avana. Addensata					12 13					
	10	15.00		LIMO ARGILLOSO grigio con rari inclusi carbonatici bianco-grigiastri mm. Da consistente a molto consistente					14 15					
	11	15.60		LIMO ARGILLOSO-SABBIOSO da grigio-verdastro a nocciola con variegazioni grigio-azzurre. Consistente					16					
	12	18.00		LIMO ARGILLOSO nocciola-ocraceo, consistente					17					
	13	18.50		ALTERNANZE di livelli di LIMO ARGILLOSO E SABBIOSO nocciola-ocraceo con rari inclusi carbonatici bianco-grigiastri, mm. Consistente					18					
	14	19.00		SABBIA FINE-MEDIA, LIMOSA, talora intercalata da livelli cm di lio argilloso. Da nocciola a ocraceo-grigiastra					19					
	15	19.80							20					



Committente SOC. TILIA srl

Data Inizio 23/09/2010

Cantiere Via Emilia

Data Fine 23/09/2010

Località SANTARCANGELO DI R.

Rif. 10406



SOND.  
2

Metodo di perforazione Rotazione ad aste a c.c.  
Diametro 101

SONDA SE 750

Geologo di cantiere

FOGLIO

2


Attrezzo di perforazione Scala 1:100	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio	CAMPIONI IND.	Pocket penetrometer	Vane test	Scala 1:100	Quota SPT	N Spt	Tubo aperto	
CAROTIERE SEMPLICE	21	20.90	1.10	SABBIA FINE-MEDIA, LIMOSA, talora intercalata da livelli cm di lio argilloso. Da nocciola a ocraceo-grigiastra	20406080		1.0						
	21.30	0.40					1.3 - 0.4	21					
	22	22.70	1.40	ALTERNANZA di livelli cm di LIMO ARGILLOSO e SABBIOSO nocciola grigiastro. Da media-mente consistente a consistente							21.60	R=14 <sup>38</sup>	
	23	22.70		GHIAIA eterogenea ed eterometrica inmatrice li-mo sabbiosa nocciola-grigiastra						0.8 - 0.3	22		21.89
	24	24.40	1.70	LIMO ARGILLOSO nocciola-grigiastro con sparsi inclusi carbonatici bianco-grigiastri, mm. Il tenore in grigio aumenta con la profondita'. Da consistente a molto consistente.						3.8 - 1.1	23		
	25	25.00	0.60	LIMO ARGILLOSO grigio, compatto, plastico. Molto consistente						2.5 - 1.1	24		
	26									3.3 - 1.4	25		
	27									2.8 - 1.3	26		
	28									4.7 - 2.4	27		
	29									3.6 - 1.7	28		
30								29					

- ELABORATO da Dr. Geol. G. Venturini

- CONTROLLATO da Dr. Geol. G. Venturini

- APPROVATO da Dr. Geol. G. Venturini

in data 24/09/2010.

Committente	Dr. F. BATTISTINI		<b>GEOEMME 2</b>	
Lavoro	SANTARCANGELO		SERVIZI GEOLOGICI E GEOTECNICI CONSOLIDAMENTI	
Data	12.10.2010		<b>2</b>	<b>RIMINI</b>
Rif.	10406			

Sond n. 1                      Camp n. 1                      da m. 7.40                      a m. 8.00

### SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

#### DESCRIZIONE:

LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO NOCCIOLA-OCRACEO CON STRIATURE TORBOSE MILLIMETRICHE SPASRE E RARI INCLUSI CARBONATICI BIANCO- GRIGI MILLIMETRICI. CONSISTENTE.

#### CARATTERISTICHE GENERALI

#### LIMITI DI CONSISTENZA

#### GRANULOMETRIA

#### RESISTENZA

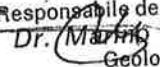
Pocket Penetrom.       $q_u = 1.0 - 1.2$       Kg/cm<sup>2</sup>


Vane Test                       $C_u = 0.45 - 0.55$       Kg/cm<sup>2</sup>

#### TAGLIO C.D.

angolo di attrito	$\varphi' = 26.2$	Coesione	$C' = 0.11$	Kg/cm <sup>2</sup>
angolo di attrito residuo	$\varphi_r =$	Coesione residua	$C_r =$	Kg/cm <sup>2</sup>

#### OSSERVAZIONI:

Responsabile del Laboratorio  
 Dr.  Mularoni  
 Geologo

Committente	Dr. F. BATTISTINI		<b>GEOEMME 2</b>
Lavoro	SANTARCANGELO		SERVIZI GEOLOGICI E GEOTECNICI CONSOLIDAMENTI
Data	12.10.2010		<b>RIMINI</b>
Rif.	10406		

Sond n. **2** Camp n. **1** da m. **14.9** a m. **15.4**

### SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

#### DESCRIZIONE:

LIMO ARGILLOSO A GRIGIO-AZZURRO A GRIGIO-NOCCIOLA NEL TRATTO TERMINALE DELL'INTERVALLO CONSIDERATO. MOLTO CONSISTENTE.

#### CARATTERISTICHE GENERALI

#### LIMITI DI CONSISTENZA

#### GRANULOMETRIA

#### RESISTENZA

Pocket Penetrom.       $qu = 2.7 - 3.4$       Kg/cm<sup>2</sup>

Vane Test                       $Cu = 1.2 - 1.5$       Kg/cm<sup>2</sup>

#### EDOMETRIA

Modulo edometrico	$E_{ed} = 110.74$	Kg/cm <sup>2</sup>	per $\sigma =$	4 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di consolidazione	$C_v = 2.91E-4$	cm <sup>2</sup> /sec	per $\sigma =$	4 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di compressibilita' edom.	$M_v = 9.03E-3$	cm <sup>2</sup> /Kg	per $\sigma =$	4 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di permeabilita'	$K_{ed} = 2.63E-9$	cm/sec	per $\sigma =$	4 Kg/cm <sup>2</sup>

#### OSSERVAZIONI:

Responsabile del Laboratorio  
*Dr. Marino Mularoni*  
 Geologo

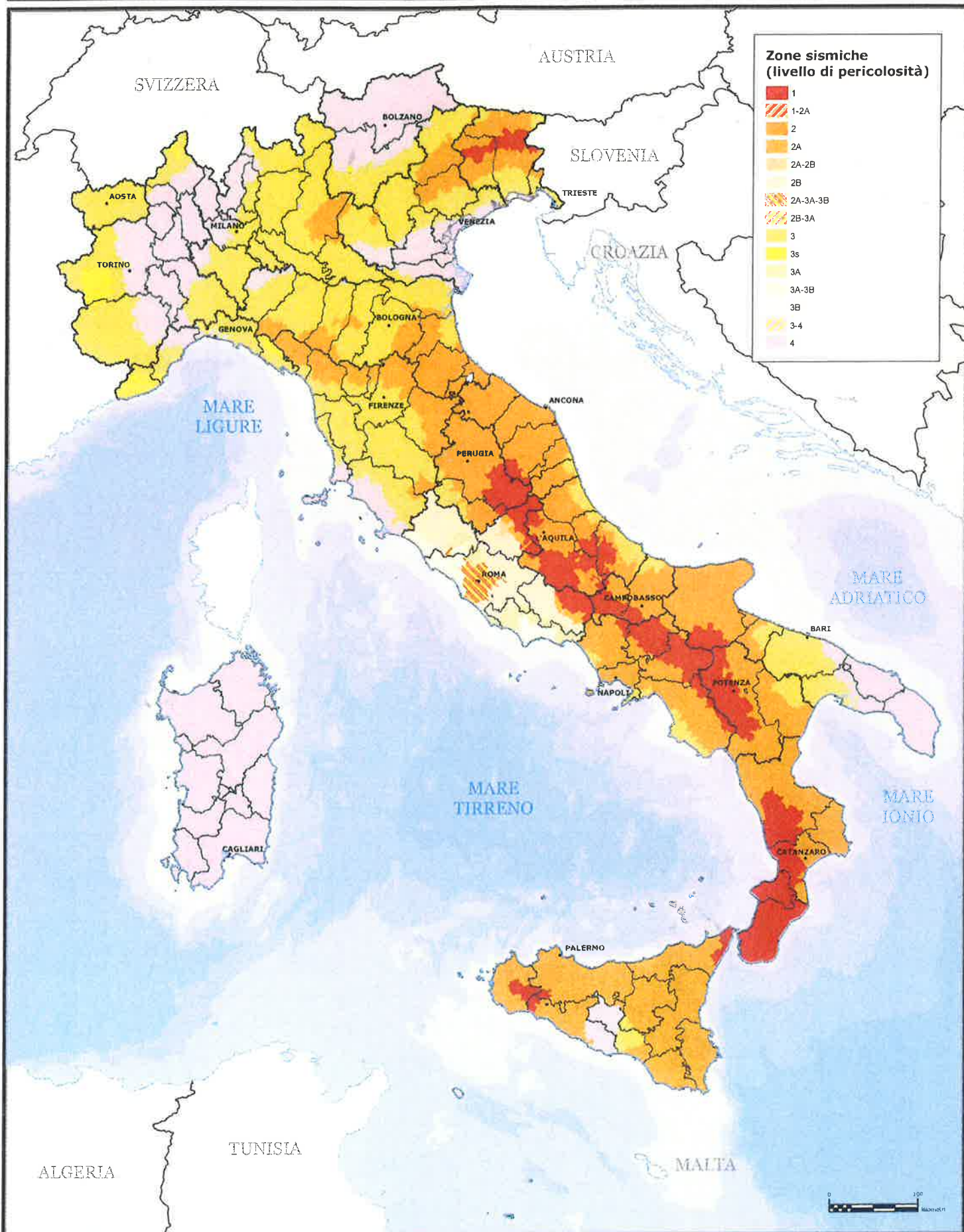
**TRACCIA DELLE SEZIONI GEOLOGICHE RILEVATE**



