



RELAZIONE GEOLOGICA

COMUNE DI Sanremo (im)

Progetto finanziato nell'ambito del PNRR, Missione 5 "Inclusione Coesione", Componente 2 "Infrastrutture sociali, famiglie, comunità terzo settore", Misura 3, Investimento 3.1 "Sport e Inclusione Sociale", finanziato dall'Unione Europea – Next Generation EU"2

**DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI IMPIANTO POLIVALENTE
OUTDOOR**

LOC. PIAN DI POMA CUP: G25B22000090006



Dott. Geol. Marco ABBO
Via Pascoli, 259 18038 Sanremo (Im)
cell. 338 8806983 email: marcoabbo4@gmail.com
posta certificata: abbomarco@pec.apap.it
C.F. BBA MRC65L04A122M P.I. 011 140 700 87



Sanremo, 08/08/2022

SOMMARIO

Premessa	2
Le opere previste	8
Le problematiche locali	9
MODELLO GEOLOGICO	10
GEOLOGIA E STRATIGRAFIA	10
IDROGEOLOGIA	12
GEOMORFOLOGIA.....	12
INDAGINI GEOGNOSTICHE NOTE	13
Prove sismiche in sito	17
Prova a rifrazione.....	18
Prova MASW	21
Il modulo di reazione unitario (costante di winkler).....	24
LA SEZIONE GEOLOGICA	24
MODELLO GEOTECNICO	28
Il substrato roccioso	28
Materiali di colmata.....	31
STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA	31
ANALISI GEOTECNICA DEL PROGETTO	34
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI di riferimento	34
Valutazione del volume significativo	35
Calcolo portanza.....	35
Liquefacibilità dei suoli.....	40
PRESCRIZIONI	47
CONTROLLI GENERALI E SCAVI	47
FONDAZIONI E CEDIMENTI.....	47
CONCLUSIONI	47
Allegato analisi di portanza	48
Allegato: Prova MASW SIS I	57
Liquefacibilità: Metodo Euro codice 8 (ENV 1998-5) Vaslore Vs.....	64

Premessa

In riferimento al progetto in oggetto ubicato nella cartografia allegata in Comune di **Sanremo**, si presenta a codesto Ufficio la relazione geologica, per conto della Committenza, in cui si analizzano le caratteristiche del terreno di un'area significativa circostante il sito di progetto, verificando la conformità dell'intervento in oggetto con:

- quanto previsto dalle N.T.C. 2018;
- quanto previsto dagli EC 7/8;
- quanto previsto dall'attuale normativa sismica (EC7/8; O.P.C.M 20.03.2003; O.P.C.M. 3519/2006; NTC.2008-2018); per cui **Sanremo** risulta Comune sismico di **zona 2 (PGA 0.25g DGR 13.03.2017 n° 216)**, la sismicità del sito secondo la NTC 2018 verrà calcolata in seguito in quanto "sito dipendente" e quindi variabile da punto a punto;
- quanto previsto dal vigente Piano di Bacino (area Pg2 a media suscettività al dissesto e zona **B2, aree speciali per riempimenti e colmate a mare**), **esterna** alle fasce esondabili delle acque pubbliche, esterna ma in fregio alla fascia di rispetto dei 20 m del tratto terminale dei rii Flesia e Buonmoschetto (rio Due Valloni), che scorrono in ampia galleria interrata al disotto del sedime del corpo di colmata.
- **esterna** alle aree sottoposte a vincolo **idrogeologico e percorse dagli incendi**, esterne alle zone di vincolo storici, monumentali, archeologiche e di inedificabilità.

