



CI 14959/15

AREA LAVORI PUBBLICI,
MOBILITÀ E TRASPORTI

**INTERVENTI EMERGENZIALI DI RIDUZIONE DEL
RISCHIO RESIDUO AI SENSI DELL'ART. 25 LETT. D)
DEL D.LGS. 1/2018 E DELL'ART. 3 C. 1 DELL'
O.C.D.P.C. 616/2019 – RIFACIMENTO DEI
FRANGIONDE E DARSENA STRADA CORTE
COMARE (PRESSO PONTE LONGO) E DARSENA
F.TA DELLE CAPPUCINE (CUP J77H21001570001)**

PROGETTO ESECUTIVO

IN21.0270-REL-E040.0

Relazione geologica

Venezia, 27 dicembre 2022

Progettista
InTeA Srl
ing. Andrea Bondi
(atto firmato digitalmente)

Consulenza specialistica
geol. Stefano Davini
(atto firmato digitalmente)

Responsabile Unico del Procedimento
Dott. Arch. Roberto Megera
(atto firmato digitalmente)

Indice

1. Premessa.....	2
2. Modello geologico.....	3
3. Indagini geognostiche.....	6
4. Inquadramento sismico.....	12
5. Modello geotecnico.....	20
5.1. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione.....	24

1. Premessa

Il presente documento costituisce la relazione geologica riguardante l'intervento di ripristino della darsena in F.ta delle Cappuccine a Burano. Il ripristino è previsto con le stesse caratteristiche costruttive della darsena attuale, ossia con struttura in palancole metalliche e impalcato in legno.

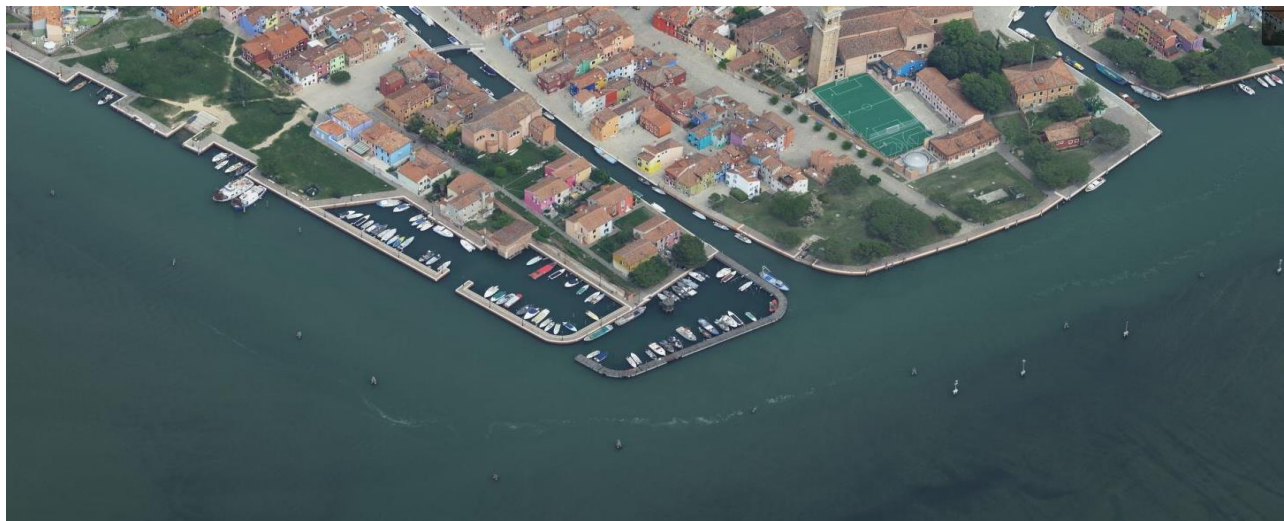


Fig. 1.1: Vista prospettica darsena sulla fondamenta delle Cappuccine a Burano.

A tal fine sono stati eseguiti degli accurati rilievi di superficie ad integrazione del quadro informativo desunto dalla consultazione del database delle *“Banche Dati del Servizio Geologia, Difesa del Suolo e Tutela del Territorio”* della Città Metropolitana di Venezia e dei database tecnico – scientifici, nonché una misura di geofisica passiva a stazione singola in corrispondenza della verticale di indagine eseguita a carotaggio continuo.

La relazione contiene, pertanto, l'identificazione delle formazioni presenti nel sito, della struttura del sottosuolo, definendone il modello geologico del sottosuolo, illustrando e caratterizzando gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché gli eventuali conseguenti livelli delle pericolosità geologiche. Inoltre, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è stato fatto riferimento all'approccio semplificato basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

2. Modello geologico

Il territorio è inserito nel contesto geologico della Pianura veneta orientale, che si estende tra i corsi dei fiumi Adige ad ovest e Piave ad est ed è legato sia all'orogenesi alpina che a quella appenninica, risultando l'avampoposto di entrambe le catene montuose.

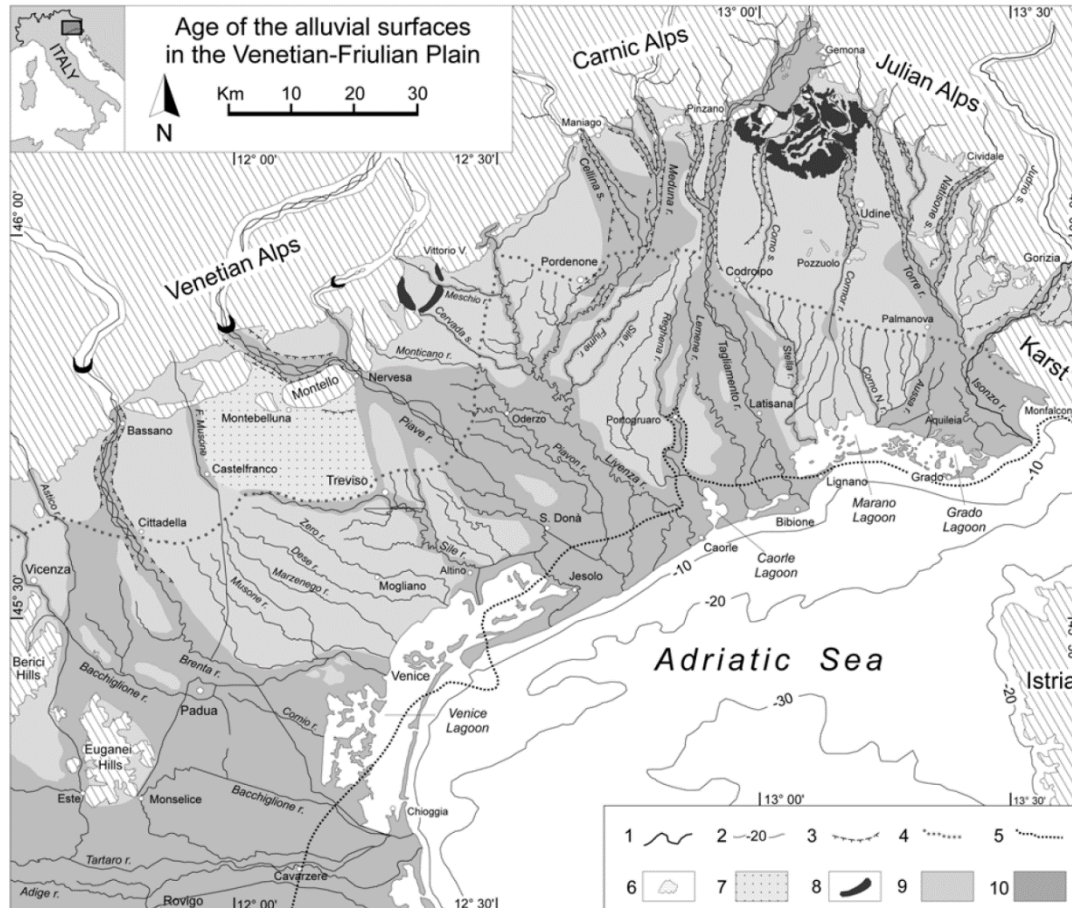


Fig. 1 – Age of the alluvial surfaces in the Venetian-Friulian Plain (modified from FONTANA *et alii*, 2008). (1) river, (2) bathymetric lines, (3) fluvial scarp, (4) upper limit of the spring belt, (5) interpreted limit of maximum Holocene transgression at 6.0 ka BP ca., (6) tectonic terraces, (7) pre-LGM, (8) LGM end-moraines systems, (9) LGM, (10) post-LGM. Fig. 1 – Age of the alluvial surfaces in the Venetian-Friulian Plain. (1) river, (2) bathymetric lines, (3) fluvial scarp, (4) upper limit of the spring belt, (5) interpreted limit of maximum Holocene transgression at 6.0 ka BP ca., (6) tectonic terraces, (7) pre-LGM, (8) LGM end-moraines systems, (9) LGM, (10) post-LGM.

Fig. 2.1: Estratto planimetrico riguardante l'epoca dei depositi alluvionali della Pianura Veneto Friulana

Le unità geologiche rilevabili, legate agli elementi geomorfologici riconoscibili in superficie, sono il prodotto dei processi deposizionali ed erosivi attuatisi tra il Pleistocene finale e l'Attuale. La formazione della coltre di depositi quaternari è legata ad una graduale ingressione marina connessa a fenomeni di subsidenza e di eustatismo i quali formarono vaste lagune a settentrione di quelle attuali.

Le fasi evolutive che hanno maggiormente caratterizzato l'attuale assetto deposizionale dell'area sono avvenute successivamente al **periodo del massimo glaciale (LGM)**, caratterizzato dall'ultima avanzata glaciale pleistocenica durante la quale enormi ghiacciai occuparono le principali valli alpine, giungendo in pianura con i relativi fronti in grado di depositare sedimenti per spessori tra 15 e 30 metri.

Durante l'acme glaciale, l'Adriatico si ritirò nella depressione della sua parte centrale, ad oltre 400 km di distanza dalle attuali coste veneto-friulane, lasciando in condizioni di pianura continentale il precedente fondale marino. Nella pianura veneto-friulana si poté così attuare l'aggradazione sedimentaria alimentata dai bacini montani glacializzati.

Nella porzione prossimale, costituita da depositi ghiaiosi, i fiumi avevano una tipologia "*braided*"; mentre nel settore distale, al di sotto del limite inferiore delle risorgive, le tracce fluviali sono state tipicamente costituite da alvei con pochi canali o con canale singolo poco sinuoso (tipologie "*wandering*"). La bassa pianura, infine, è stata costituita da bassi dossi separati fra loro da estese piane di esondazione argilloso limose, indizi tipici di un sistema dominato dalle avulsioni.

Sono stati rilevati, nelle diverse fasi di indagine geognostica, numerosi livelli torbosi e limosi organici di spessore pluricentrico, con ampie continuità laterali, a conferma di limitati momenti di stasi sedimentaria in corrispondenza di bacini palustri.

La fase di deglaciazione nelle aree alpine ha occupato l'ultima parte dell'LGM ed è caratterizzata dall'abbandono delle cerchie moreniche più esterne degli anfiteatri.

Al colmamento delle antiche lagune dovuto all'apporto di materiale alluvionale durante la fase glaciale wurmiana, avvenuto tra 23.000 e 16.000 anni fa, è corrisposto il ritiro del ghiacciaio wurmiano con deposizione da parte delle acque di fusione, a monte della linea delle risorgive, di materiali essenzialmente ghiaioso - sabbiosi ed a valle della linea delle risorgive, di materiali a granulometria più fine.