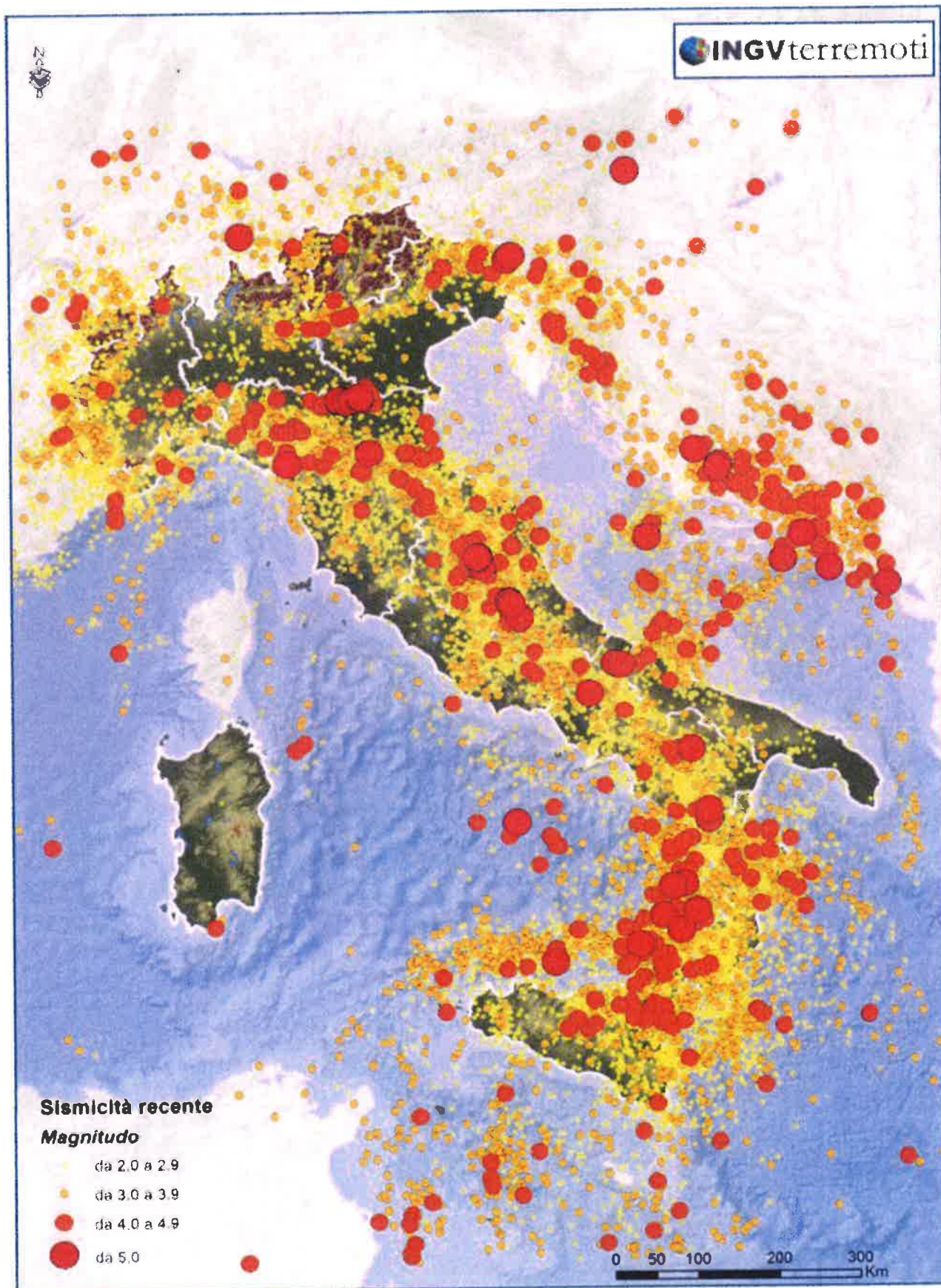
## Classificazione sismica al 2015

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274.

Atti di recepimento al 1° giugno 2014. Abruzzo: DGR 29/3/03, n. 438. Basilicata: DCR 19/11/03, n. 731. Calabria: DGR 10/2/04, n. 47. Campania: DGR 7/11/02, n. 5447. Emilia Romagna: DGR 21/7/03, n. 1435. Friuli Venezia Giulia: DGR 6/5/10, n. 845. Lazio: DGR 22/5/09, n. 387. Liguria: DGR 19/11/10, n. 1362. Lombardia: DGR 11/7/14, n. X/2129. Marche: DGR 29/7/03, n. 1046. Molise: DGR 2/8/06, n. 1171. Piemonte: DGR 12/12/11, n. 4-3084. Puglia: DGR 2/3/04, n. 153. Sardegna: DGR 30/3/04, n. 15/31. Sicilia: DGR 19/12/03, n. 408. Toscana: DGR 26/5/14, n. 878. Trentino Alto Adige: Bolzano, DGP 6/11/06, n. 4047; Trento, DGP 27/12/12, n. 2919. Umbria: DGR 18/9/12, n. 1111. Veneto: DCR 3/12/03, n. 67. Valle d'Aosta: DGR 4/10/13 n. 1603

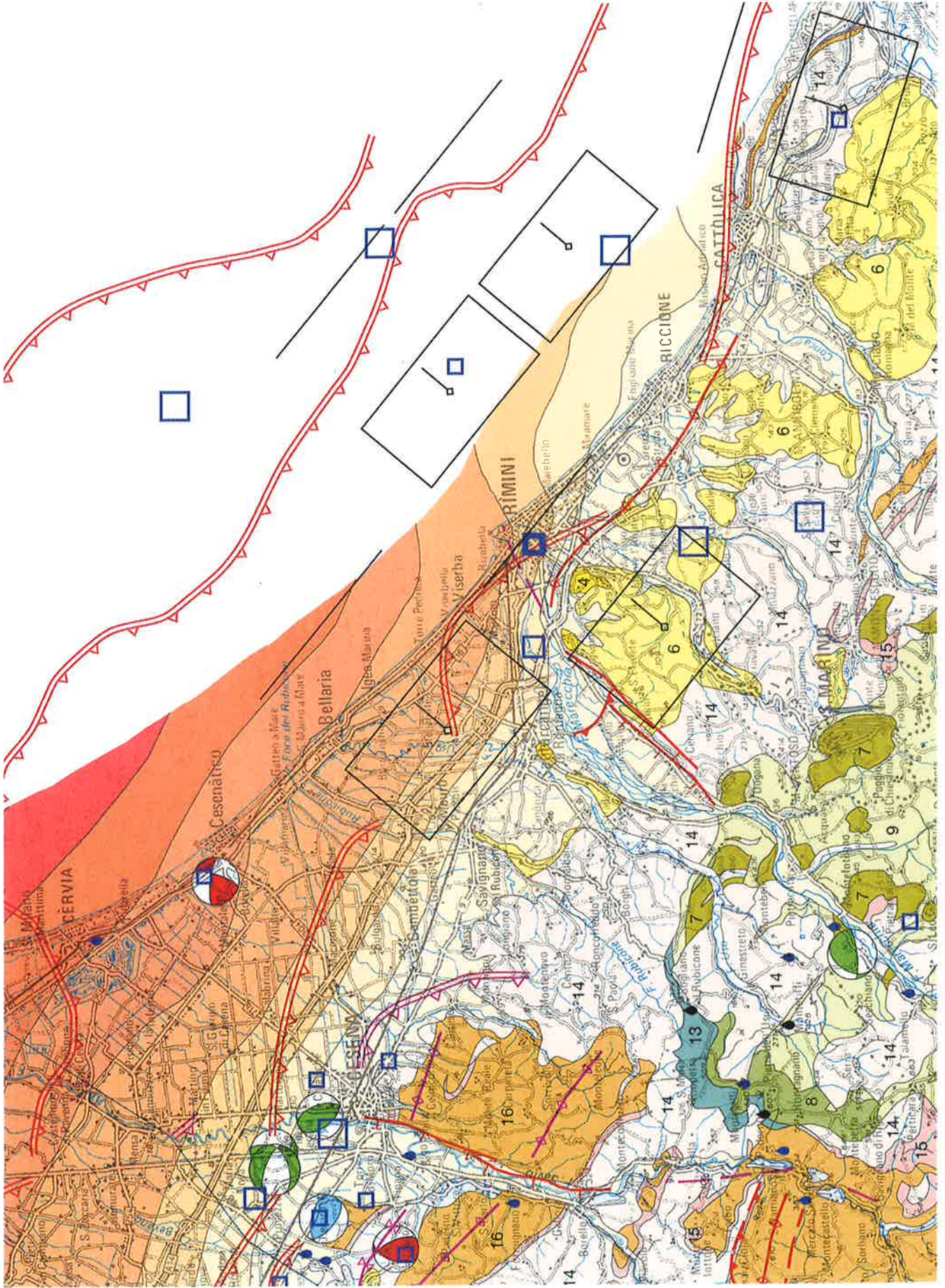


La sismicità dal 1985 al 2014. Sono mostrati i terremoti di magnitudo  $ML \geq 2.0$  registrati dalla Rete Sismica Nazionale (Dati: Iside, <http://iside.rm.ingv.it>).

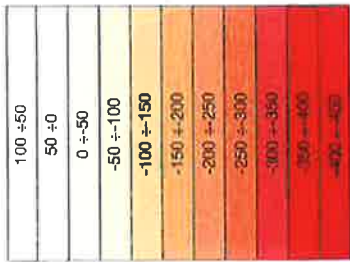


**CARTA SISMOTETTONICA della Regione Emilia Romagna e Aree Limitrofe**

**- redatta dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna  
nel 2016 e pubblicata nel 2017 (Particolare) -.**







Ma = milioni di anni  
My = milioni of years

Isobats della base del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (SERS; 0,45 Ma-Presente) riferite al livello del mare (sciami S) e base di Fm. Emilia-Romagna Upper System (SERS; 0,45 My-Present) referred to the sea level

**Unità geologiche affioranti**  
*Outcropping geological units*

Depositi quaternari dei bacini intermontani e del margine padano-adriatico  
*Quaternary deposits of intermontane basins and Po Plain - Adriatic margin*

- 1 Depositi alluvionali olocenici  
*Holocene alluvial deposits*
- 2 Depositi alluvionali pleistocenici  
*Pleistocene alluvial deposits*
- 3 Depositi fluviolacustri (Melfanichiano-Pleistocene medio)  
*Fluvio-lacustrine deposits (Melfanichium-middle Pleistocene)*
- 4 Successione marina plio-pleistocenica del margine padano-adriatico  
*Pliocene-Pleistocene marine succession of the Po Plain-Adriatic margin*
- 5 Sabbie di Imola (Pleistocene medio)  
*Imola Sands (middle Pleistocene)*
- 6 Sabbie gialle (Pleistocene medio)  
*Yellow sands (middle Pleistocene)*
- 7 Successione Pliocene sup. - Pleistocene inf.  
*Late Pliocene - Early Pleistocene succession*
- 8 Unità alloctone s.l.  
*Allochthonous units*
- 9 Successione epifugure superiore (Burdigaliano - Messiniano inf.)  
*Upper Epifuguran Succession (Burdigalian - Early Messinian)*
- 10 Successione epifugure inferiore (Luteziano - Burdigaliano)  
*Lower Epifuguran Succession (Lutezian - Burdigalian)*
- 11 Unità Liquidi (Giurassico - Eocene medio)  
*Liquian Units (Jurassic - middle Eocene)*
- 12 Successione episubigurge (Bertoniano - Langhiano)  
*Episubiguran Succession (Bertonian - Langhian)*
- 13 Subiguridi (Cretaceo-Aquitaniense)  
*Subiguran Units (Cretaceous - Aquitanian)*
- 14 Unità delle evaporiti triassiche della Val Secchia  
*Val Secchia Triassic evaporites*
- 15 Mélange tettonico  
*Tectonic mélange*
- 16 Unità umbro-marchigiano-romagnolo  
*Umbria-Marche and Romagna Units*
- 17 Successione Messiniano sup. - Pliocene inf.  
*Late Messinian - Early Pliocene succession*
- 18 Evaporiti messiniani  
*Messinian evaporites*
- 19 Depositi di avanzata miocenica  
*Miocene foredeep deposits*
- 20 Unità toscane  
*Tuscan Units*
- 21 Depositi di avanzata oligo-miocenica e Scaglia Toscana  
*Oligocene-Miocene foredeep deposits and Tuscan Scaglia*
- 22 Successione carbonatica mesozoica  
*Mesozoic carbonatic succession*
- 23 Basamento cristallino e copertura metamorfica  
*Crystalline basement and metamorphic units*