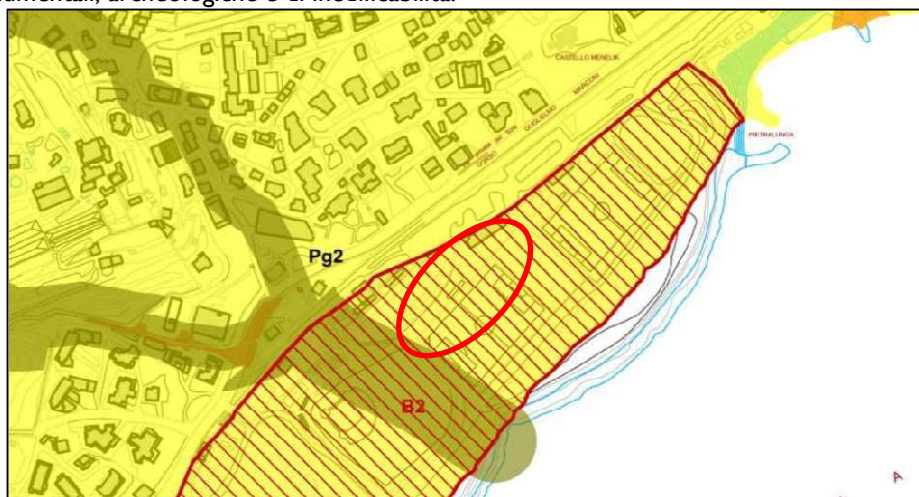


Figura 1: suscettività al dissesto in zona PG2 zone speciali B2

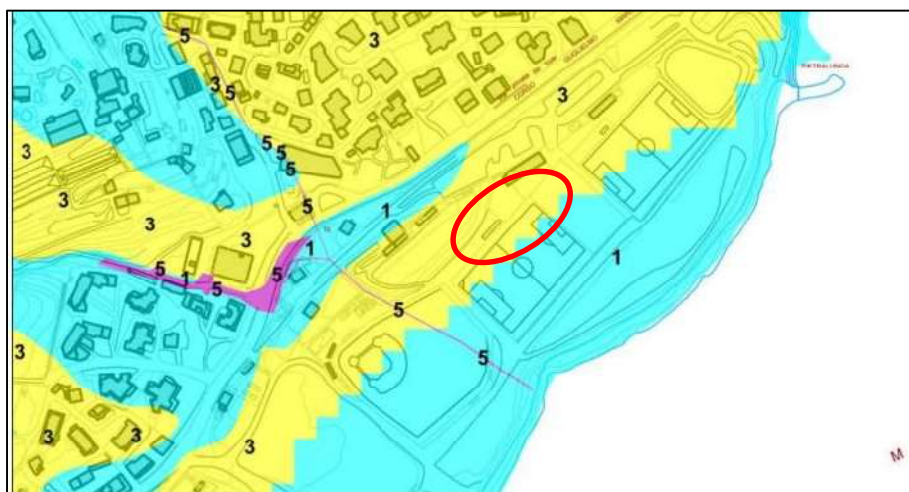


Figura 2: La zonizzazione del PUC e la suscettività d'uso prevede la prevalenza di aree in Classe 3, con in fregio, lato sud, zone in classe 1.

La colmata di Pian di Poma rappresenta un territorio artificialmente “strappato” al mare mediante riempimento con materiale derivante dagli scavi per la realizzazione della linea autostradale a cavallo degli anni '60, direttamente versato a mare a valle della ex sede FFSS. Il rilevato, non protetto, fu oggetto per decenni a lenta erosione da parte del moto ondoso.

Nei primi anni del duemila si è parzialmente realizzata la protezione al piede con scogliera radente, un pennello sul lato Est con progressivo completamento della mantellata contestualmente alla realizzazione del campo di atletica. La lunga storia dell'areale ha consentito il termine della fase di assestamento della colmata, con processo di “aging” ormai da lungo tempo completato, come testimoniato dalle risultanze delle approfondite prove geotecniche a sedime del costruendo Palazzetto dello Sport e tutte le risultanze dei sondaggi già noti nel sito.

La ricostruzione cartografica dell'area mostra come si sia evoluta la morfologia superficiale dell'area.

All'epoca della realizzazione della tubazione del Roya, nei primi anni '80, la conformazione superficiale appare tuttavia simile a quella attuale, e dopo il 1985 addirittura sensibilmente più alta, almeno in corrispondenza del campo di calcio di Levante (+10.6, contro gli attuali 8.0-8.5m). A partire dal 1995-96 la situazione appare abbastanza consolidata.