La natura dei depositi è sostanzialmente carbonatica e in subordine arenaceo – marnosa. I clasti presentano morfometrie arrotondate o sub arrotondate con competenze granulometriche via via degradanti da nord verso sud.

In particolare, i depositi del Brenta contano un tenore di carbonati compreso tra 20 e 35%, quelli del Piave tra 50-70% e quelli del Tagliamento tra 65 e 85% (Jobstraibizer e Malesani, 1973).

Nella bassa pianura e nell'attuale settore costiero lo spessore di sedimenti accumulati nel LGM varia dai 25 ai 15 m e tali depositi sono molto omogenei, caratterizzati soprattutto dalla presenza di limi e argille e secondariamente da sabbie.

La successiva fase compresa tra 16.000 anni a 6.000 anni b.p. circa, instaura una situazione morfologicamente stabile, dominata dall'erosione ed essiccamento. Le alluvioni emerse vennero sottoposte ad un prolungato essiccamento e sovraconsolidamento, dando origine ad un deposito continentale denominato "*Caranto*", costituente la traccia guida che in ambito lagunare separa il Pleistocene dall'Olocene, Caranto caratterizzato dalla presenza di noduli calcarei derivanti dalla lisciviazione dei carbonati presenti ad opera delle acque piovane durante la sua genesi.

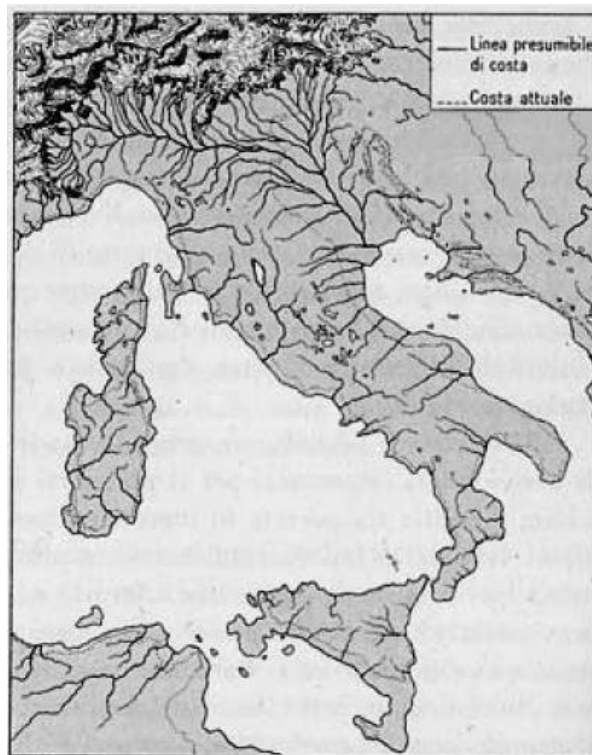




Fig. 2.2: Estratto planimetrico non in scala della
 “Carta della quota della base dei depositi post-LGM” – Primon, Fontana – 2008

Infine, tra 6.000 ed il presente si susseguono fasi in cui alternativamente trasgressioni marine (quella olocenica viene denominata “*Flandriana*”, capace di sommergere i depositi continentali con sedimenti marini e lagunari) a regressioni favorevoli allo sviluppo di apparati lagunari e di ambienti palustri di tipo deltizio.

L’attuale condizione risulta definita a partire da 3.000 anni b.p., quando si è verificata una nuova trasgressione marina che ha fatto arretrare la linea di costa, portando la laguna alle attuali dimensioni.

Il modello geologico concettuale dell’Arsenale di Venezia secondo l’elaborazione originale Bondesan A., Perin J. da dati bibliografici e dati inediti viene a fianco riportato ed è la base sulla quale sono state sviluppate le indagini geognostiche.

3. Indagini geognostiche

In riferimento alla tipologia dell'opera, sono state considerate le indagini geognostiche più rilevanti ricadenti nelle aree di interesse. Di particolare apporto è stata l'indagine geognostica riguardante la realizzazione della stazione di misura ove è stato realizzato 1 sondaggio condotto a carotaggio continuo denominato 10042 al quale è stata aggiunta una prova di geofisica passiva a stazione singola HVSr.



Fig. 3.1: Estratto planimetrico non in scala indicante i punti dell'indagine presenti nel database della "Piattaforma Web-Gis delle Banche Dati del Servizio Geologia, Difesa del Suolo e Tutela del Territorio – Città Metropolitana di Venezia".

Si è inoltre proceduto alla elaborazione delle prove penetrometriche realizzate nei depositi riguardanti il vicino campanile e poste a confronto con le indicazioni emerse dal sondaggio geognostico, seguendo i principi enunciati da Robertson et al. (1986) e Robertson (1990) e completati attraverso il metodo SBT (Soil Behaviour Type) non-normalizzato proposto da Robertson et al. nel 2009.

Profondità	Descrizione stratigrafica
0.00 – 2.20	Limo debolmente argilloso, a tratti debolmente sabbioso, inconsistente, grigio; presenza di conchiglie sia rotte che integre
2.20 – 2.90	Limo debolmente argilloso grigio; abbondante presenza di conchiglie
2.90 – 3.30	Limo argilloso da grigio a grigio chiaro
3.30 – 3.65	Limo da argilloso a debolmente argilloso grigio chiaro; presenza di nuclei calcarei sparsi
3.65 – 6.80	Sabbia fine limosa ocra
6.80 – 8.40	Sabbia fine e media limosa grigio ocra a 6,80-7,20; grigia a 7,20-8,40
8.40 – 9.30	Sabbia medio-fine limosa grigia
9.30 – 11.30	Limo argilloso grigio chiaro
11.30 – 11.95	Argilla limosa grigio chiara; a 11,30-11,35 livello compatto grigio-marrone scuro. Presenza di resti vegetali sparsi
11.95 – 12.50	Limo argilloso grigio, a tratti limo debolmente argilloso grigio
12.50 – 14.30	Argilla limosa grigia (pp=2,4kg/cmq; t=0,5kg/cmq)
14.30 – 15.10	Limo da argilloso a debolmente argilloso grigio chiaro
15.10 – 15.80	Limo argilloso grigio chiaro; livello di sabbia medio-fine limosa grigia a 15,30-15,50
15.80 – 16.20	Limo sabbioso grigio
16.20 – 19.60	Sabbia medio-fine limosa, grigia
19.60 – 20.00	Limo debolmente sabbioso, grigio
20.00 – 20.20	Limo argilloso grigio
20.20 – 20.90	Sabbia fine limosa grigia
20.920 – 21.60	Limo argilloso grigio a tratti debolmente sabbioso
21.60 – 21.80	Limo sabbioso grigio
21.80 – 22.40	Limo argilloso grigio
22.40 – 23.30	Limo debolmente sabbioso grigio; a 22,60-22,80 m limo argilloso grigio
23.30 – 23.80	Limo sabbioso grigio
23.80 – 24.40	Sabbia fine limosa grigia
24.40 – 24.65	Limo argilloso grigio
24.65 – 25.50	Torba fibrosa compatta bruna; a 24,00-24,10 livello di limo argilloso grigio
25.50 – 26.90	Limo sabbioso grigio

Tenuto conto delle tre verticale di indagine CPT1, CPT2 e CPT3, la resistenza alla punta misurata “ q_c ” è stata quindi corretta nel seguente modo:

$$q_t = q_c + (1-\alpha) u, \text{ in cui}$$

α = rapporto delle aree nel penetrometro. Il parametro α è un dato di input fornito dall'esecutore. A_f è l'area netta, mentre A_p è l'area totale della punta.

L'interpretazione dei risultati delle prove CPT è stata pertanto effettuata utilizzando i valori q_t , q_c , f_s .

Per definire lo stato di sforzo in sito è risultato necessario interpretare la prova calcolando i valori di σ_{v0} , u_0 , σ'_{v0} . I risultati sono stati così restituiti con l'origine a partire dal piano campagna, cui corrisponde una quota assoluta “ z_p ”, conoscendo la quota di falda “ z_w ”.

In un punto di profondità z a partire dal piano campagna si ha:

$$\sigma_{v0} = Z\gamma$$

$$u_0 = (z-z_w)\gamma_w$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$$

Con questo approccio è risultato quindi possibile modificare opportunamente il sistema di riferimento rispetto ad una data quota di calcolo z_{calc} che è divenuta l'origine del sistema di coordinate. L'origine del sistema di riferimento ha subito pertanto una traslazione Δz pari a: $\Delta z = (z_{calc} - z_p)$, valore che è stato sommato algebricamente al valore z relativo al sistema di riferimento originario.

La definizione stratigrafica sulla base dei parametri forniti dalle prove penetrometriche è stata determinata attraverso la valutazione della pressione neutra ed attraverso il calcolo dei seguenti parametri:

$q_{c/m}$ (MPa)	= resistenza alla punta misurata
$u_{2/m}$ (MPa)	= pressione neutra misurata in posizione 2 del piezocono
$f_{s/m}$ (MPa)	= resistenza laterale misurata
f_s (MPa)	= resistenza laterale corretta
q_t (MPa)	= valore di q_c corretto con il fattore α
α (-)	= rapporto delle aree nel penetrometro

I_c – Indice per la classificazione dei terreni (Robertson 2009)

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1,22)^2}$$

Dove

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} ;$$

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

I valori di Q_t , F_r , B_q ottenuti hanno consentito l'utilizzo degli abachi di classificazione di Robertson (1990), riportati anche da Lunne ed altri (1997).

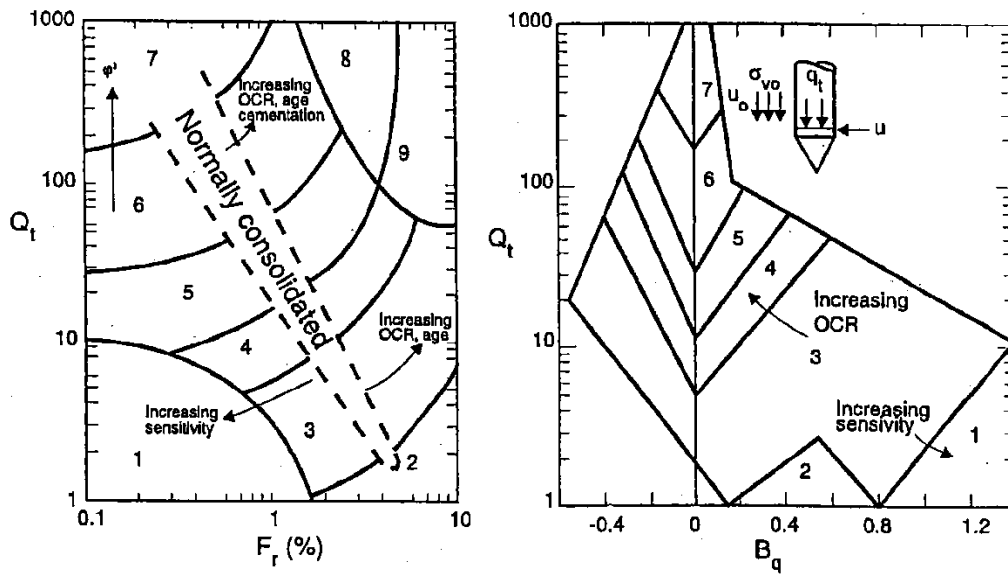


Fig. 3.2: abachi di classificazione di Robertson

L'individuazione delle 9 diverse aree secondo l'abaco di Robertson ed attraverso l'impiego dei dati di ingresso F_r e Q_t è possibile discriminare i depositi come di seguito classificato:

aree da 1 a 4 TERRENI COESIVI

aree da 5 a 7 TERRENI GRANULARI

aree da 8 a 9 TERRENI COMPATTI, SOVRACONSOLIDATI COESIVI/GRANULARI.