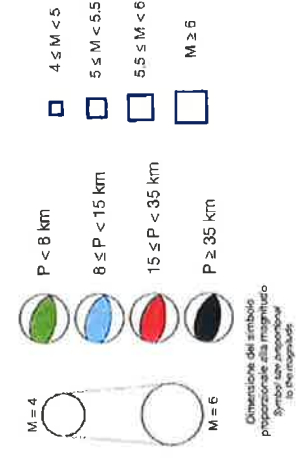
**Active tectonic structures**

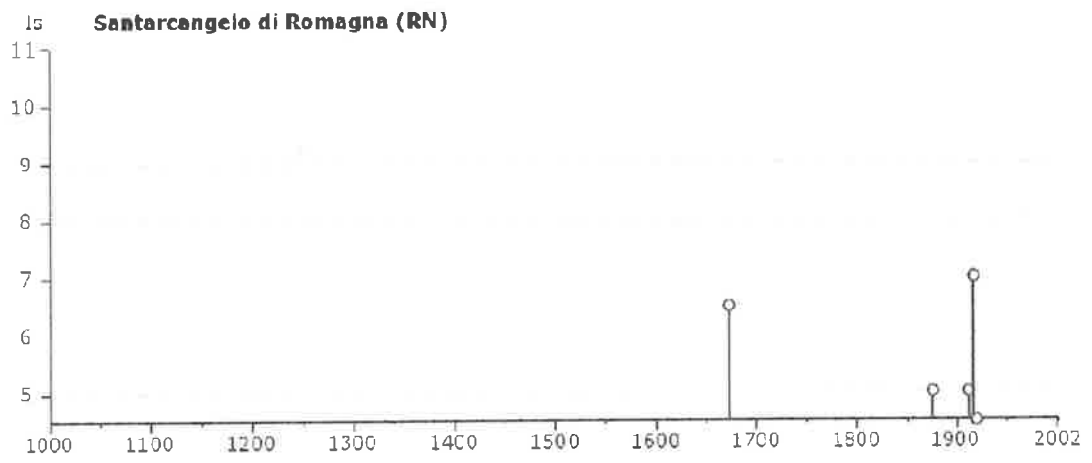
- Faglia  
*Fault*
- Faglia presunta  
*Inferred fault*
- Faglia normale  
*Normal fault*
- Faglia normale presunta  
*Inferred normal fault*
- Anticlinale  
*Anticline*
- Sovrascarricamento  
*Thrust fault*
- Fronte di sovrascarricamento sepolto  
*Buried thrust front*
- Fronte di sovrascarricamento sepolto presunto  
*Inferred buried thrust front*
- Faglia sepolta  
*Buried fault*
- Faglia sepolta presunta  
*Inferred buried fault*
- Faglia normale sepolta presunta  
*Inferred buried normal fault*
- Sorgente sismogenica individuale (da DISS 3.2)  
*Individual seismogenic source (from DISS 3.2)*

**Strutture tettoniche potenzialmente attive**  
*Potentially active tectonic structures*

- Faglia  
*Fault*
- Faglia presunta  
*Inferred fault*
- Faglia normale  
*Normal fault*
- Faglia normale presunta  
*Inferred normal fault*
- Anticlinale  
*Anticline*
- Sinclinale  
*Syncline*
- Fronte di sovrascarricamento sepolto  
*Buried thrust front*
- Fronte di sovrascarricamento sepolto presunto  
*Inferred buried thrust front*
- Faglia sepolta  
*Buried fault*
- Faglia sepolta presunta  
*Inferred buried fault*
- Faglia normale sepolta presunta  
*Inferred buried normal fault*
- Discontinuità presunta  
*Inferred discontinuity*
- Traccia di sabbie geologica  
*Geological cross section trace*

**Meccanismi focali**  
*Earthquake epicenters (da CPT15)*  
*Earthquake epicenters (from CPT15)*







Effetti	In occasione del terremoto del					
Int.	Anno Mi	Me Se	Gi Ho	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
			07 11 0			
4	☒ 1961	05	08	Forlivese	40	5 4.37
		22 45 5				
NF	☒ 1969	08	09	Appennino tosco-romagnolo	33	5 4.20
		09 20 5				
NF	☒ 1970	09	26	Cesenate	18	4-5 3.93
		16 42 2				
4	☒ 1980	11	23	Irpinia-Basilicata	1394	10 6.81
		18 34 5				
NF	☒ 1983	11	09	Parmense	850	6-7 5.04
		16 29 5				
NF	☒ 1986	12	06	Ferrarese	604	6 4.43
		17 07 1				
NF	☒ 1993	11	07	Cesenate	36	4-5 3.95
		23 21 1				
NF	☒ 1993	11	09	Cesenate	28	4-5 3.93
		13 46 2				
NF	☒ 1997	09	26	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8 5.66
		00 33 1				
4	☒ 1997	09	26	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9 5.97
		09 40 2				
NF	☒ 1999	01	25	Appennino forlivese	97	5 4.36
		22 45 5				
NF	☒ 2000	05	06	Faentino	85	5 4.08
		22 07 0				
NF	☒ 2000	05	08	Faentino	126	5 4.67
		12 29 5				
NF	☒ 2000	05	10	Faentino	151	5-6 4.82
		16 52 1				
3-4	☒ 2000	08	01	Montefeltro	84	5-6 4.27
		02 34 3				
NF	☒ 2001	11	26	Casentino	211	5-6 4.63
		00 56 5				
NF	☒ 2002	11	02	Ferrarese	79	4 4.21
		10 57 4				
NF	☒ 2003	12	07	Forlivese	165	5 4.18
		10 20 3				
NF	☒ 2006	10	21	Anconetano	287	5 4.21
		07 04 1				

**STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA**  
**Dott. Geol. LORENZO DEL MASCHIO**  
Via Camogli 59 - 41125 Modena  
Tel 347/4128277 - Fax 059/394816  
e-mail [delmaschio.l@alice.it](mailto:delmaschio.l@alice.it)  
PEC [delmaschio.l@epap.sicurezza postale.it](mailto:delmaschio.l@epap.sicurezza postale.it)

**COMUNE DI SANTARCANGELO**  
**PROVINCIA DI RIMINI**

**OGGETTO:**

**RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA  
PER IL PUA ITALPACK SRL PER L'ATTUAZIONE DI INTERVENTI EDILIZI  
PER AMPLIAMENTI DI ATTIVITA' MANIFATTURIERE E ASSIMILABILI  
IN COMUNE DI SANTARCANGELO DI ROMAGNA**

**LOCALITÀ:**

Santarcangelo di Romagna - Via Costa 106

**COMMITTENTE**

ITALPACK Srl

DICEMBRE 2018



## INDICE GENERALE

1. PREMESSA	1
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA	1
a. Riferimenti cartografici	1
b. Copertura aerofotogrammetrica	1
c. Riferimenti catastali	1
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO	3
a. Sismicità delle aree di interesse	3
b. Sismicità storica delle aree di intervento	4
c. Individuazione della pericolosità sismica del sito	7
4. INDAGINI REALIZZATE	12
5. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	13
a. Indagini geofisiche	13
a1. I dati ottenuti	13
a2. Interpretazione delle indagini	13

## 1. PREMESSA

Su incarico del Dott. Geol. Franco Battistini, è stato redatto lo studio per l'ampliamento di capannone industriale in Comune di Santarcangelo di Romagna. L'indagine è stata effettuata mediante indagini sismiche.

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO - AMMINISTRATIVO

L'area di intervento è ubicata in Santarcangelo di Romagna, Via Costa 106  
I principali riferimenti sono:

### ***a. Riferimenti cartografici (fig. 2.1 - 2.2)***

C.T.R.: Tavola 256SO (1:25.000);  
Sezione 256100 (1:10.000);  
Elemento 256103 (1:5000).

### ***b. Copertura aereofotogrammetrica***

- Foto aeree RER 1954
- Foto aeree RER 1973-1978
- Ortofoto digitali AIMA 1996
- Ortofoto digitali Terraitaly 2000
- Ortofoto digitali QB 2003
- Ortofoto AGEA-RER 2008
- Ortofoto AGEA-RER 2011



Figura 2.1: Localizzazione area di indagine su C.T.R. a scala 1:25.000.

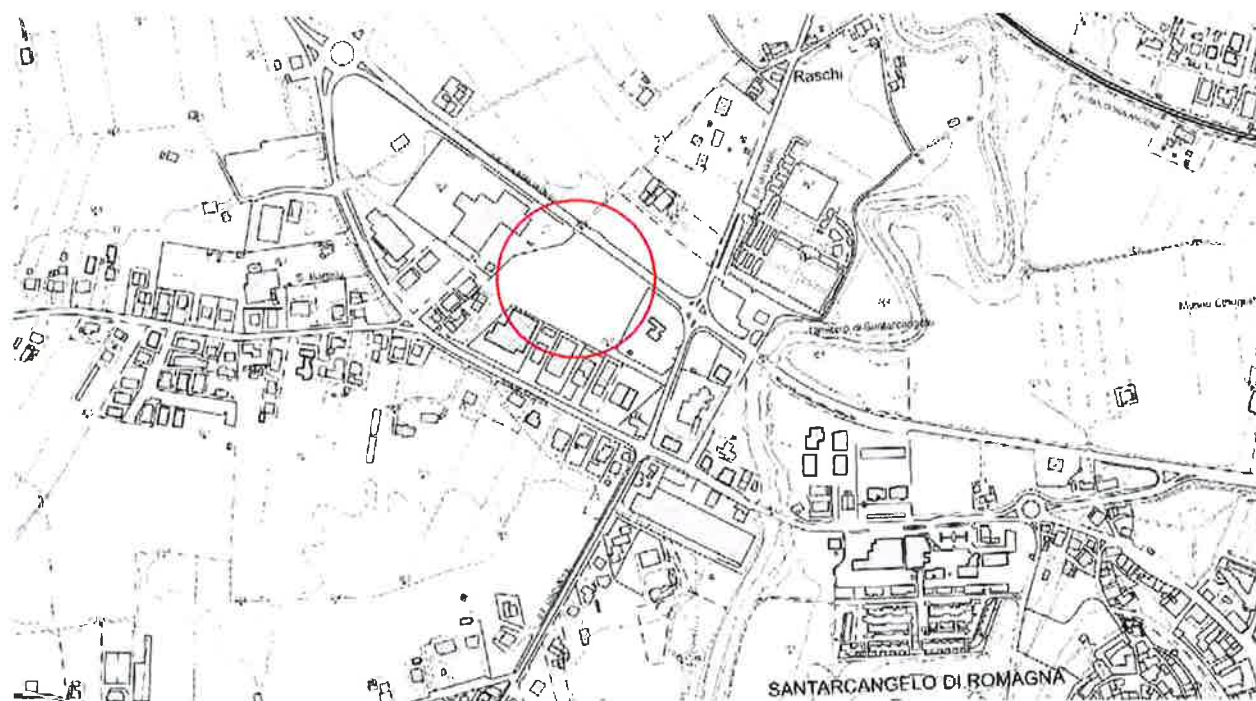


Figura 2.2: Localizzazione area di indagine su C.T.R. a scala 1:5.000.