Figura 3: Volo 1971 (fonte: Comune di Sanremo)



Figura 4: Volo 1967 (fonte: Comune di Sanremo)

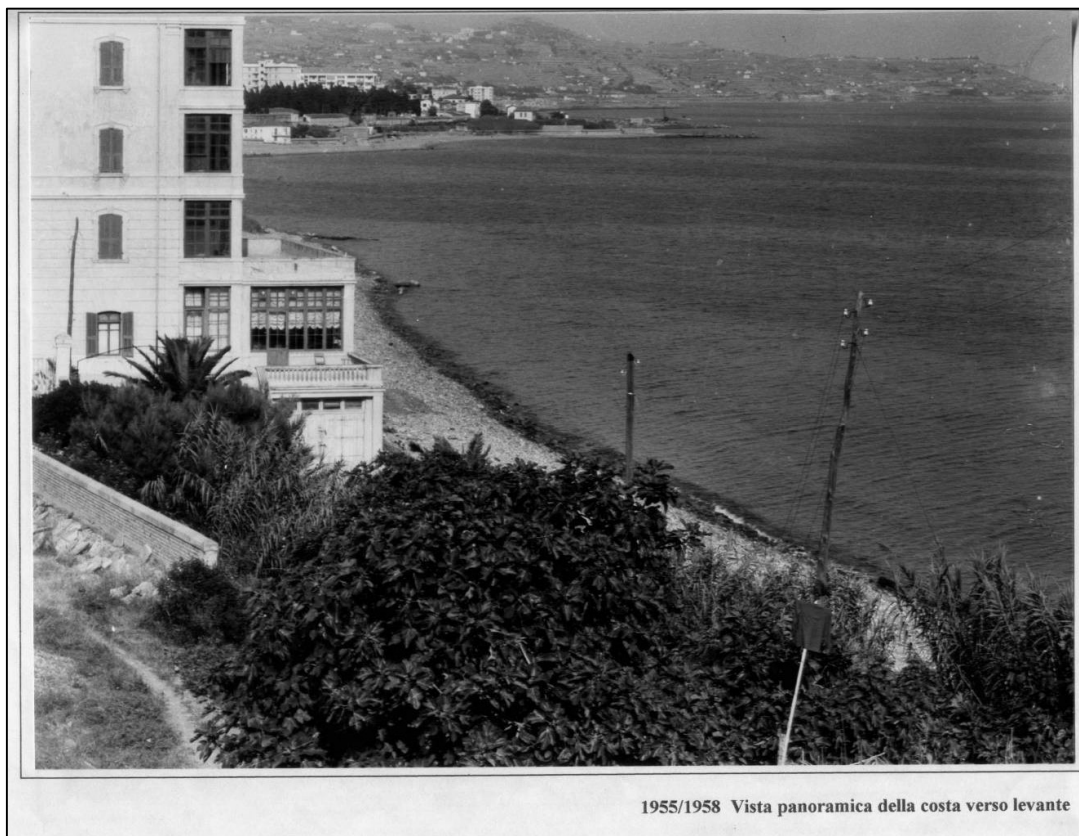
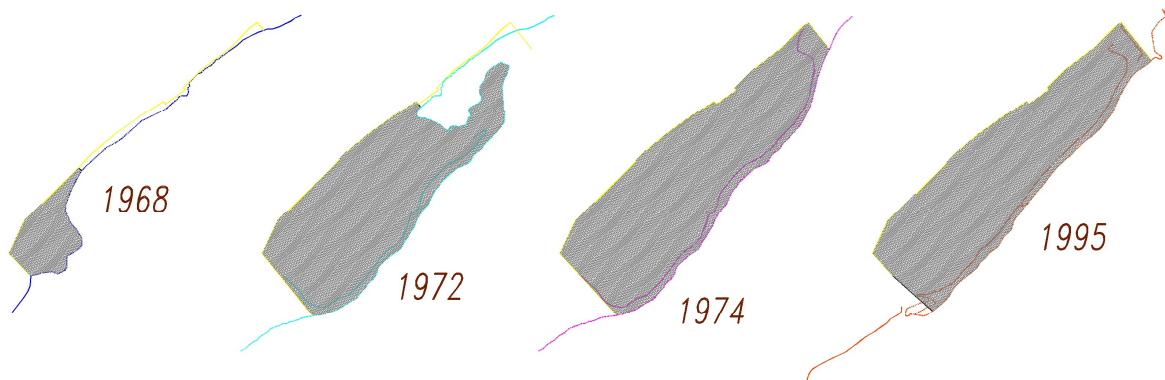
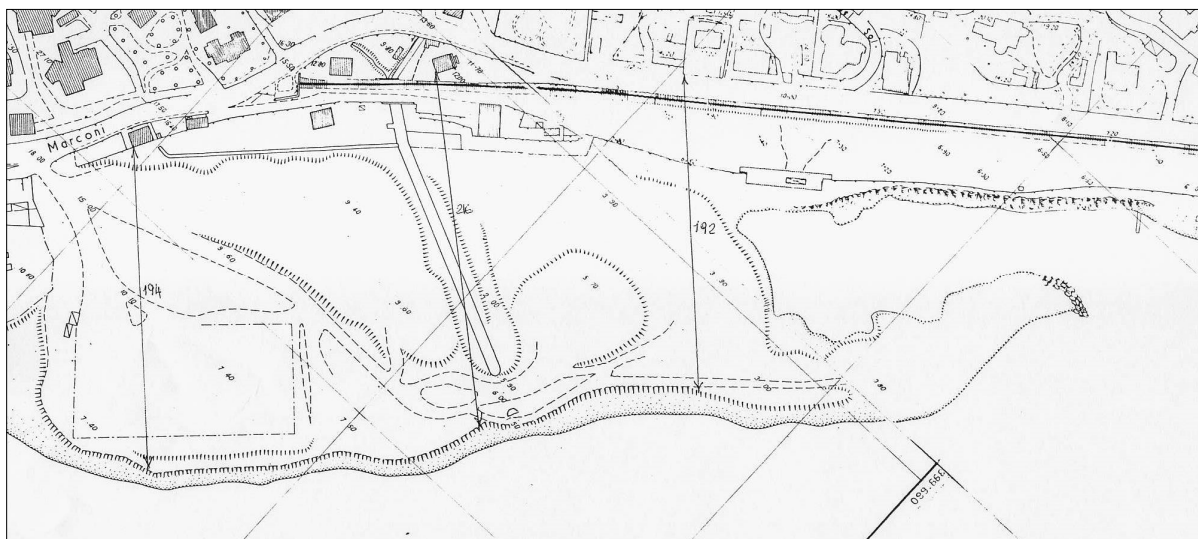