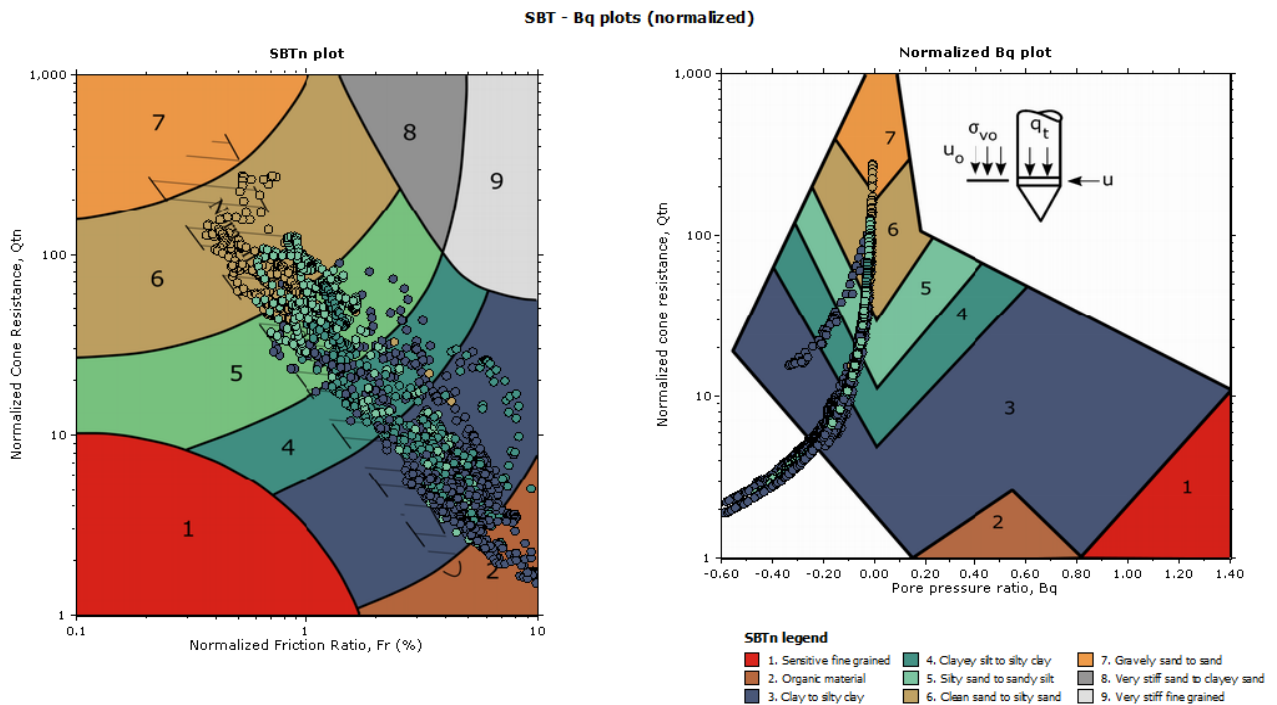


Fig. 3.3: classificazione dei depositi

Facendo riferimento alle prove penetrometriche CPT1 - CPT2 – CPT3 si sono evidenziate palesi analogie con il sondaggio da cui ne è conseguita l'elaborazione in termini stratigrafici, definiti nella sottostante sezione:

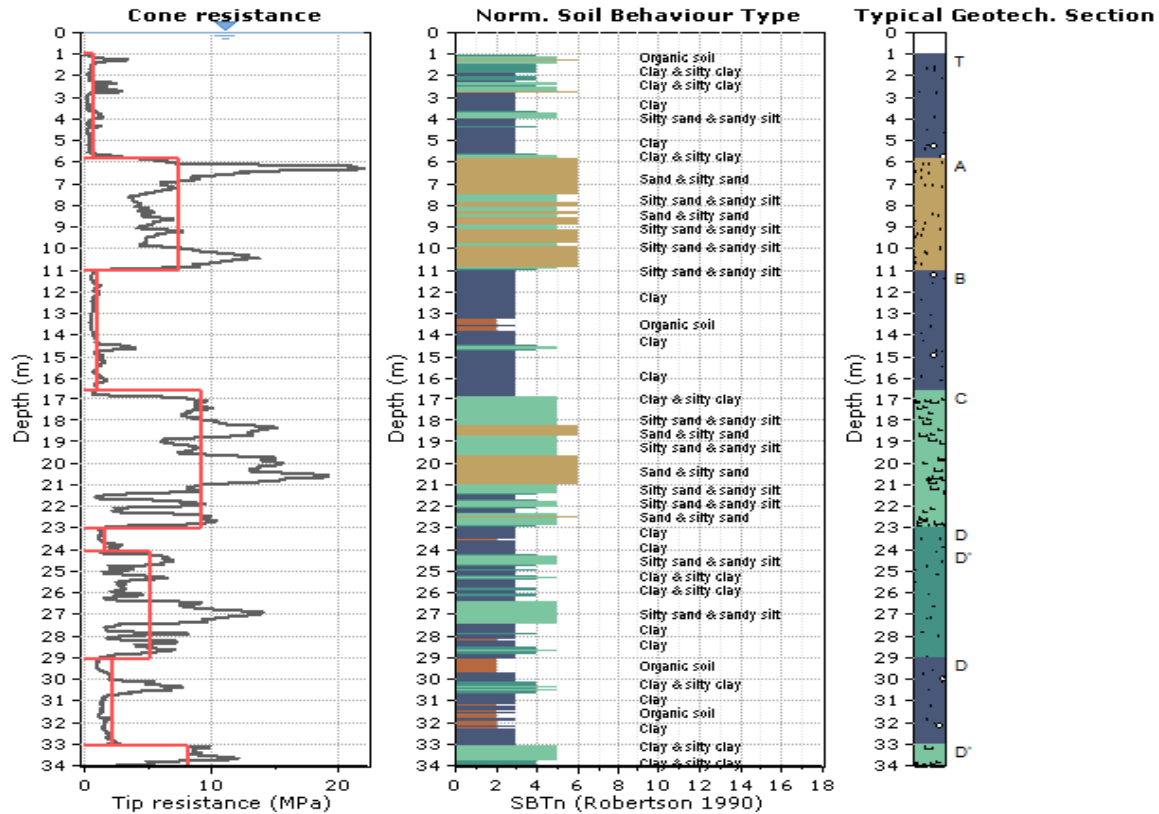


Fig. 3.4: elaborazione di sondaggio e prove penetrometriche

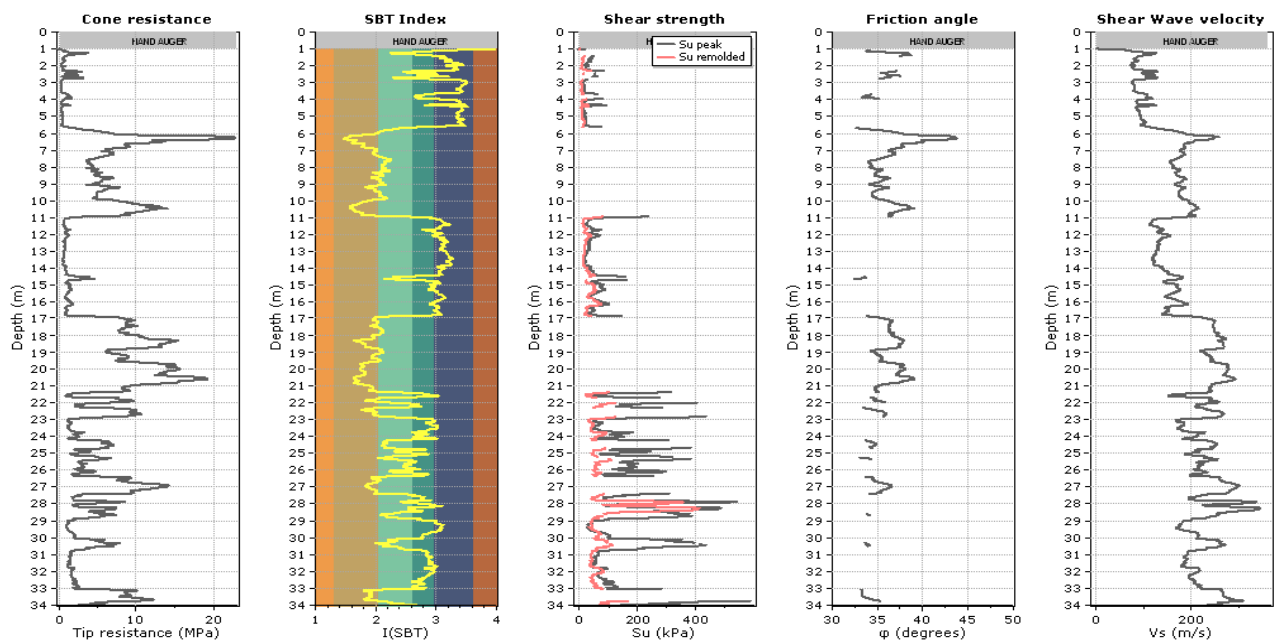


Fig. 3.5: sezione stratigrafica

Utilizzando la nomenclatura SBT il sondaggio 10042 infatti risulta essere:

Profondità / SBT	Descrizione stratigrafica
0.00 – 3.65	Limo debolmente argilloso
3.65 – 9.30	Sabbia fine limosa
9.30 – 11.30	Limo argilloso
11.30 – 11.95	Argilla limosa
11.95 – 12.50	Limo argilloso
12.50 – 14.30	Argilla limosa
14.30 – 16.20	Limo argilloso
16.20 – 19.60	Sabbia medio-fine limosa
19.60 – 20.20	Limo debolmente sabbioso
20.20 – 20.90	Sabbia fine limosa
20.90 – 23.80	Limo argilloso
23.80 – 24.40	Sabbia fine limosa grigia
24.40 – 24.65	Limo argilloso
24.65 – 25.50	Torba fibrosa
25.50 – 26.90	Limo sabbioso

Fig. 3.6: descrizione stratigrafica sondaggio 10042

4. Inquadramento sismico

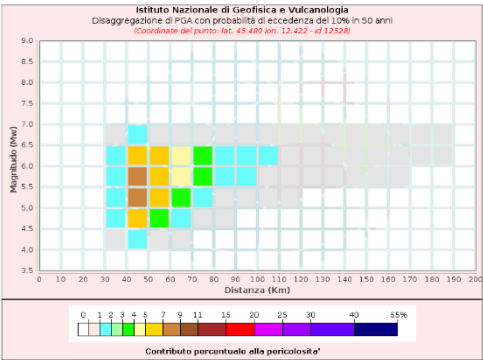
Dall'analisi del "Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3.2.1" dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia sono individuabili le lineazioni le cui indicazioni parametriche possono concorrere alla definizione della sismicità dell'area, tenute conto delle loro specifiche caratteristiche.