### 3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO

Allo stato attuale la normativa di riferimento in materia sismica risulta essere il D.M. 17 gennaio 2018 recante “norme tecniche per le costruzioni”, entrata in vigore a partire dal 22 marzo 2018.

La classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna introdotta ai sensi del punto 3 dell’Allegato 1 dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 maggio 2003, prevede che il territorio nazionale sia suddiviso in quattro zone sismiche, caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione ( $a_g$ ).

Nell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formulazione degli elenchi delle medesime zone” all’allegato 1.A” sono individuate quattro zone sismiche orizzontale massima convenzionale su suolo di tipo A, ai quali ancorare lo spettro di risposta elastico.

Ciascuna zona è individuata mediante valori di accelerazione massima al suolo  $a_g$ , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da  $V_{s30} > 800 \text{ m/s}$  secondo lo schema seguente. I valori di accelerazione delle quattro zone sismiche sono maggiormente specificati rispetto all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 secondo la schema di seguito proposto (tabella 3.1):

Tabella 3.1: Valori di accelerazione al suolo  $a_g$

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ ) – OPCM 3519	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ( $a_g$ ) – OPCM 3472
1	$0.25 < a_g \leq 0.35 \text{ g}$	$0.35 \text{ g}$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25 \text{ g}$	$0.25 \text{ g}$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15 \text{ g}$	$0.15 \text{ g}$
4	$\leq 0.05 \text{ g}$	$0.05 \text{ g}$

Di seguito si riportano le classificazioni della sismicità dei comuni interessati dagli interventi in base alle vecchie normative e ovviamente anche in base alla nuova e vigente classificazione proposta dall’OPCM 3274/2003 e s.m.i (tabella 3.2).

Tabella 3.2: Classificazione della sismicità del comune e valore dell’accelerazione al suolo  $a_g$

Comune	Classificazione sismica (Decreti fino al 1984)	Classificazione sismica OPCM 3274/2003	$a_g$
Santarcangelo	II	2	$0.25 \text{ g}$

## b. Sismicità storica delle aree di intervento

In Pianura Padana la superficie di base del Sistema Emiliano Romagnolo (0.45 Ma) è la più recente superficie di discordanza angolare in scala regionale.

Lo studio in dettaglio delle strutture sepolte della Pianura Padana è possibile soprattutto grazie all'interpretazione di profili sismici.

I terreni più recenti che registrano diffuse deformazioni alla mesoscala sono le Sabbie di Imola e il Sistema Emiliano-Romagnolo inferiore (SERI) di età compresa tra 0.8 e 0.45 Ma; risulta dunque evidente, anche da osservazioni di campagna, che gran parte del margine appenninico-padano e del sottosuolo padano-adriatico sono stati interessati da deformazioni più recenti di 0.45 Ma.

Nell'area di studio la SERS è indicata a una profondità massima compresa tra i 0 ed i 50 m. Dall'analisi delle prove eseguite con sismica passiva risulta che fino alla profondità di circa 60 m si registrano aumenti graduali delle velocità di propagazione delle onde sismiche fino 500 m/s. La profondità di circa 60-70 m da p.c. può essere considerata come la quota del bedrock sismico.

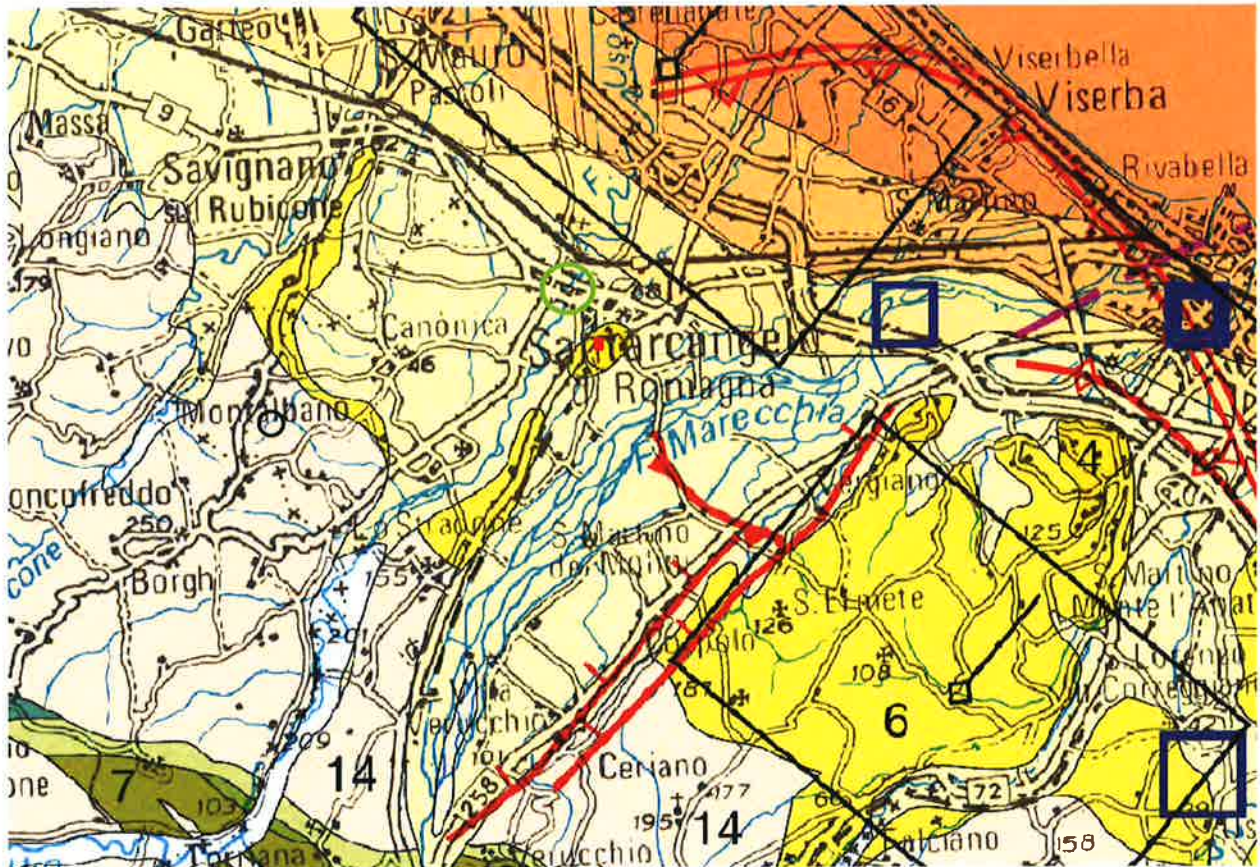


Figura 3.1: Carta Sismotettonica redatta dalla Regione Emilia Romagna (2016).

Nella tabella 3.3 sono riportati i dati storici del comune di Santarcangelo di Romagna, definiti nel Gruppo di lavoro CPTI (2015) Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2015 (CPTI15), INGV, Bologna con aggiornamento DBMI15 (dicembre 2015) reperibile all'indirizzo web <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>

Effetti	In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
6-7	1672	04	14	15	45		Riminense	92	8 5.59
5	1875	03	17	23	51		Costa romagnola	144	8 5.74
NF	1904	11	17	05	02		Pistoiese	204	7 5.10
4	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7 5.36
3	1911	02	19	07	18	3	Forlivese	181	7 5.26
3	1911	03	20	15	47		Forlivese	25	6 5.09
5	1911	03	26	13	51		Riminense	9	5 5.04
3	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7 5.63
3-4	1915	01	13	06	52	4	Marsica	1041	11 7.08
7	1916	05	17	12	50		Riminense	132	8 5.82
6	1916	06	16	01	27		Riminense	17	6 4.82
7	1916	08	16	07	06	1	Riminense	257	8 5.82
3	1917	04	26	09	35	5	Alta Valtiberina	134	9-10 5.99
4	1918	11	10	15	12	2	Appennino forlivese	187	9 5.96
4-5	1919	06	29	15	06	1	Mugello	565	10 6.38
3	1920	09	07	05	55	4	Garfagnana	750	10 6.53
3-4	1924	01	02	08	55	1	Senigallia	76	7-8 5.48
4	1930	10	30	07	13		Senigallia	268	8 5.83
4	1953	12	14	07	11	0	Appennino forlivese	48	5-6 4.70
4	1961	05	08	22	45	5	Forlivese	40	5 4.37
NF	1969	08	09	09	20	5	Appennino tosco-romagnolo	33	5 4.20
NF	1970	09	26	16	42	2	Cesenate	18	4-5 3.93
4	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10 6.81
NF	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7 5.04
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6 4.43
NF	1993	11	07	23	21	1	Cesenate	36	4-5 3.95
NF	1993	11	09	13	46	2	Cesenate	28	4-5 3.93

NF		1997 09 26 00 33 1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
4		1997 09 26 09 40 2	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
NF		1999 01 25 22 45 5	Appennino forlivese	97	5	4.36
NF		2000 05 06 22 07 0	Faentino	85	5	4.08
NF		2000 05 08 12 29 5	Faentino	126	5	4.67
NF		2000 05 10 16 52 1	Faentino	151	5-6	4.82
3-4		2000 08 01 02 34 3	Montefeltro	84	5-6	4.27
NF		2001 11 26 00 56 5	Casentino	211	5-6	4.63
NF		2002 11 02 10 57 4	Ferrarese	79	4	4.21
NF		2003 12 07 10 20 3	Forlivese	165	5	4.18
NF		2006 10 21 07 04 1	Anconetano	287	5	4.21

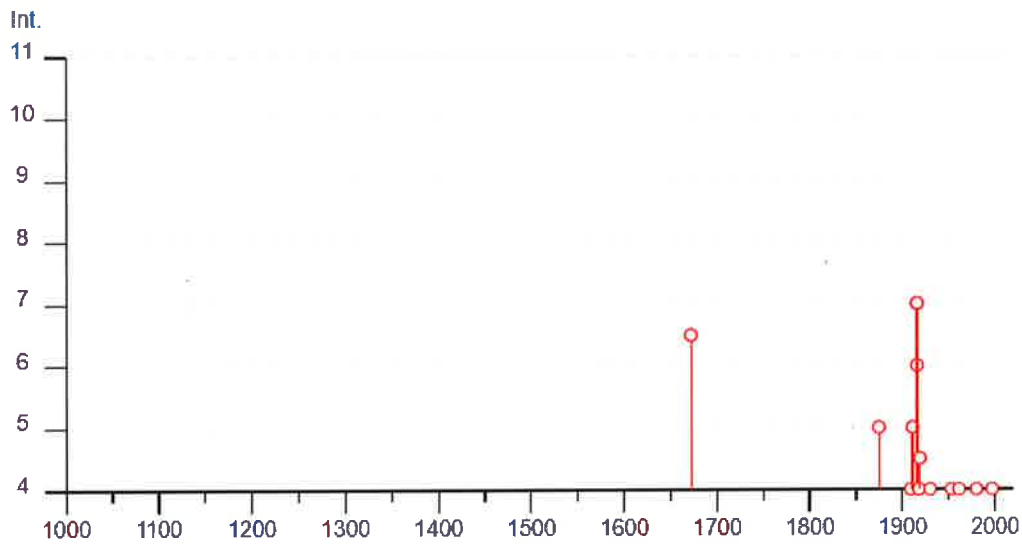


Tabella 3.3: Storia sismica del comune di Santarcangelo di Romagna (Rn).