Figura 5: *Panoramica verso le spiagge di Corso Marconi nel 1971*

Figura 6: La situazione cartografica al 1971-1972



Evoluzione planimetrica della superficie del terrapieno

Superficie recuperata dal mare 1968 – 1974 : 105.000 mq

Superficie persa per erosione 1974 – 1996 : 15.000 mq

Volume perso in mare : 150.000 mc

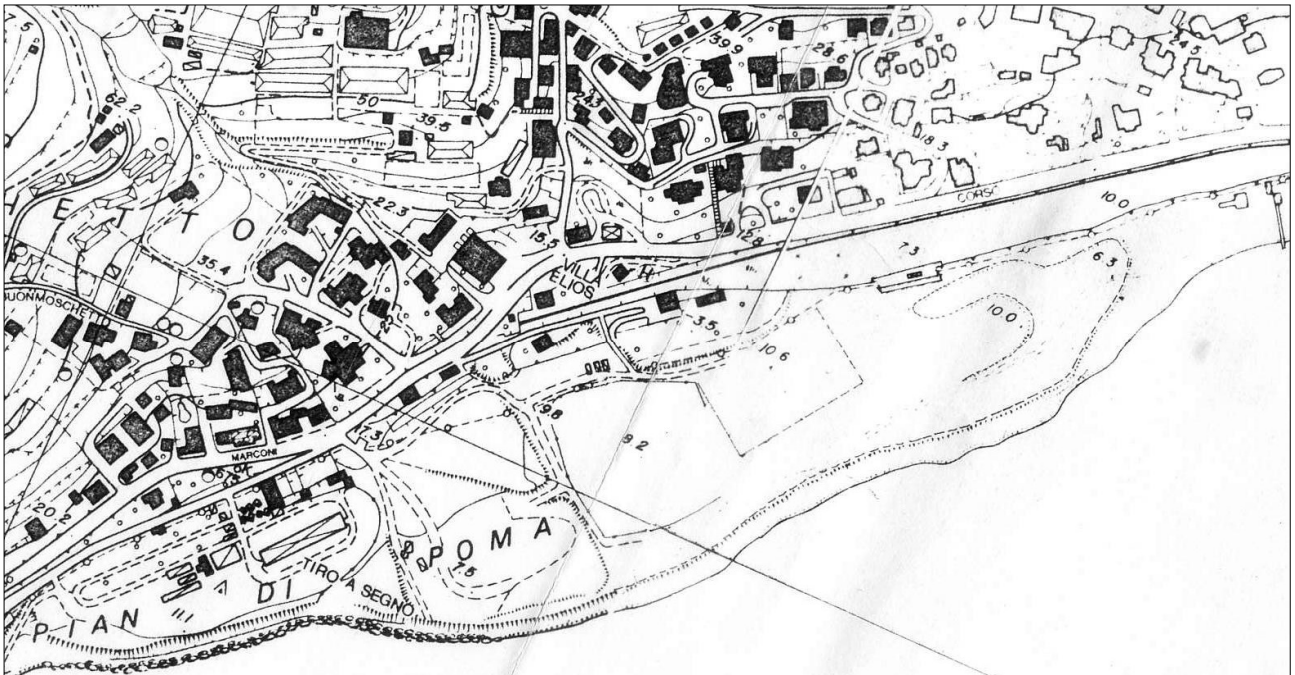


Figura 7: La situazione al 1985/86

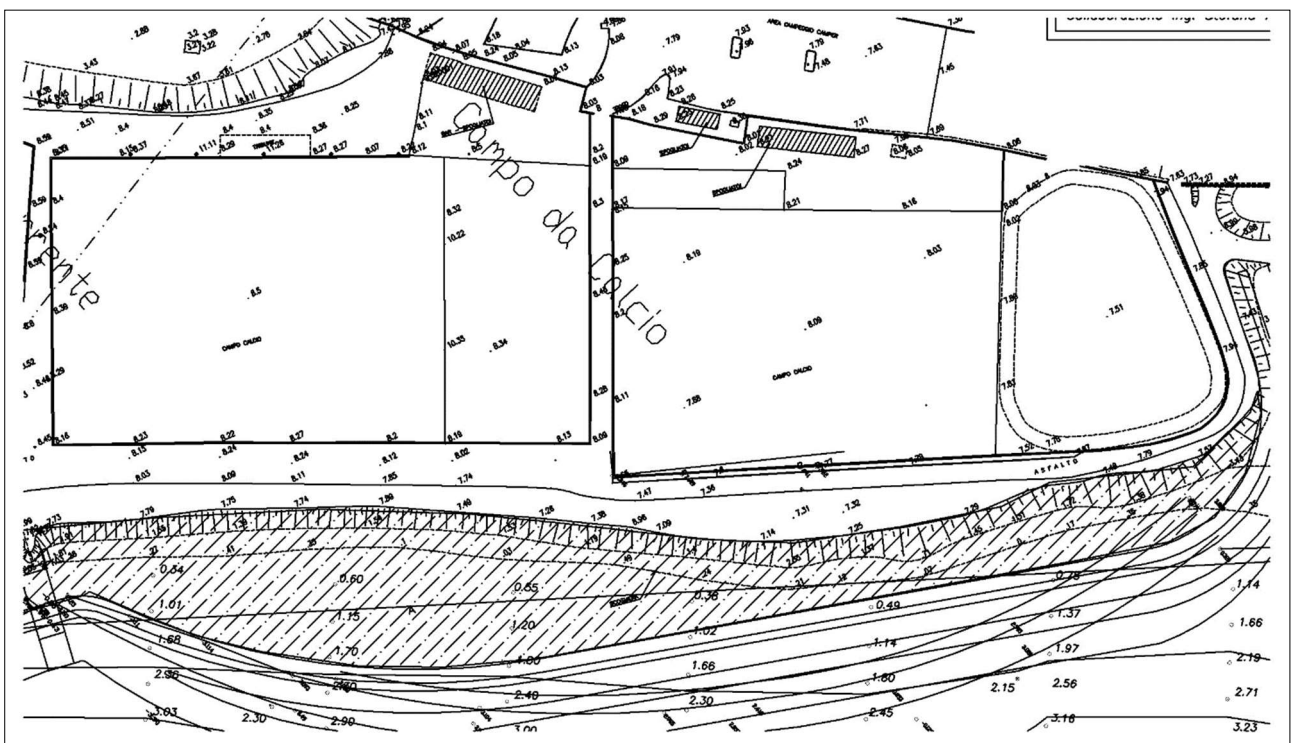
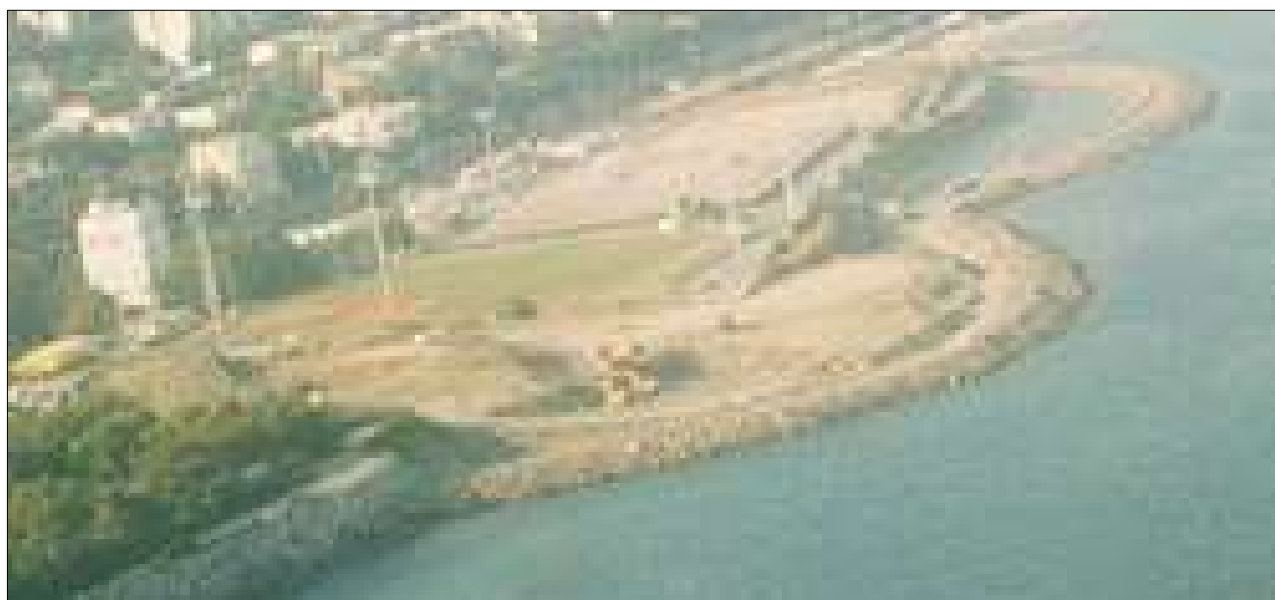