Di seguito si riportano le informazioni generali e parametriche delle principali linee sismogenetiche presenti nelle aree contermini (ITCS060 Montebelluna - Montereale, ITCS007 Thiene - Cornuda, ITCS105 Bassano - Vittorio Veneto) le cui informazioni parametriche generali vengono di seguito evidenziate:



ITCS060	ITCS007	ITCS105
MinDepth: 1	MinDepth: 0.5	MinDepth: 1
MaxDepth: 9	MaxDepth: 6.5	MaxDepth: 10
StrikeMin: 210	StrikeMin: 240	StrikeMin: 200
StrikeMax: 245	StrikeMax: 245	StrikeMax: 245
DipMin: 30	DipMin: 30	DipMin: 30
DipMax: 50	DipMax: 40	DipMax: 50
RakeMin: 60	RakeMin: 80	RakeMin: 60
RakeMax: 100	RakeMax: 100	RakeMax: 100
SRmin: 0.24	SRmin: 0.68	SRmin: 0.29
SRmax: 0.91	SRmax: 0.96	SRmax: 0.72
MaxMag: 6.5	MaxMag: 6.6	MaxMag: 6.5
Created: 20110512	Created: 20120517	Created: 20131008
Updated: 20150621	Updated: 20150621	Updated: 20150625
MinDepthQ: 1	MinDepthQ: 1	MinDepthQ: 1
MaxDepthQ: 1	MaxDepthQ: 1	MaxDepthQ: 1
StrikeQ: 1	StrikeQ: 1	StrikeQ: 1
DipQ: 1	DipQ: 1	DipQ: 1
RakeQ: 1	RakeQ: 1	RakeQ: 1
SlipRateQ: 5	SlipRateQ: 5	SlipRateQ: 5
MaxMagQ: 2	MaxMagQ: 2	MaxMagQ: 2

Impiegando le “*Mappe interattive di pericolosità sismica*” edite dall’INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e dal DPC - Dipartimento della Protezione civile, possono essere visualizzate ed interrogate le mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05°. L’analisi della disaggregazione dei valori di a(g) riporta, per ogni nodo della griglia di calcolo, la valutazione del contributo percentuale alla stima di pericolosità fornito da tutte le possibili coppie di valori di magnitudo e distanza; questa informazione è riportata sia in forma grafica sia in forma tabellare. Per ogni nodo della griglia sono anche riportati, dopo la tabella, i valori medi di M-D-ε. Questo tipo di analisi è utile nella individuazione della



Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.67	59.4	1.59

sorgente sismogenetica che contribuisce maggiormente a produrre il valore di scuotimento stimato in termini probabilistici ed è utile in analisi di microzonazione.

La vigente normativa (NTC – D.M. 17.01.2018), nel caso in cui si faccia riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , consente la loro valutazione tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità o con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo pertanto si effettua in base:

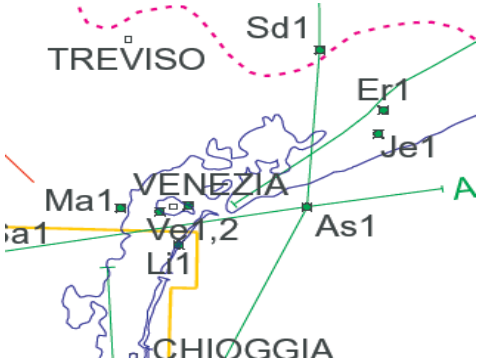
- ✓ alle condizioni stratigrafiche;
- ✓ ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall’espressione:

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

con:

- h_i : spessore dell’i-esimo strato;
- $V_{s,i}$: velocità delle onde di taglio nell’i-esimo strato;
- N: numero di strati;
- H: profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Dalla valutazione delle tracce delle sezioni sismiche a riflessione industriali e dalle tracce di sezioni geologiche Agip, tarate in particolare sul pozzo Assunta 1, nonché dalle informazioni geognostiche puntuali descritte nel precedente capitolo è possibile definire con una buona approssimazione la profondità del bedrock sismico, peraltro ben schematizzato nella sezione geologica schematizzata di seguito riportata (da CASSANO et alii, 1986, modificate).



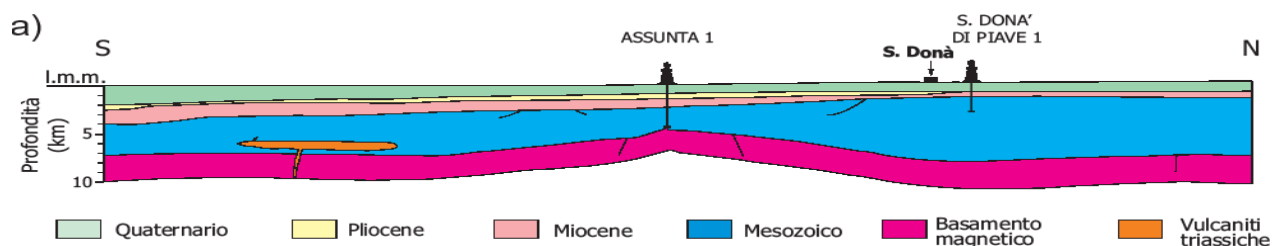


Fig. 4.1: Sezione geologica schematizzata (da CASSANO et alii, 1986, modificata).

Nel 2014 è stato pubblicato lo “*Studio di zonazione geo-sismica della provincia di Venezia*”, un Progetto denominato “*RISVE - Rischio Sismico nella provincia di Venezia edito dalla Provincia di Venezia*” e condotto dall’ OGS - Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale. Lo studio è stato finalizzato ad una prima definizione degli effetti di sito attesi attraverso una modellazione alla scala regionale delle strutture sedimentarie superficiali e sepolte in rapporto ai caratteri litologico - tessiturali ed alle geometrie e proprietà elastico - acustiche del sottosuolo. Lo studio è articolato prevalentemente in tre fasi, corrispondenti alla stesura di altrettante carte tematiche e riguardanti a mappatura della velocità delle onde trasversali nei terreni più superficiali, la misura delle frequenze di risonanza dei siti e delle relative ampiezze e riguardanti infine la stima del potenziale di liquefazione dei corpi sabbiosi.

Questi tre parametri corrispondono, nelle zone di pianura, ai tre principali fattori di controllo degli effetti di sito e la loro elaborazione congiunta, in associazione con i dati disponibili, consente di addivenire ad una prima zonazione del territorio in chiave sismica. Si tratta di uno studio geofisico di un'area molto vasta, che ha avuto quindi un carattere regionale di inquadramento e che è servito come base di partenza per questo studio di approfondimento sulle diverse condizioni locali.

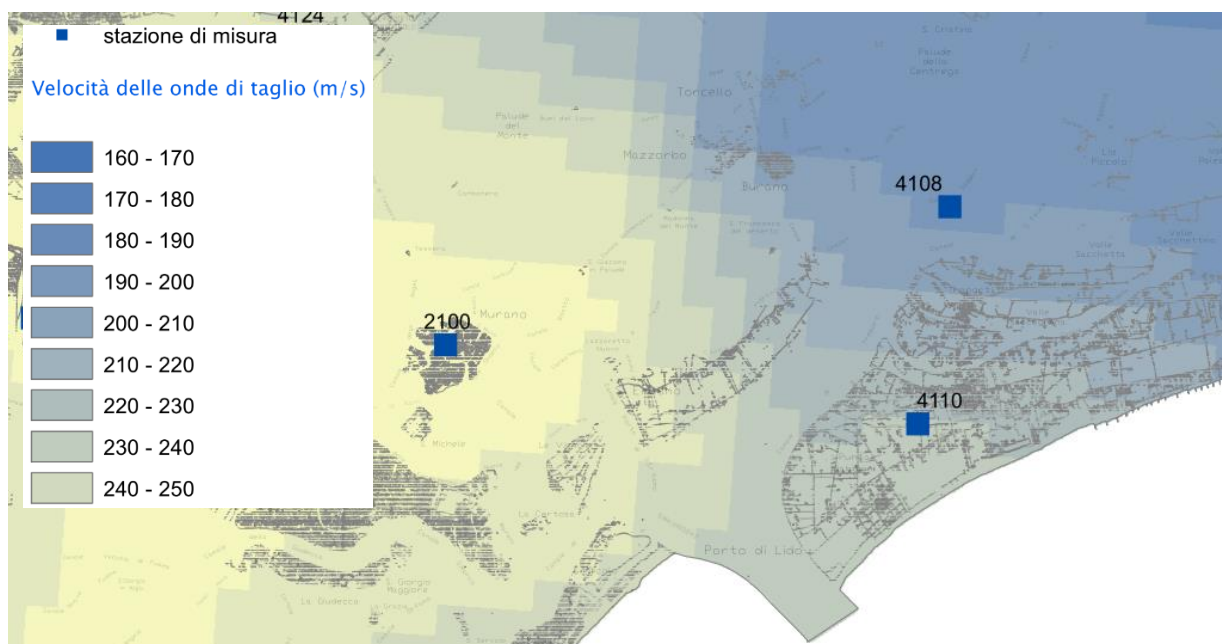


Fig. 4.2: Estratto non in scala della
“Mappa della velocità delle onde di taglio nei depositi superficiali” - Provincia di Venezia

I valori di V_s possono essere misurati in laboratorio con diversi sistemi tra i quali la colonna risonante, gli ultrasuoni, il taglio torsionale e prove triassiali speciali. Tuttavia si può ricavare la velocità delle onde di taglio da correlazioni empiriche legate ai parametri letti dalla prova penetrometrica, ovvero in questo caso, dalla resistenza alla punta e dall'attrito laterale.

Basandosi su un database che contiene prove su sabbie, limi, argille e anche terreni di transizione, Hegazy e Mayne (1995) hanno ricavato la seguente relazione valida per tutte le tipologie di terreno ora menzionate:

$$V_s \text{ (m/s)} = [10.1 \log (q_t) - 11.4]^{1.67} [f_s/q_t * 100]^{0.3}$$

con q_t ed f_s espressi in kPa.