### c. Individuazione della pericolosità sismica del sito

Di seguito si riportano i dati salienti per la definizione della pericolosità sismica del sito che sono stati inseriti nel foglio di calcolo "Spetti NTC v. 1.03" scaricabile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (<http://www.infrastrutture.gov.it/consuplp/>).

#### ***FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito***

The screenshot shows the 'FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO' software interface. It features a search section with two radio buttons: 'Ricerca per coordinate' (selected) and 'Ricerca per comune'. The coordinate search fields show 'LONGITUDINE' as 12.435095 and 'LATTUDINE' as 44.070135. The comune search fields show 'REGIONE' as Emilia-Romagna, 'PROVINCIA' as Rimini, and 'COMUNE' as Rimini.

Below the search section, there are two main areas: 'Elaborazioni grafiche' and 'Elaborazioni numeriche'. The 'Elaborazioni grafiche' section includes 'Grafici spettri di risposta' and 'Variabilità dei parametri'. The 'Elaborazioni numeriche' section includes 'Tabella parametri'.

The central part of the interface is titled 'Reticolo di riferimento' and displays a map of Italy with a grid overlay. A control panel on the right allows for 'Controllo sul reticolo' with three radio buttons: 'Sito esterno al reticolo', 'Interpolazione su 3 nodi', and 'Interpolazione corretta'. Below this is an 'Interpolazione' dropdown menu set to 'media ponderata'.

At the bottom left, a section titled 'Nodi del reticolo intorno al sito' shows a detailed view of the grid nodes. The nodes are arranged in a 2x2 grid with a central node. The nodes are labeled with IDs: 18743 (top-left), 18744 (top-right), 18985 (bottom-left), and 18986 (bottom-right). The grid is centered on a site, with a 7.5 km distance marked between the central node and the surrounding nodes.

**FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione**

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

---

**Valori di progetto**

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="30"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="475"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="975"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

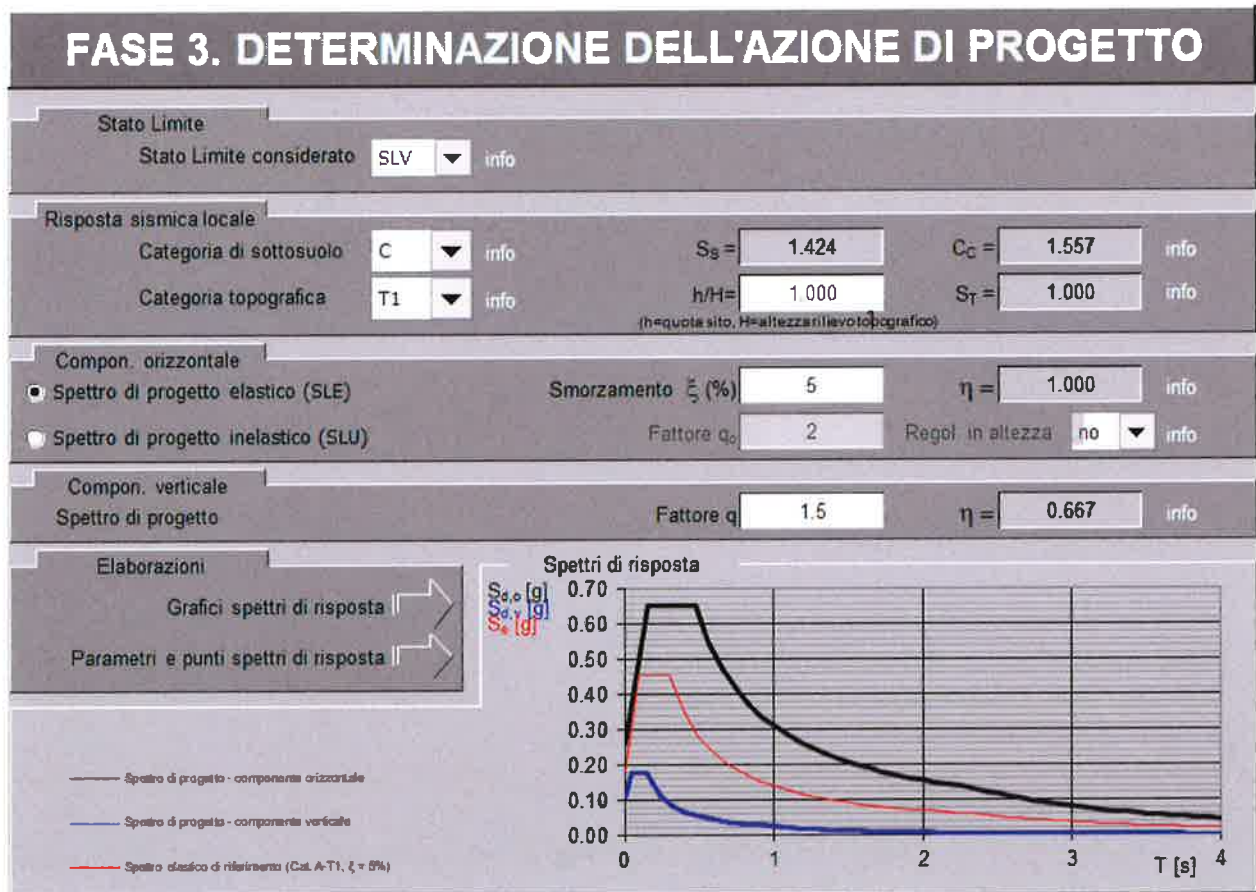
**LEGENDA GRAFICO**

..... Strategia per costruzioni ordinarie    - - - - - Strategia scelta

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.053	2.450	0.268
SLD	50	0.068	2.445	0.285
SLV	475	0.185	2.484	0.303
SLC	975	0.243	2.493	0.316

Tabella 3.4: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno Stato Limite.

**FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto**



### Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Fondazioni

#### Sito in esame.

latitudine: 44,070135  
longitudine: 12,435095  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

#### Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18743	Lat: 44,0796	Lon: 12,3767	Distanza: 4780,831
Sito 2	ID: 18744	Lat: 44,0803	Lon: 12,4463	Distanza: 1439,689
Sito 3	ID: 18966	Lat: 44,0303	Lon: 12,4472	Distanza: 4537,465
Sito 4	ID: 18965	Lat: 44,0296	Lon: 12,3776	Distanza: 6431,176

### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

#### Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0,053 g  
Fo: 2,450  
Tc\*: 0,268 [s]

#### Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,067 g  
Fo: 2,444  
Tc\*: 0,285 [s]

#### Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,185 g  
Fo: 2,484  
Tc\*: 0,303 [s]

#### Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %



Tr:	975	[anni]
ag:	0,243	g
Fo:	2,493	
Tc*:	0,316	[s]

**Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii**

**SLO:**

Ss:	1,500
Cc:	1,620
St:	1,000
Kh:	0,016
Kv:	0,008
Amax:	0,782
Beta:	0,200

**SLD:**

Ss:	1,500
Cc:	1,590
St:	1,000
Kh:	0,020
Kv:	0,010
Amax:	0,991
Beta:	0,200

**SLV:**

Ss:	1,420
Cc:	1,560
St:	1,000
Kh:	0,063
Kv:	0,032
Amax:	2,577
Beta:	0,240

**SLC:**

Ss:	1,340
Cc:	1,540
St:	1,000
Kh:	0,091
Kv:	0,046
Amax:	3,188
Beta:	0,280

#### 4. INDAGINI REALIZZATE

Al fine di determinare le caratteristiche sismiche dei terreni di fondazione si è provveduto a reperire tutte le informazioni provenienti da indagini sismiche (ESAC e HV) eseguite nell'area di intervento (figura 4.1):

- n. 1 indagine sismica passiva di microtremori (HV);
- n. 1 indagine sismica passiva in array 2D (ESAC);

Le indagini sismiche sono state eseguite dal Dott. Geol. Lorenzo Del Maschio.

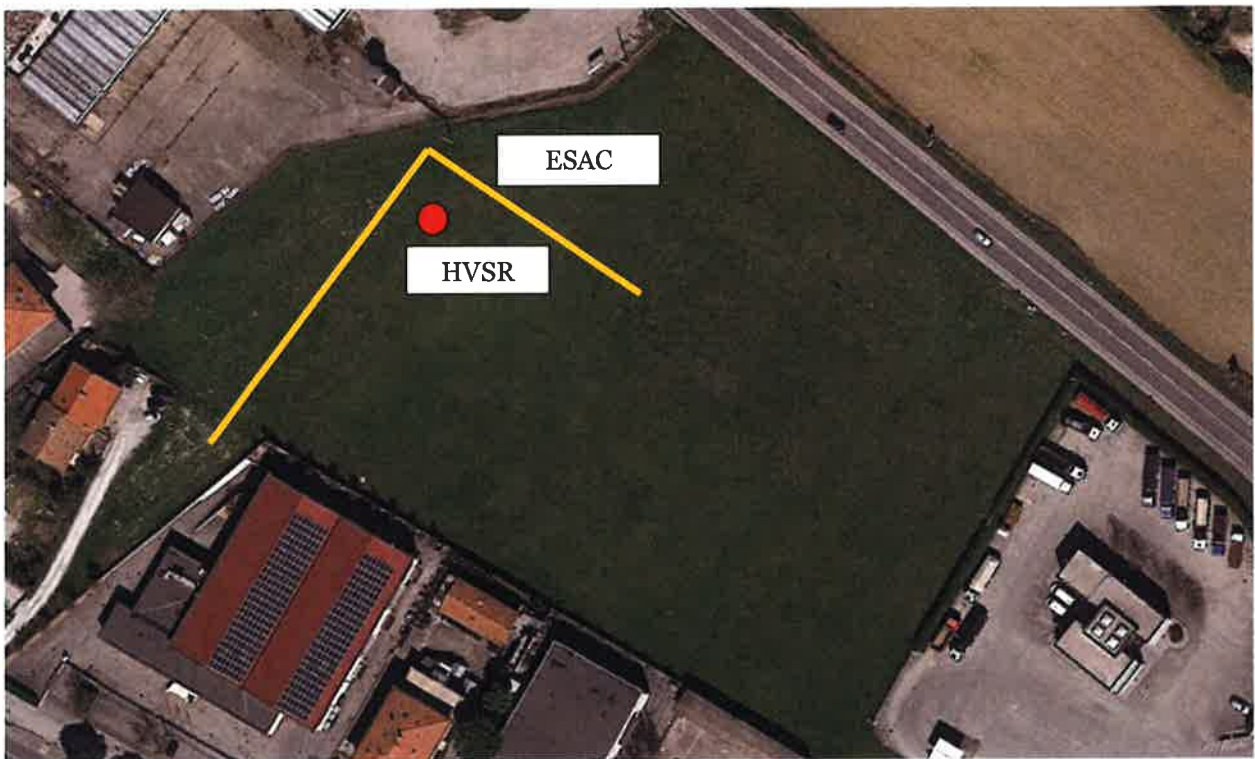


Figura 4.1: Ubicazione delle indagini sismiche.