Figura 8: La situazione nel 1995-96



Figura 9: Documentazione fotografica storica (fonte, archivio Ing. Stefano Puppo)



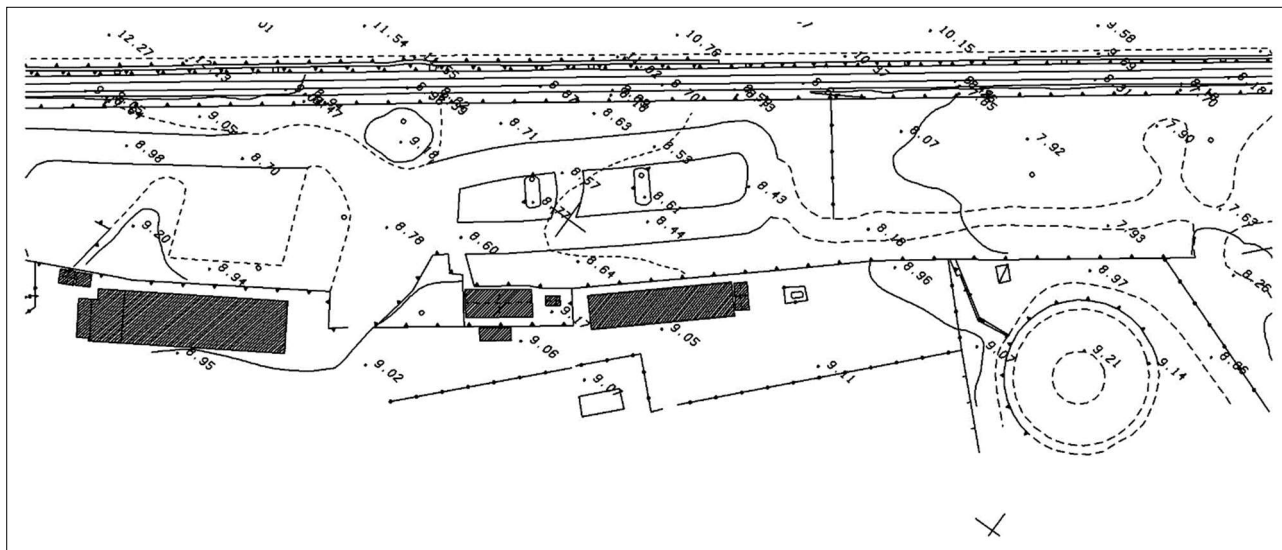


Figura 10: La situazione nel 2003

Le opere previste

Il progetto prevede la realizzazione di spogliatoi e tribune a servizio dei nuovi campi da calcio, con minimi sbancamenti per la realizzazione del piano di fondazione di opere “leggere” e poco significative dal punto di vista geotecnico.

Tale opera ricade, secondo i dettami dell'EC 8 e delle NTC 2018, nelle opere con Vita nominale (VN) pari a **50 anni**, con vita di riferimento (VR) che ottenuta moltiplicando il valore di VN per il coefficiente d'uso CU, pari a **1.5**, stante i normali affollamenti previsti nella **Classe d'uso 3**.

Tab. 2.4.I NTC 2018

	Tipi di costruzioni	Valori minimi di VN (anni)
I	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazione elevati	100

Tab. 2.4.II NTC 2018

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente Cu	0.7	1.0	1.5	2.0
Note	Presenza occasionale	Normali affollamenti	Affollamenti significativi	Funzioni strategiche

Tab. C2.4.I NTC 2018

Vita nominale Vn	Valori di Vr			
	Classe d'uso			
	I	II	III	IV
≤10	35	35	35	35
≤50	≤35	≤50	≤75	≤100
≤100	≤70	≤100	≤150	≤200

LE PROBLEMATICHE LOCALI

Le problematiche geologiche e geotecniche da affrontare riguardano essenzialmente la verifica in loco della capacità portante e dei relativi cedimenti del sedime di appoggio delle strutture, con verifica della risposta sismica locale, nelle sue varie declinazioni (tipo suolo, effetti di sito, liquefacibilità ecc..). Tali aspetti sono modellabili attraverso la ricerca dei parametri descrittivi dei terreni, caratterizzabili solo mediante opportune prove in sito, stante la natura grossolana ed eterogenea del materiale di colmata, per esempio attraverso la realizzazione di prove penetrometriche in continuo, associate a prove sismiche a rifrazione e MASW, oggetto di attente tarature tramite la verifica sulla stratigrafie di sondaggi meccanici noti nell'area e sfruttando altresì le risultanze dirette delle prove penetrometriche stesse. In tal modo sono ricavabili i parametri a rottura e i parametri a deformazione dei materiali, nonché le principali caratteristiche di propagazione delle onde, che permetteranno l'implementazione delle verifiche sismiche locali.

Il sedime di colmata, in quanto derivante da scavi meccanizzati in galleria, presenta pezzatura assai eterogenea, con presenza diffusa di massi, talora di dimensioni notevoli, immersi in "matrice" più fine. L'estrema mutevolezza dimensionale rende ragione della buona densità locale e del compiuto grado di assestamento raggiunto dalla colmata negli anni, laddove i "vuoti" generati dall'accostamento delle pezzature maggiori, vengono riempiti dalla matrice più fine, riducendo l'indice dei vuoti generale della colmata.

L'insieme dunque ricade nell'ambito delle cosiddette BIM ROCK, ossia ammassi sciolti di materiali eterogenei in cui le pezzature maggiori possono formare una sorta di "ossatura" dell'insieme, garantendo parametri di resistenza – nel complesso – maggiori di quelli descrittivi la sola "matrice" legante.

Il materiale dunque mal si presta ad una compiuta caratterizzazione con sole prove di laboratorio, che interessano volumi evidentemente troppo piccoli per essere rappresentativi del volume significativo interessato dalle geometrie dell'opera.