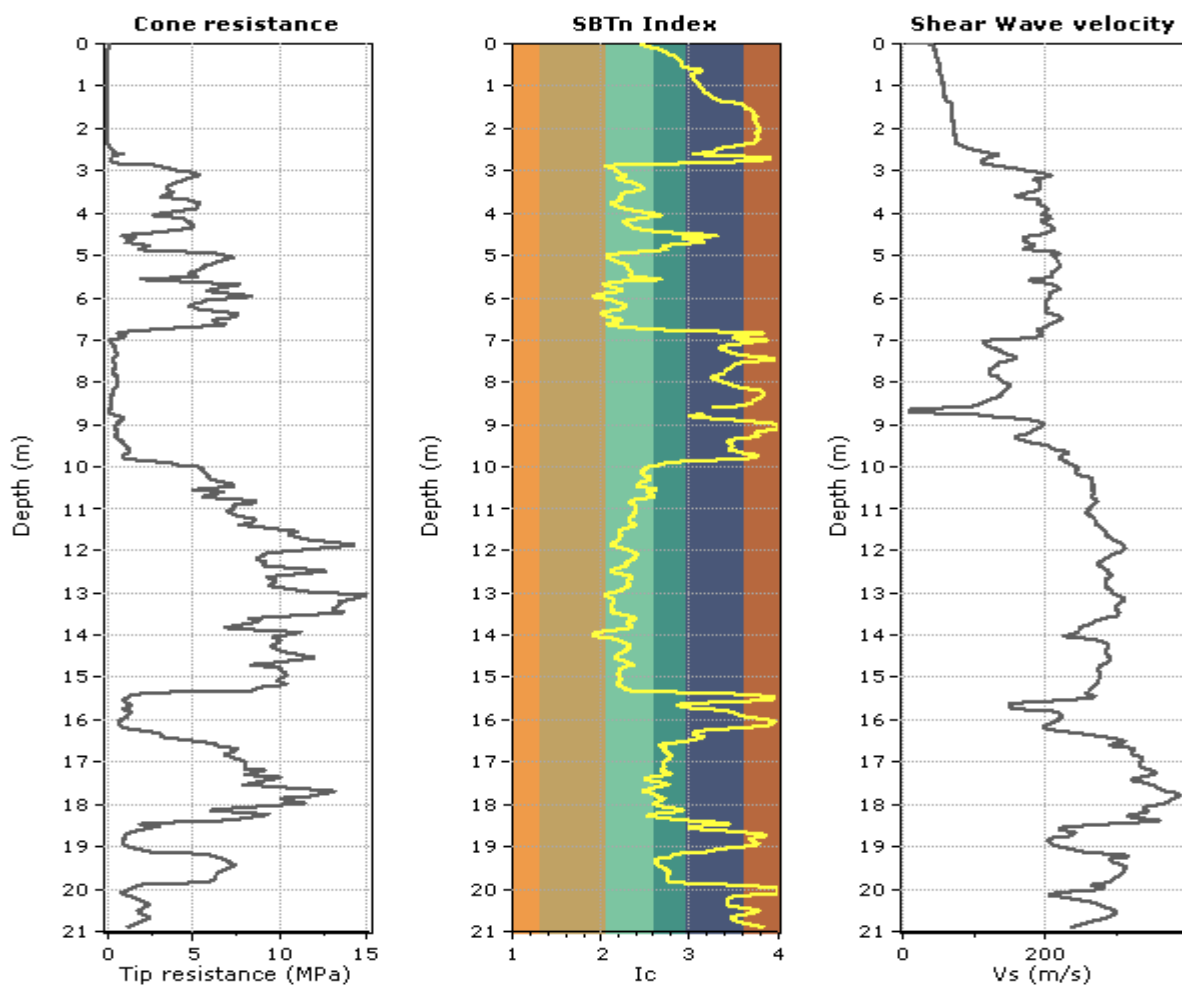


Fig. 4.3: Risultanze riguardanti l'elaborazione della prova penetrometrica CPTU01

A completezza è stata eseguita una prospezione geofisica consistita in n° 1 misura di sismica passiva a stazione singola HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) per una analisi del rapporto spettrale H/V.

Sono stati acquisiti dati qualitativi e quantitativi in grado di permettere delle valutazioni riguardanti possibili fenomeni di amplificazione della sollecitazione sismica, oltre alla definizione della frequenza fondamentale di vibrazione dei depositi indagati.

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è basata sulla misura dei rapporti medi fra le ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e verticali del rumore sismico ambientale misurato nelle tre direzioni ortogonali del moto.

Le frequenze di risonanza naturali corrispondono ai massimi della curva dei rapporti spettrali in funzione della frequenza. L'ampiezza di questi massimi è qualitativamente proporzionale all'entità del contrasto di impedenza sismica esistente alla base della copertura.

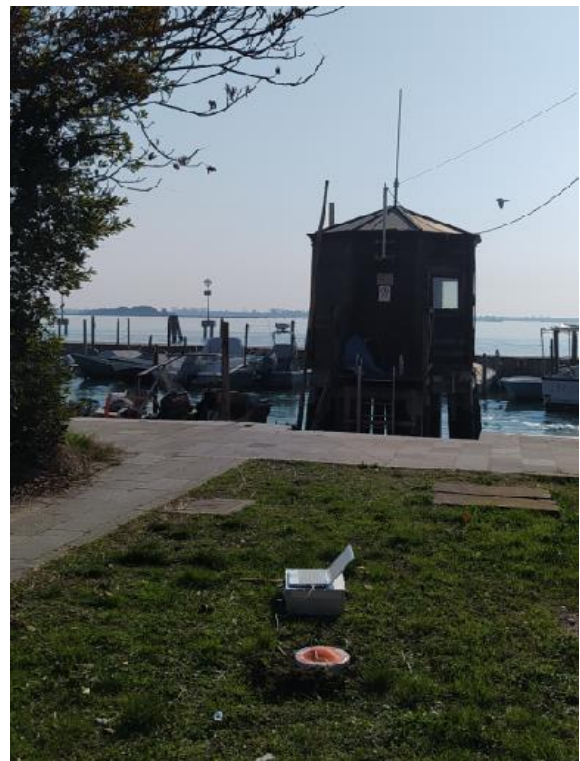
Considerazioni quali - quantitative, derivanti da valori mediamente osservati, permettono di poter assumere che la frequenza di risonanza f_0 di una copertura sedimentaria di spessore H sovrapposta a un basamento rigido e in condizioni di stratificazione piana, è data dal rapporto fra la velocità media delle onde S nel sedimento (V_s) e 4 volte lo spessore H , (cioè $f_0 = V_s/4H$); è quindi possibile risalire dalla frequenza di risonanza misurata all'ordine di grandezza dello spessore H della copertura una volta nota la velocità delle onde di taglio (V_s) o, viceversa, a quest'ultima se lo spessore H è noto.

La forma che possiede un'onda registrata strumentalmente in un punto di misura PM dipende sostanzialmente dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente S , dal percorso dell'onda dalla sorgente S al sito PM e dalla risposta dello strumento di misura.

Il rumore sismico nel suolo è costituito principalmente da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Le sorgenti principali del rumore sismico ambientale sono il vento, le onde marine e l'attività dinamica della crosta terrestre. Anche le attività antropiche possono generare tremore sismico, soprattutto in alta frequenza (alcuni Hz); tali onde però si attenuano rapidamente allontanandosi dalla sorgente. In aree prive di sorgenti locali di tremore, in assenza di vento o su basamenti rocciosi tabulari, lo spettro del tremore assume la forma dove le curve indicano rispettivamente le ampiezze 'massima' e 'minima' assunte come standard per il rumore sismico di fondo dal Servizio Geologico degli Stati Uniti (USGS).

Nel percorso dalla sorgente S al PM , le onde elastiche sono soggette a fenomeni di riflessione, rifrazione, amplificazione e attenuazione in base alle geometrie e caratteristiche meccaniche dei suoli attraversati. Per le elaborazioni è stato adottato il metodo di Nakamura (1989) che consente di definire i valori delle frequenze principali di risonanza dei suoli. Egli infatti ha verificato sperimentalmente che alla base dello strato superficiale, per tutte le frequenze, il rapporto tra l'ampiezza della componente orizzontale e quella verticale può essere considerato pari ad 1. Pertanto il fattore di amplificazione di sito R è dato dal rapporto spettrale $R = H/V$.

Per l'esecuzione delle misure è stato utilizzato un tromografo digitale a 24 bit, strumento realizzato per la misurazione del rumore sismico. Le sue ridotte dimensioni ed il modesto peso lasciano virtualmente imperturbato il campo d'onda presente nell'ambiente.

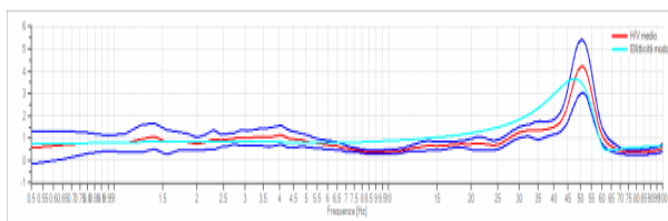


Lo strumento, basato su convertitore AD7124-8 di Analog Devices, è dotato di geofoni Senhe da 4,5 Hz aventi le seguenti caratteristiche:

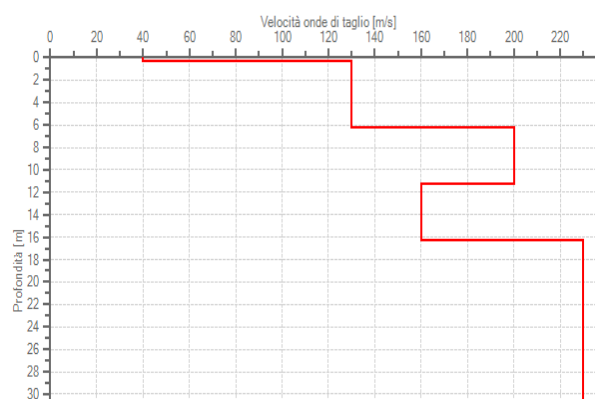
Resonance frequency:	4.5 Hz +/-10%	Operating temperature:	-40°C +100°C
Coil resistance:	375 ohm +/-7.5%	Height:	36 mm
Open circuit damping:	0.6 +/-7.5%	Diameter:	25.4 mm
Voltage sensitivity:	28.8 +/-7.5% (v/m/s)	Weight:	86 g
Moving mass:	11 g		

Georeferenziazione e risultanze vengono riportate nelle schede monografiche allegate.

L'implementazione del modello geotecnico ha consentito la ricostruzione del modello sismostratigrafico, di seguito rappresentato:



Numero strati: 4
 Frequenza del picco dell'ellitticità: 42.95 Hz
 Valore di disadattamento: -1.00
 Valore Vseq al p.c.: 177 m/s



Dalla curva sperimentale HVSR è stato individuato un picco del rapporto spettrale H/V, relativo alla copertura superficiale e un secondo, molto blando relativo alla frequenza caratteristiche del sito.

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m³]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0.6	0.6	18	0.30	60
2	6.6	6	18	0.28	130
3	11.6	5	19	0.26	200
4	16.6	5	19	0.25	160
5	30	13.4	19	0.25	230

Considerate le risultanze della prova geofisica ed a seguito delle debite tarature con le indicazioni stratigrafiche delle indagini geognostiche dirette, non sono state individuate inversioni di velocità significative secondo quanto suggerito nelle indicazioni sperimentali ICMS ove si considera un'inversione di velocità quando vi sono delle situazioni litostratigrafiche in cui si verificano contemporaneamente le seguenti 4 condizioni:

- un terreno rigido che in profondità sovrasta un terreno soffice con un rapporto $V_s \text{ rig.} / V_s \text{ sof.}$ superiore a 1.5;
- la differenza tra le V_s dei due terreni risulti maggiore di 200 m/s;

- lo spessore dello strato a velocità minore risulti maggiore di 5 m;
- la V_s dello strato più rigido risulti maggiore o uguale a 500 m/s.