## 5. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

### a. Indagini geofisiche

#### a1. I dati ottenuti

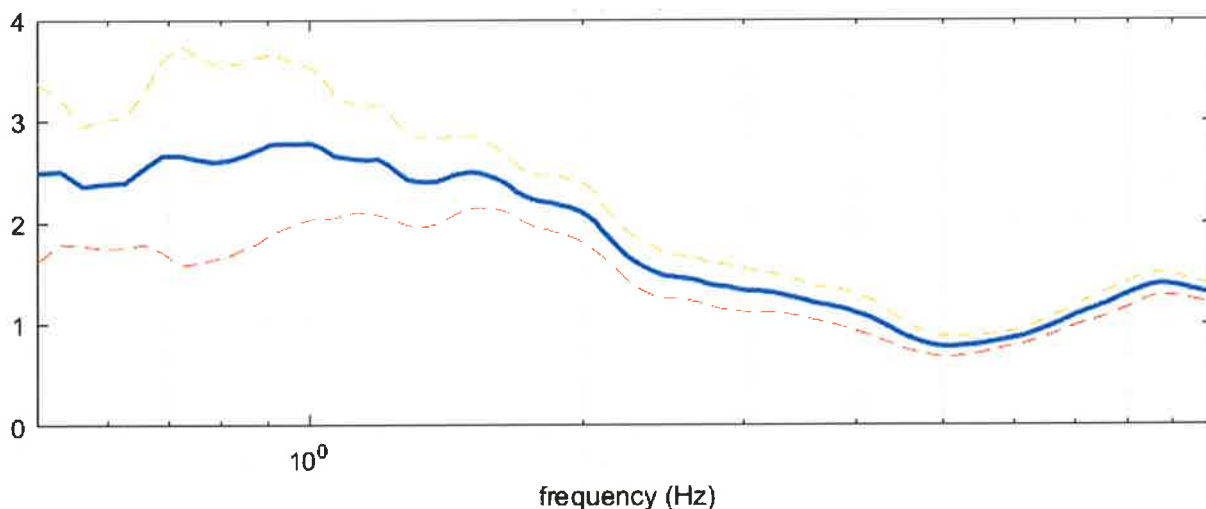
L'indagine geofisica è stata eseguita mediante sismica di superficie passiva ad antenna ESAC e a stazione singola (HVSR) sia per la definizione del picco di risonanza dei terreni di fondazione ( $f_0$ ) sia per la determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, mediante la ricostruzione delle  $V_{SEq}$ .

#### a2. Interpretazione delle indagini geofisiche

La campagna di prospezione geofisica è stata eseguita nel dicembre 2018. Tale indagine ha consistito nelle acquisizioni di microtremori a stazione singola di tipo HVSR e nella definizione del profilo di Vs mediante analisi di tipo ESAC. I dati ottenuti dalla curva HVSR forniscono utili indicazioni soprattutto per quanto riguarda le frequenze di risonanza e sui fattori di amplificazione sismica dei suoli durante un terremoto mentre attraverso la tecnica ESAC è stato possibile definire l'andamento delle Vs con la profondità e quindi la definizione delle  $V_{SEq}$  ai fini della classificazione sismica dei suoli di fondazione come previsto dal D.M. 17 gennaio 2018.

Dall'analisi dei risultati delle indagini geofisiche specifiche si è riscontrato che il terreno di fondazione su cui andrà realizzato l'intervento in esame, appartiene alla categoria di sottosuolo "C", ai sensi del D.M. 17/01/18.

Relativamente alle frequenze caratteristiche di sito, dal diagramma delle curve H/V, abbiamo un picco stratigrafico con le seguenti caratteristiche:



Le acquisizioni HVSR, risultano in parte convalidate dalle linee guida SESAME 2005.

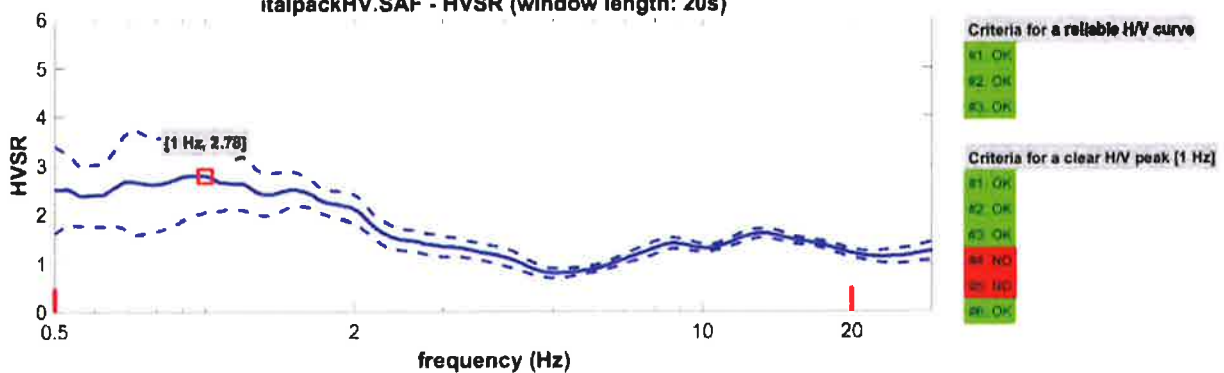
Si riportano di seguito i report delle indagini sismiche a stazione singola (HVSR) e ad antenna sismica passiva (ESAC):

### SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN), Via Costa 106 - HVSR

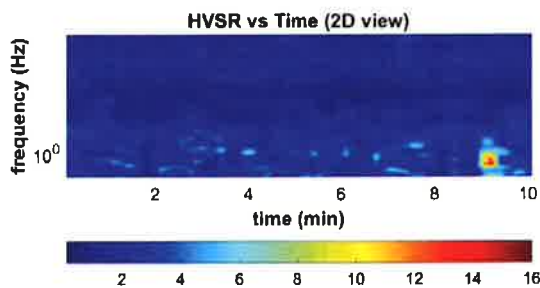
Strumento: Gemini2 - PASI Srl  
 Inizio registrazione: 12/12/18 Fine registrazione: 12/12/18  
 Nomi canali: NORTH-SOUTH; EAST-WEST; UP-DOWN  
 Durata registrazione: 0h25'00". Analizzato 0h10'6" tracciato (selezione manuale)  
 Freq. campionamento: 200 Hz  
 Lunghezza finestre: 20 s  
 Tipo di lisciamento: Triangular window  
 Lisciamento: 10%

#### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

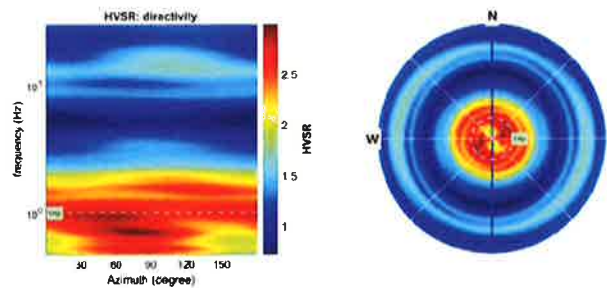
italpackHV.SAF - HVSR (window length: 20s)



#### SERIE TEMPORALE H/V

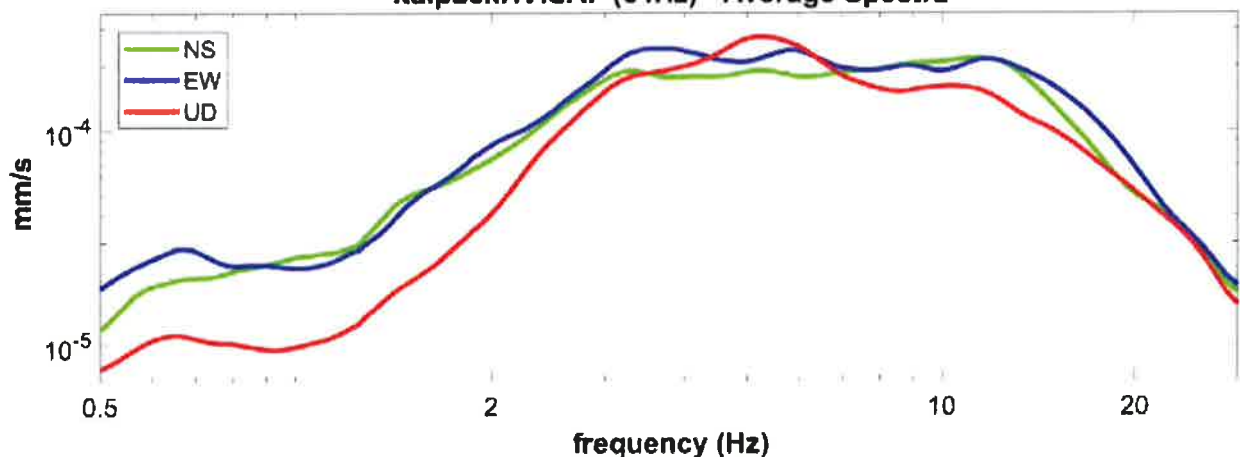


#### DIREZIONALITA' H/V



#### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

italpackHV.SAF (64Hz) - Average Spectra



Secondo le linee guida SESAME, 2005.