Dal quadro geognostico d'insieme ne è conseguita la possibilità di far riferimento all'approccio semplificato basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , poiché, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del D.M 17.01.2018:

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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 m.
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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La classificazione del sottosuolo è stata effettuata in base:

- ✓ alle condizioni stratigrafiche;
- ✓ ai valori della **velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$** (in m/s),

definita dall'espressione:

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

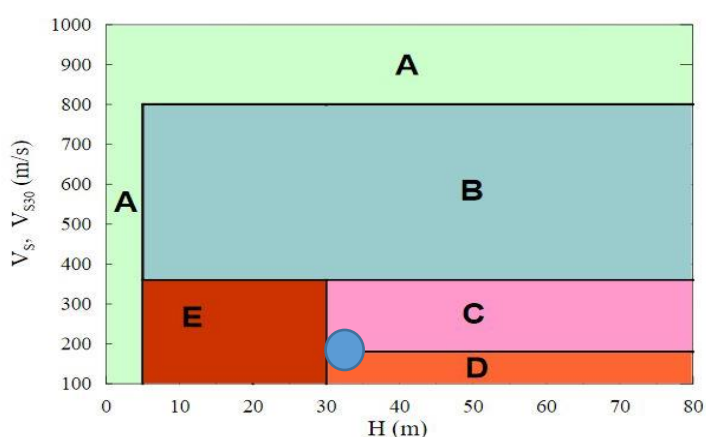
con:

h_i : spessore dell'i-esimo strato;

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

N: numero di strati;

H: profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da $V_s >$ non inferiore a 800 m/s. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse.



Il parametro $V_{s,eq}$ tra piano campagna e la profondità di 30.0 metri è stato stimato in un valore di circa 177m/s il che permette di inquadrare il sottosuolo del sito in esame, secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, nella **categoria del sottosuolo “D”**, definita da normativa come *“depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina mediamente scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s”*.

I coefficienti che ne derivano, utili alla successiva valutazione della stabilità del terreno nei confronti della liquefazione, risultano essere:



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.028	2.493	0.203
Danno (SLD)	50	0.034	2.523	0.236
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.074	2.623	0.371
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.094	2.691	0.390

Ulteriore informazione derivante dallo studio rappresentato dalla *“Mappa di ampiezza del rapporto H/V”*, che naturalmente è da verificare a livello puntuale, è la sostanziale omogeneità delle misure acquisite, come sintetizzato nell’estratto planimetrico di seguito indicato:

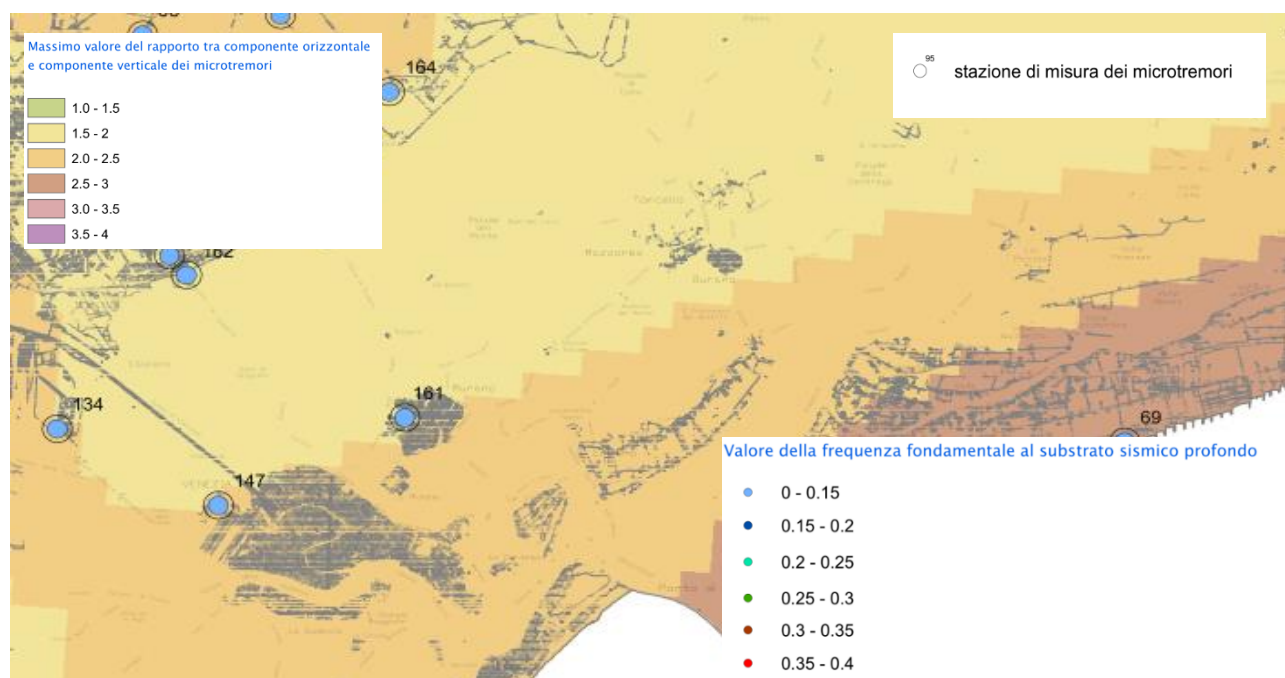


Fig. 4.4: Estratto planimetrico non in scala della *“Mappa di ampiezza del rapporto H/V”* – Provincia di Venezia

Si evidenziano inoltre in corrispondenza delle stazioni di misura i valori della frequenza fondamentale al substrato profondo (i.e. il tetto dei carbonati mesozoici).

5. Modello geotecnico

Le indagini geotecniche presenti nei database e quelle eseguite per la realizzazione della stazione di misura collocata nella darsena hanno permesso una prima definizione del volume significativo ovvero la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le successive indagini hanno permesso la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione, confermandone le assunzioni, mentre i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono stati intesi quali stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche attribuiti ai terreni sono stati dedotti dall'interpretazione dei risultati delle prove e misure in sito, tenuto conto delle variazioni locali misurate.

In particolare i parametri derivanti dalle prove penetrometriche statiche CPT sono stati confrontati con le risultanze delle prove di laboratorio eseguite nel sondaggio, applicando per quanto di pertinenza gli algoritmi di indicati alla pagina seguente.

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Effective Stress Friction Angle, ϕ'_{sun} ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_{u(rem)}$ (kPa)

$$S_{u(rem)} = f_s \quad (\text{applicable only to SBT}_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c_cutoff})$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_o ::

$$K_o = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

La valutazione dei moduli ha seguito le seguenti modalità:

Calcolo di G_0 (= Gmax)

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

La formula è adimensionale, ovvero con qualunque unità di misura utilizzata G_0 ha l'unità di misura scelta per q_c .

Per il calcolo del modulo edometrico tangente si usa la formula proposta da Eslaamizaad e Robertson (1996)

Se $I_c > 2.20$

$a = 14$ per $q_{tn} > 14$

$a = Q_{tn}$ per $Q_{tn} \leq 14$

$$M_{CPT} = a \cdot (q_t - \sigma_v)$$

Se $I_c \leq 2.20$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

Ne è conseguita la seguente schematizzazione geotecnica:

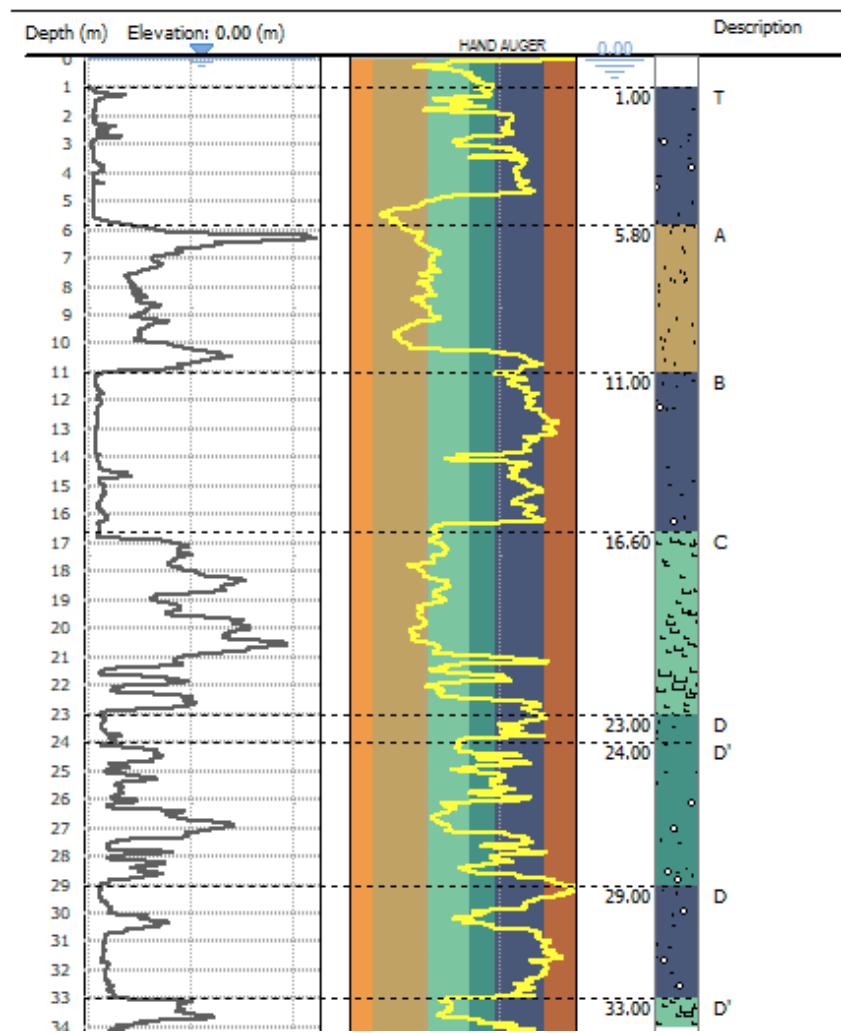
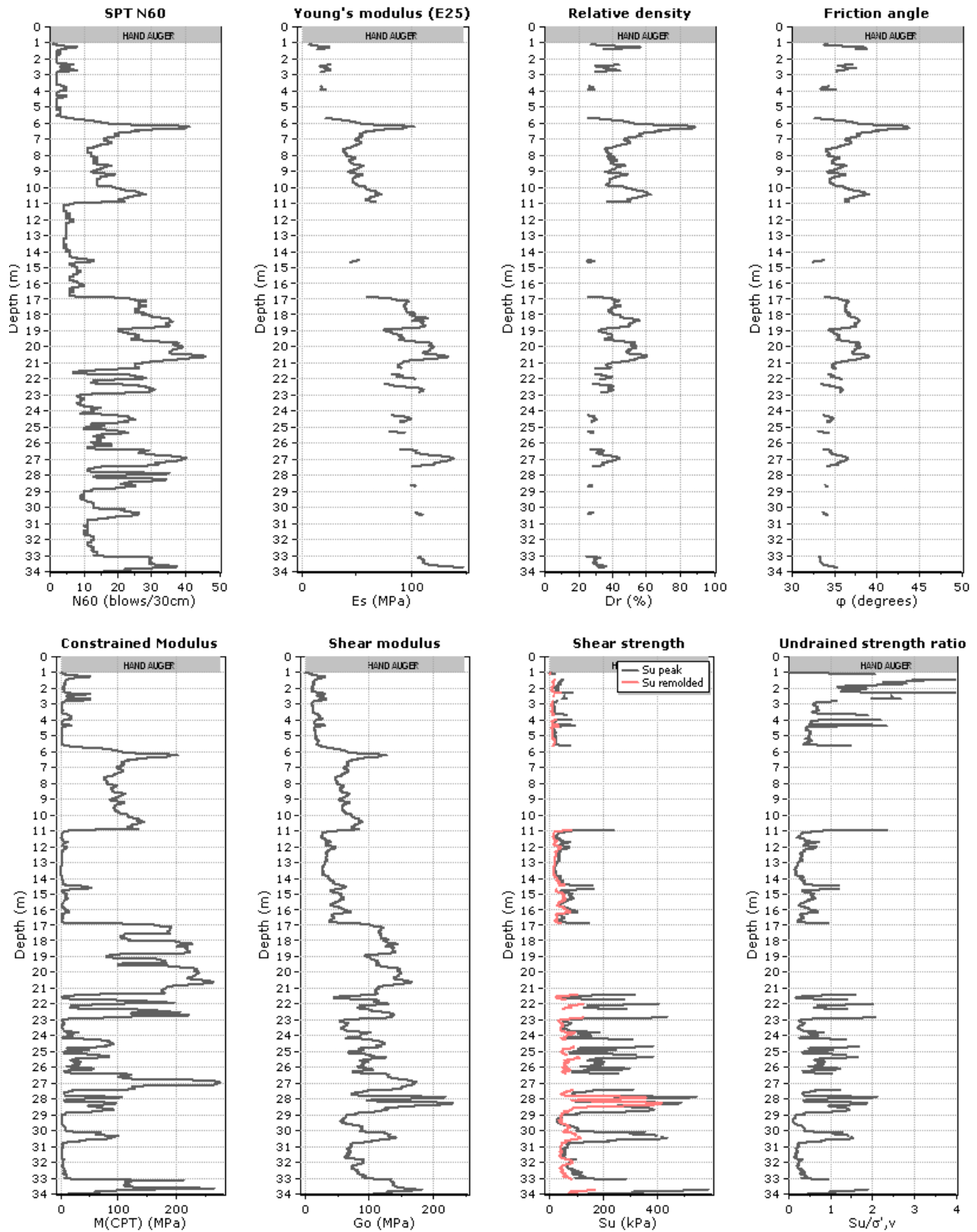


Fig. 5,1: schematizzazione geotecnica

L'elaborazione dei dati acquisiti secondo il metodo sopra descritto ha portato alle risultanze di seguito indicate e che si sintetizzano nello schema riportato alla pagina successiva:



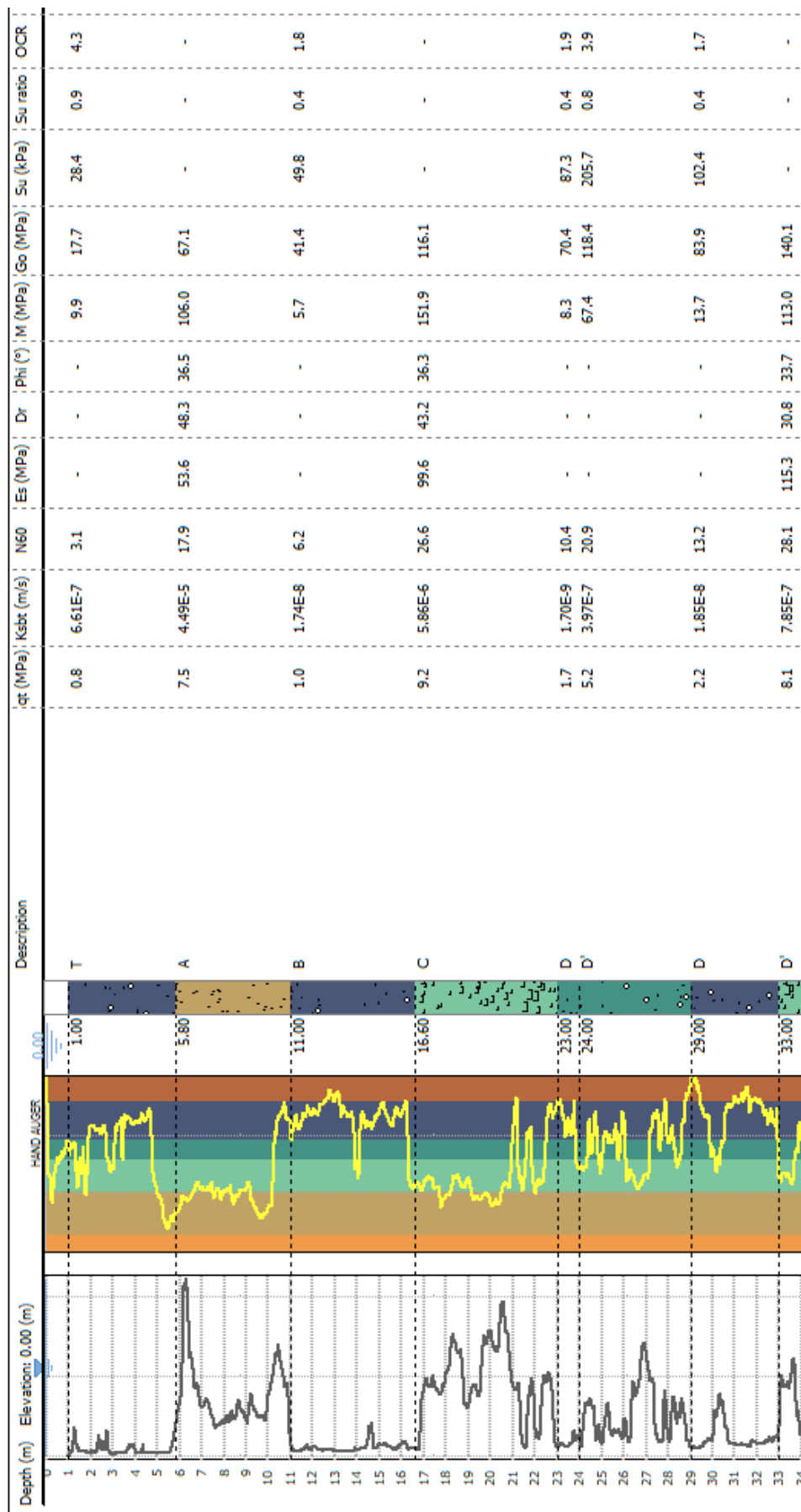


Fig. 5.2: Schema di sintesi geotecnica:

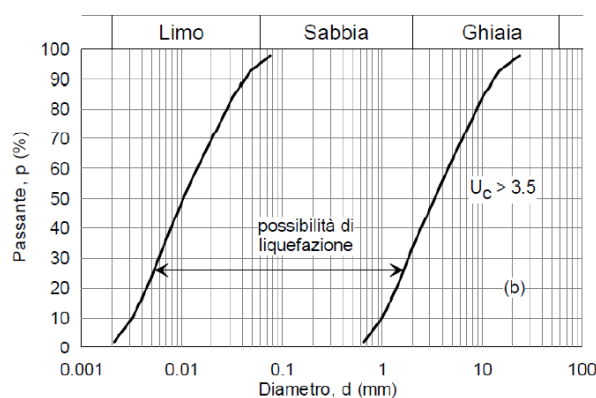
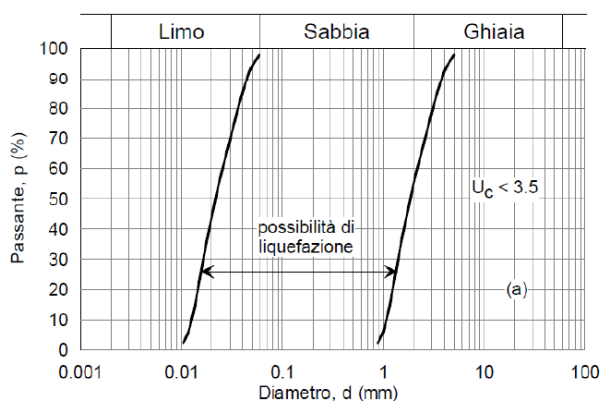
5.1. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



La verifica è stata effettuata con metodologie di tipo dinamico semplificato in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione è stata valutata sulla base dei risultati di prove in sito. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stata stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

Gli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica- Gruppo di lavoro MS 2008" riportano i seguenti suggerimenti:

Per le valutazioni della suscettibilità alla liquefazione sono indispensabili dati su:

- scuotimento in superficie (in genere, in termini di accelerazione massima del suolo, PGA);

- magnitudo degli eventi attesi;
- litostratigrafia;
- granulometria;
- profondità della falda;
- resistenza dei terreni sotto carico ciclico.

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

$$FSL = CRR/CSR$$

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.

Se il fattore è $FSL > 1.25$ la liquefazione è da escludere; se è $FSL < 1.25$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

I metodi semplificati 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 tecniche, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o anche tramite prove di misurazione delle onde di taglio Vs.

I metodi CRR/CSR hanno come base la metodologia elaborata da Seed e Idriss (1982) in cui la grandezza CSR è la sequenza di sforzi di taglio indotti dal sisma, normalizzata rispetto alla tensione efficace verticale iniziale e viene schematizzata come una storia regolare di sollecitazioni pari al 65% del valore massimo attraverso la relazione:

$$CSR = \tau_{media} / \sigma_{v0}' = 0,65 \text{ ag } \sigma_{v0} / \sigma_{v0}' \text{ rd/Msf}$$

dove:

ag = accelerazione sismica campo libero su roccia riferita all'accelerazione di gravità;

σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;

σ_{v0}' = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;

rd = coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo in funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:

$rd = 1 - 0.00765z$ per $z < 9.15$ m

$rd = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z < 23$ m

$rd = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z < 30$ m

$rd = 0.5$ per $z > 30$ m

Msf = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma atteso.

Le relazioni per la valutazione di CSR sono state dedotte su base empirica, dalle osservazioni del comportamento di depositi naturali durante eventi sismici con magnitudo di momento M pari a 7.5. Di conseguenza, laddove il terremoto atteso nell'area sia caratterizzato da una magnitudo diversa è necessario rivalutare la

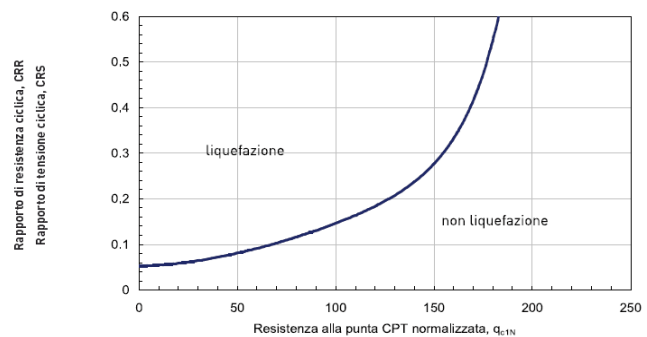
Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

sollecitazione sismica introducendo il coefficiente correttivo M_{sf} di cui sopra.

La grandezza CRR è la resistenza agli sforzi di taglio, normalizzata rispetto alla tensione efficace verticale iniziale $CRR = \tau_{ult} / \sigma_{vo}$, che può essere valutata attraverso gli abachi e le relazioni di seguito proposti e tratti da *"Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica - Gruppo di lavoro MS 2008"*, in funzione di parametri desunti da prove SPT, CPT e da misure della velocità delle onde di taglio V_s e corretti.