<p><i>0.5-30.0Hz frequency range</i>  <b>Peak frequency (Hz): 1.0 (±0.4)</b>  <b>Peak HVSR value: 2.8 (±0.7)</b></p>
--

<b>Criteri per una curva H/V affidabile</b> [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	$1.0 > 0.5$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1221 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$		OK	
<b>Criteri per un picco H/V chiaro</b> [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
<b>Esiste <math>f^-</math> in <math>[f_0/4, f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^-) &lt; A_0 / 2</math></b>	0.3 Hz	OK	
<b>Esiste <math>f^+</math> in <math>[f_0, 4f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^+) &lt; A_0 / 2</math></b>	2.8 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.8 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}} [A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$			NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.438 < 0.100$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$1.767 < 1.78$	OK	

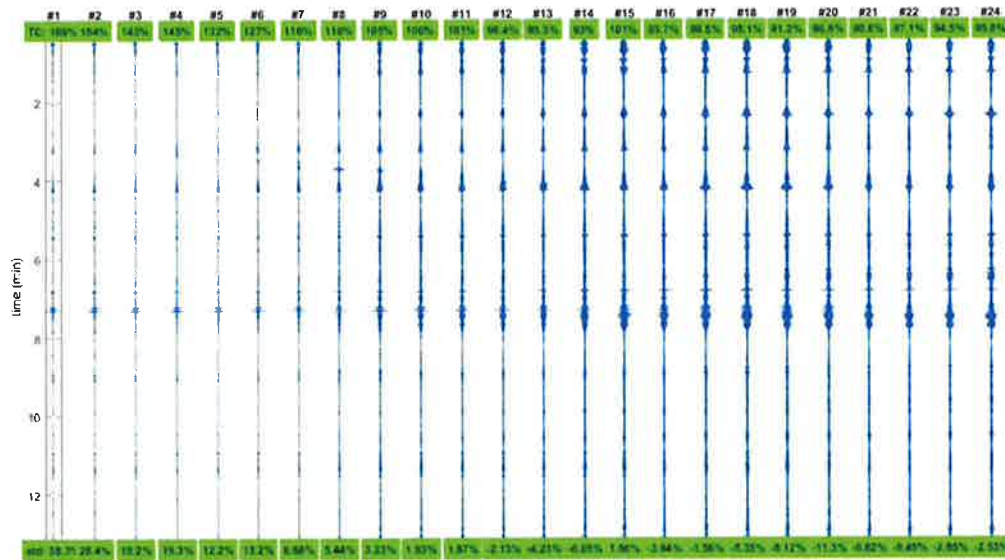
<p><math>L_w</math>  <math>n_w</math>  <math>n_c = L_w n_w f_0</math>  <math>f</math>  <math>f_0</math>  <math>\sigma_f</math>  <math>\varepsilon(f_0)</math>  <math>A_0</math>  <math>A_{H/V}(f)</math>  <math>f^-</math>  <math>f^+</math>  <math>\sigma_A(f)</math>  <math>\sigma_{\log H/V}(f)</math>  <math>\theta(f_0)</math></p>	<p>lunghezza della finestra                      numero di finestre usate nell'analisi                      numero di cicli significativi                      frequenza attuale                      frequenza del picco H/V                      deviazione standard della frequenza del picco H/V                      valore di soglia per la condizione di stabilità <math>\sigma_f &lt; \varepsilon(f_0)</math>                      ampiezza della curva H/V alla frequenza <math>f_0</math>                      ampiezza della curva H/V alla frequenza <math>f</math>                      frequenza tra <math>f_0/4</math> e <math>f_0</math> alla quale <math>A_{H/V}(f^-) &lt; A_0/2</math>                      frequenza tra <math>f_0</math> e <math>4f_0</math> alla quale <math>A_{H/V}(f^+) &lt; A_0/2</math>                      deviazione standard di <math>A_{H/V}(f)</math>, <math>\sigma_A(f)</math> è il fattore per il quale la curva <math>A_{H/V}(f)</math> media deve essere moltiplicata o divisa                      deviazione standard della funzione <math>\log A_{H/V}(f)</math>                      valore di soglia per la condizione di stabilità <math>\sigma_A(f) &lt; \theta(f_0)</math></p>
---	---

Valori di soglia per $\sigma_f$ e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

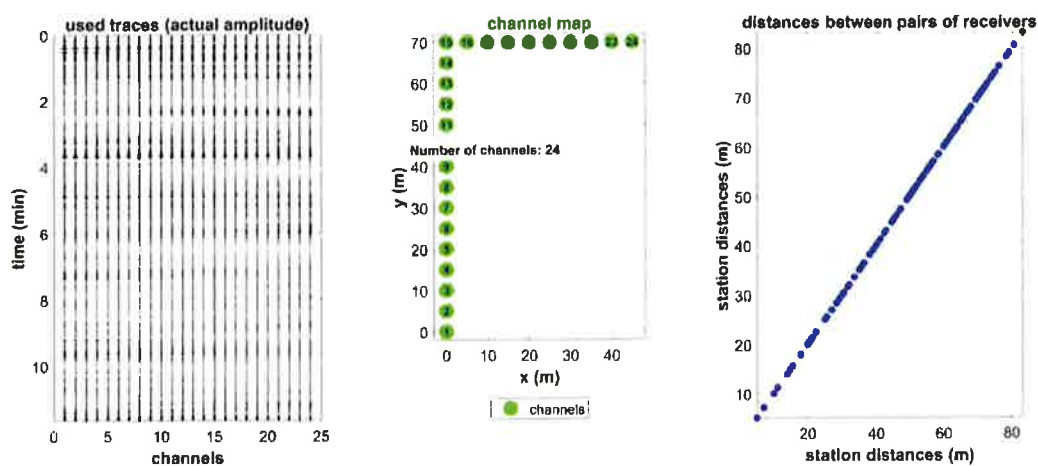
### SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN), Via Costa 106 - ESAC (Analisi Rayleigh)

Analisi onde Rayleigh (Config. spaziale ad array bidimensionale e frequenza di campionamento a 200 Hz)

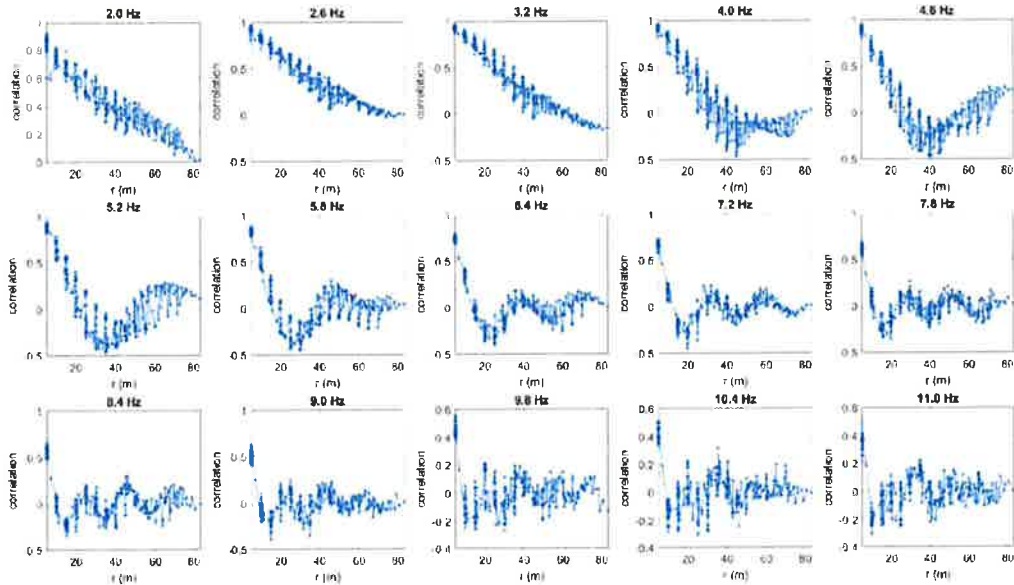
Analisi della dispersione delle onde di Rayleigh (velocità di fase) secondo la tecnica passiva ESAC, grazie alla quale è possibile delineare la curva di dispersione delle onde di Rayleigh.



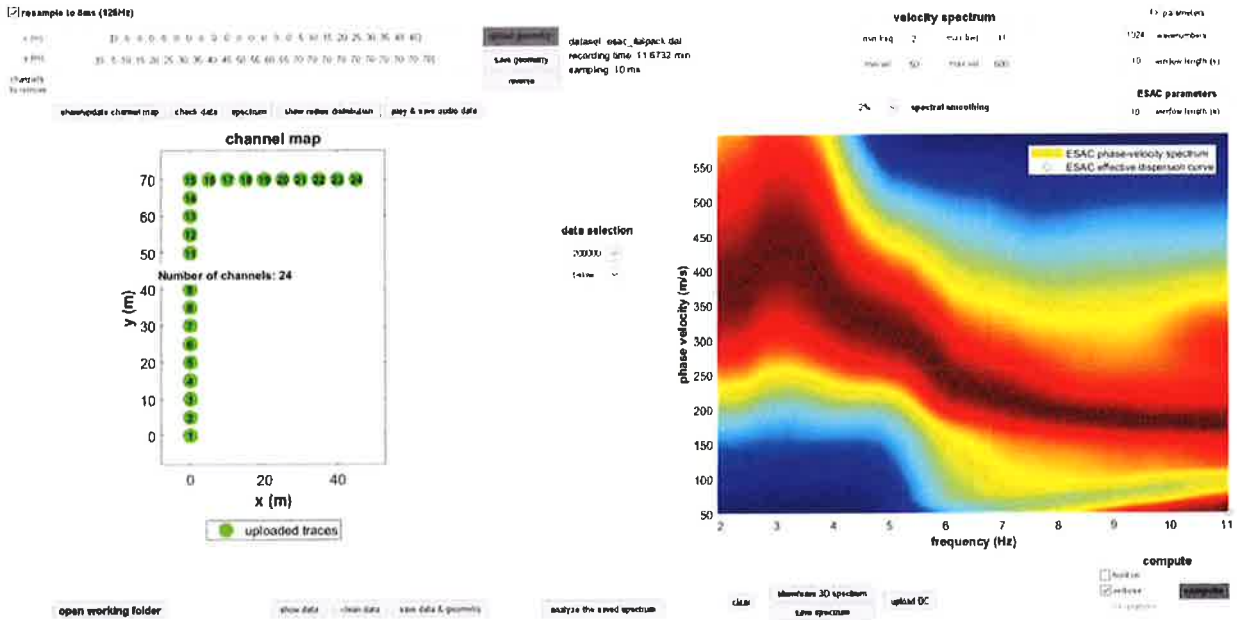
Controllo preliminare della qualità dei dati acquisiti.



Da sinistra a destra: dati passivi multicanale (geofoni verticali HG da 4.5Hz), geometria dell'acquisizione e distribuzione della spaziatura dei canali utilizzati.



Coefficienti di correlazione tra le coppie di canali utilizzati per l'analisi ESAC per 15 frequenze (indicate) prese a campione.



Risultato finale riassuntivo dell'analisi ESAC: i colori riportano lo spettro di velocità con evidenziata (cerchi blu) la curva di dispersione effettiva.

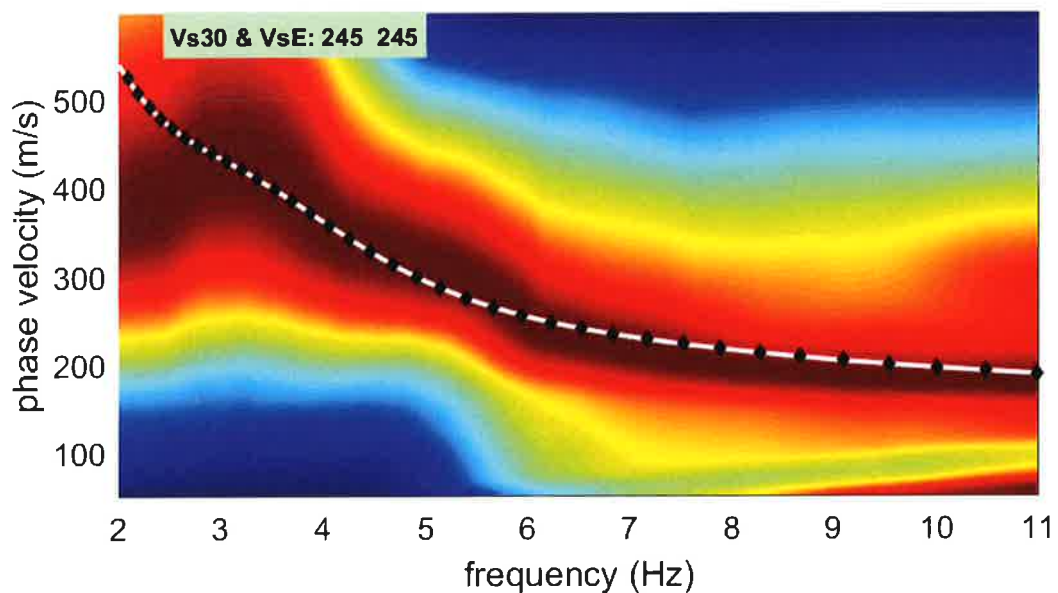
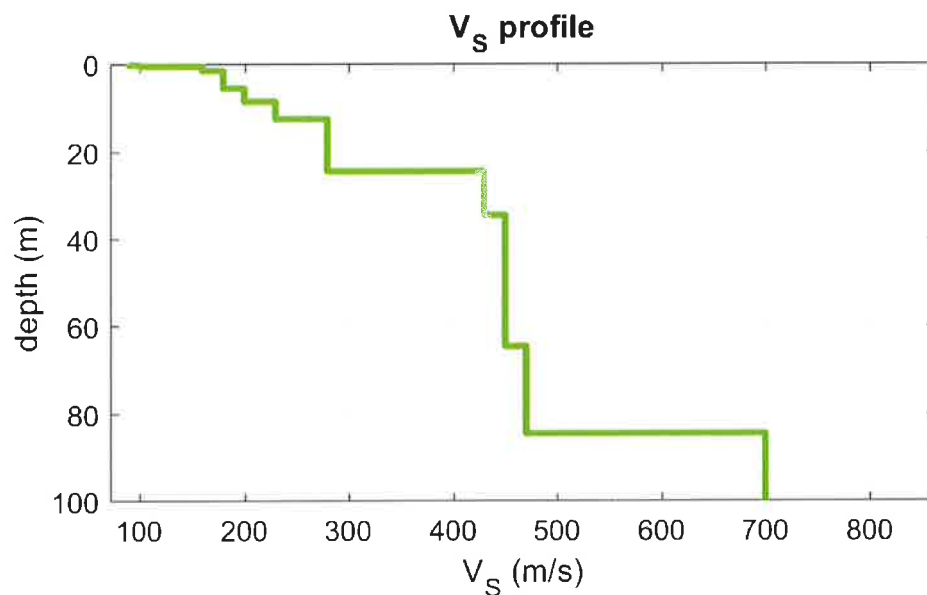
**SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN), Via Costa 106  
(ESAC + HVSR)**

Sul sito di indagine sono state eseguite 1 acquisizioni HVSR ed 1 acquisizione ESAC.

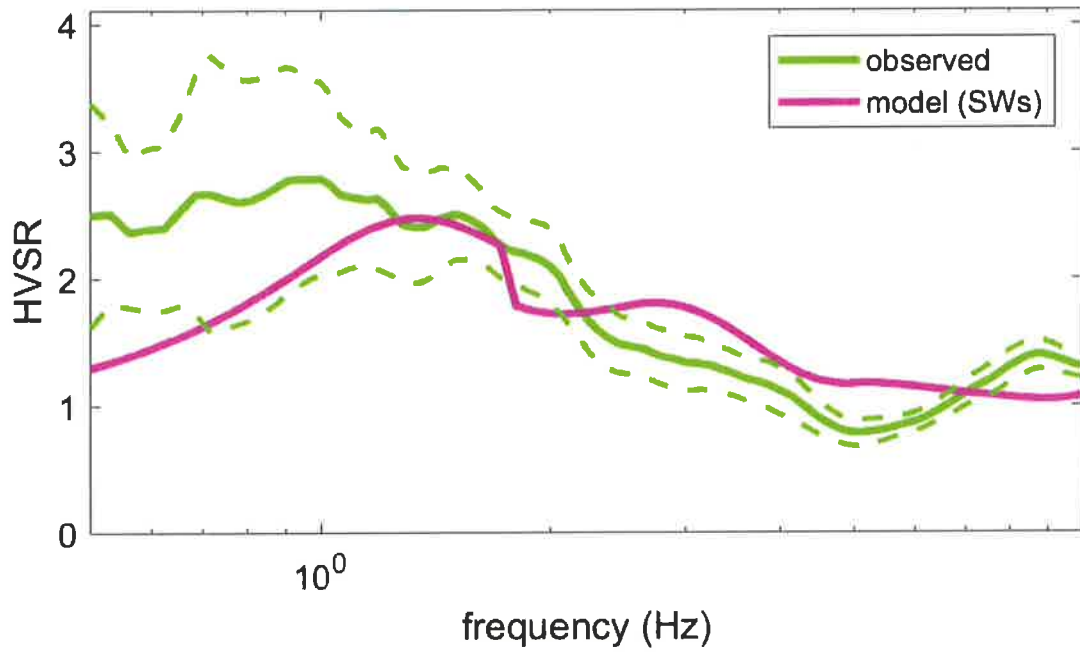
L'analisi consiste nell'inversione congiunta (riportati i dati pertinenti al "minimum distance model") dei dati derivanti dalle singole indagini e dalla prova HVSR e dalla curva di dispersione effettiva derivante dall'analisi ESAC.

Relativamente al profilo di  $V_s$  con la profondità, abbiamo che:

- ESAC + HV





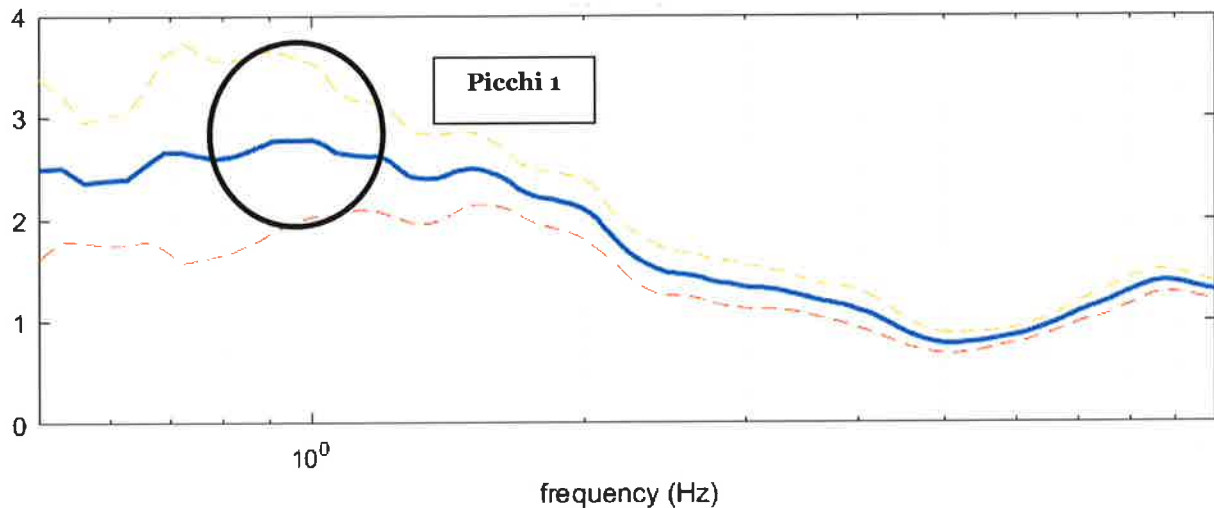


**V<sub>s</sub>** (m/s): 90, 100, 160, 180, 200, 230, 280, 430, 450, 470, 700, 800

Thickness (m): 0.3, 0.3, 1.0, 4.0, 3.0, 4.0, 12.0, 10.0, 30.0, 20.0, 40.0

V<sub>sEq</sub>/V<sub>s30</sub> (m/s): 245

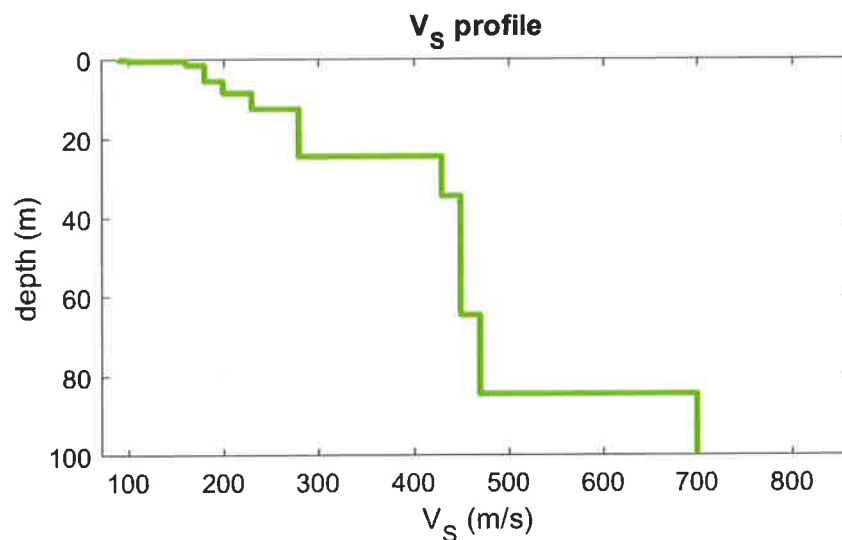
Sul sito di studio, sono state eseguite, 1 acquisizioni HV, 1 acquisizione ESAC ed 1 acquisizione MASW. Relativamente alle **frequenze caratteristiche di sito**, dal diagramma del confronto delle curve H/V, di seguito riportato, abbiamo:



Picchi Stratigrafici	Rapporto H/V (valori medi)	Frequenza(Hz) Caratteristica (valori medi)
1	~ 2.8	~ 1.0

Il rapporto H/V evidenzia contrasti di impedenza deboli ( $2 < H/V < 3$ ) in caso di moto sismico. Relativamente al profilo di  $V_s$  con la profondità e alla determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, **mediante la ricostruzione delle  $V_{s30}$** , abbiamo che:

- ESAC + HV



**$V_{sEq} / V_{s30}$  (m/s): 245** (categoria di sottosuolo "C")