Gli abachi forniscono una indicazione di campo, per pervenire ad un valore del fattore di sicurezza FSL è possibile utilizzare le seguenti relazioni a partire dai valori normalizzati di ogni parametro.

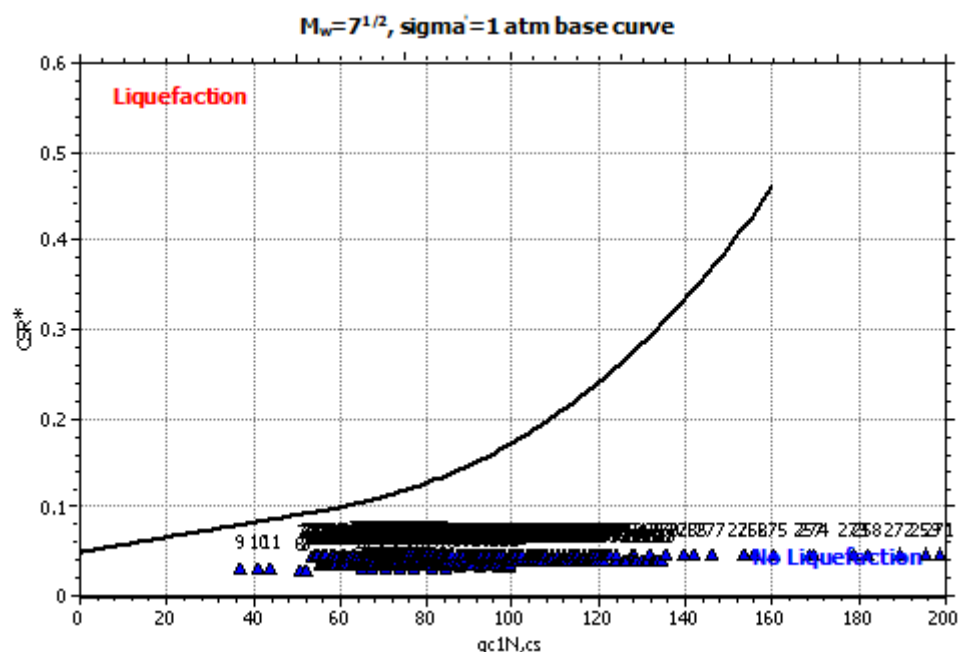
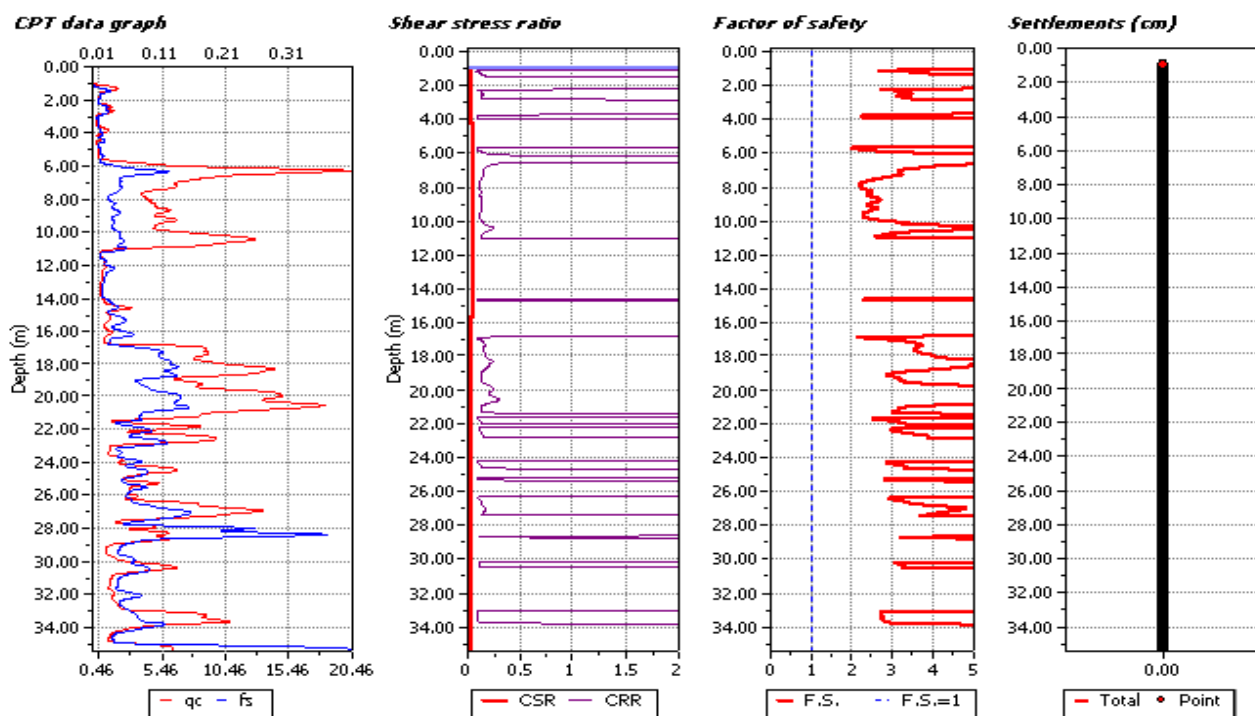
Attraverso l'impiego del software professionale LiqIT soil liquefaction assesment V.4.7.7.1 è stato valutato il potenziale di liquefazione del suolo sulla base di dati di campo. I cedimenti dovuti a



liquefazione in terreni saturi sotto falda sono stati valutati con il metodo di Yoshimine & Ishihara.

L'elaborazione è stata implementata anche con prove eseguite a novembre 2021. Di seguito le risultanze:

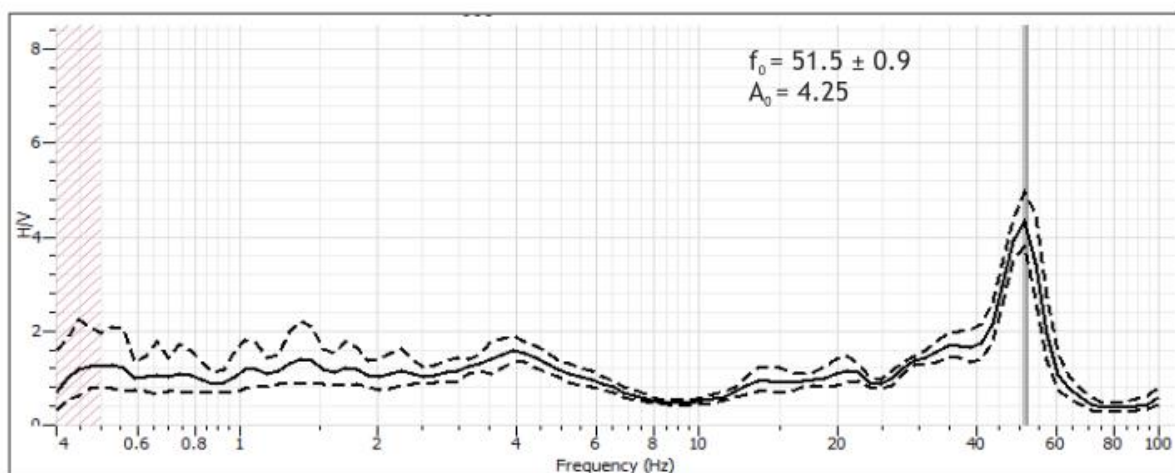
In-situ data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	1.00 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	5.70
Analysis method:	Robertson (1998)	Peak ground acceleration:	0.07 g
Fines correction method:	Robertson (1998)	User defined F.S.:	1.25



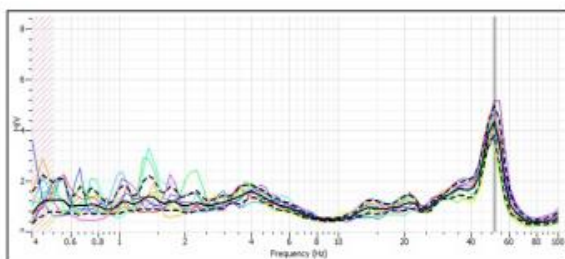
Dall'analisi condotta, e relativa al livello della presente definizione di progettazione, **il deposito indagato risulta stabile, quindi non suscettibile a liquefazione ed i cedimenti indotti nulli.**

Allegati

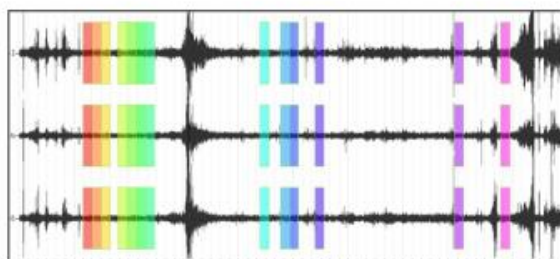
Prova HVSR 1 presso Darsena F.ta delle Cappuccine - Burano (VE)
Registrazione 20 minuti - Freq. Campionamento 500 Hz



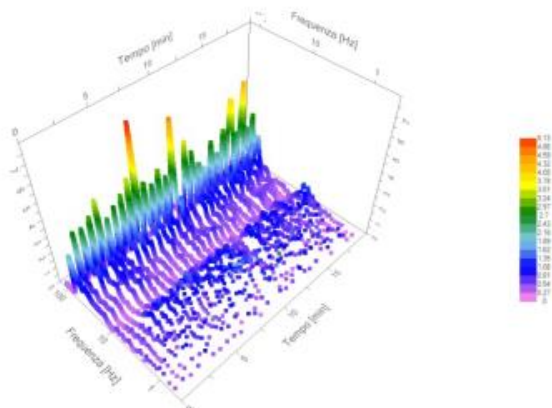
Rapporto H/V medio e relative curve di confidenza



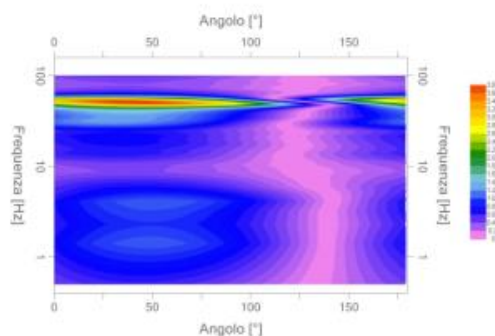
Rapporti H/V per ogni singola finestra



Componenti del segnale (Z: verticale, N ed E orizzontali) con sovrapposte le finestre per l'analisi



Mappa della stazionarietà degli spettri



Direzionalità H/V

Criteria for a reliable H/M curve should be fulfilled		
$f_0 > 10 \cdot f_{NL}$		ok
$n_0(f_0) > 200$		ok
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f < 2f$ & $f > 0.5 \text{ Hz}$		ok
$\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f < 2f$ & $f < 0.5 \text{ Hz}$		ok
Criteria for a clear H/M peak 5 out of 6 should be fulfilled		
Exists in $[f_1, f_2]$ $A_0(f) < A/2$		ok
Exists in $[f_1, f_2]$ $A_0(f) < A/2$		ok
$A_0 > 2$		ok
$f_{max}[A_0(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$		ok
$\sigma_f < 0.5(f_0)$		ok
$\sigma_A(f_0) < 0.5(f_0)$		ok

Parametri SESAME

Ubicazione della prova:
Coordinate
RDN2008/UTM33N
298191.0 m E
5039864.0 m N