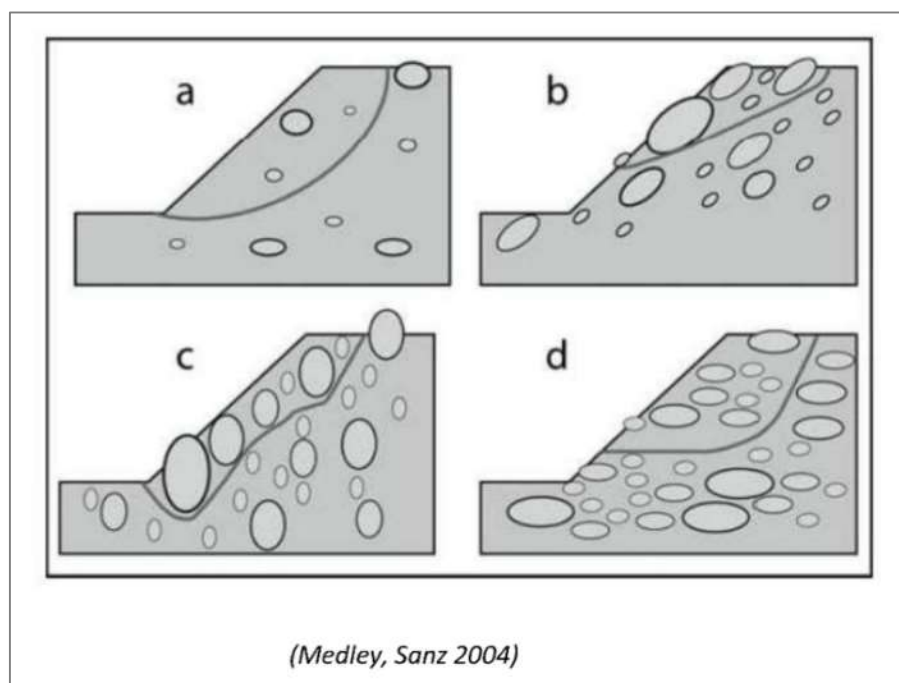


Figura 11: superfici di rottura all'interno delle BIM ROCK

MODELLO GEOLOGICO

Attraverso il rilievo geologico di superficie, la ricerca bibliografica e cartografica, nonché l'esecuzione di specifiche prove e numerose prove in sito, viene definito il modello geologico locale.

GEOLOGIA E STRATIGRAFIA

L'area in studio appartiene alla Falda dei Flysch ad Elmintoidi delle Alpi Liguri Occidentali e in sottordine all'unità tettonica del Flysch di Sanremo-Monte Saccarello. La falda dei Flysch ad Elmintoidi nel suo bordo occidentale è accavallata sopra la zona delfinese - provenzale, con l'interposizione degli "schistes à blocs", mentre a Est è sovrapposta alle unità "prepiemontesi" e al Brianzonese ligure (Vanossi et Alii, 1984), con rapporti reciproci assai complessi.

All'interno dell'unità tettonica del Flysch di Sanremo-Monte Saccarello si distinguono dal basso:

- un "complesso di base" pelitico (Formazione di S. Bartolomeo, indicata con la sigla "ps" nella Carta Geologica Italiana del Franchi, mentre gli Autori francesi parlano di "*série du complexe de base*";
- un corpo arenaceo (Arenarie di Bordighera, identificate dalla sigla "Ha" del Franchi, corrispondono alla "*série à dominante gréseuse*" degli autori francesi, che costituisce una grossa lente arenaceo-conglomeratica; che affiora decisamente ad W dell'area di interesse;
- il Flysch di Sanremo, costituito prevalentemente da torbiditi marnoso-arenacee, generalmente in strati spessi. Il Franchi, seguendo gli autori francesi, distingue una litozona "H2" (corrispondente alla "*série à dominante merneuse*" e al "complesso a, flysch arenaceo-marnoso-argilloso" di Boni & Vanossi), sormontante i tipi litologici indicati con la sigla "H1" ("*série à dominante calcaire*").

L'area di interesse risulta appoggiata alla Flysch di Sanremo, nella sua litofacies a componente arenaceo-argillosa (h2 aut., FSM4 odierna). Questa formazione è caratterizzata dalla fitta alternanza di materiali a comportamento rigido (arenarie e siltiti) e da livelletti argillo-marnosi plastici. Le giaciture alquanto tormentate, comportano l'immersione delle arenarie di Bordighera al Capo.

La risposta geotecnica del sito è caratterizzata dalla presenza di un esiguo spessore di sedimenti marini (vecchia spiaggia emersa e sommersa) e soprattutto dalla presenza del corpo di colmata, che oblitera i sedimenti marini sino alla "antica" batimetrica dei -5.0 m circa.

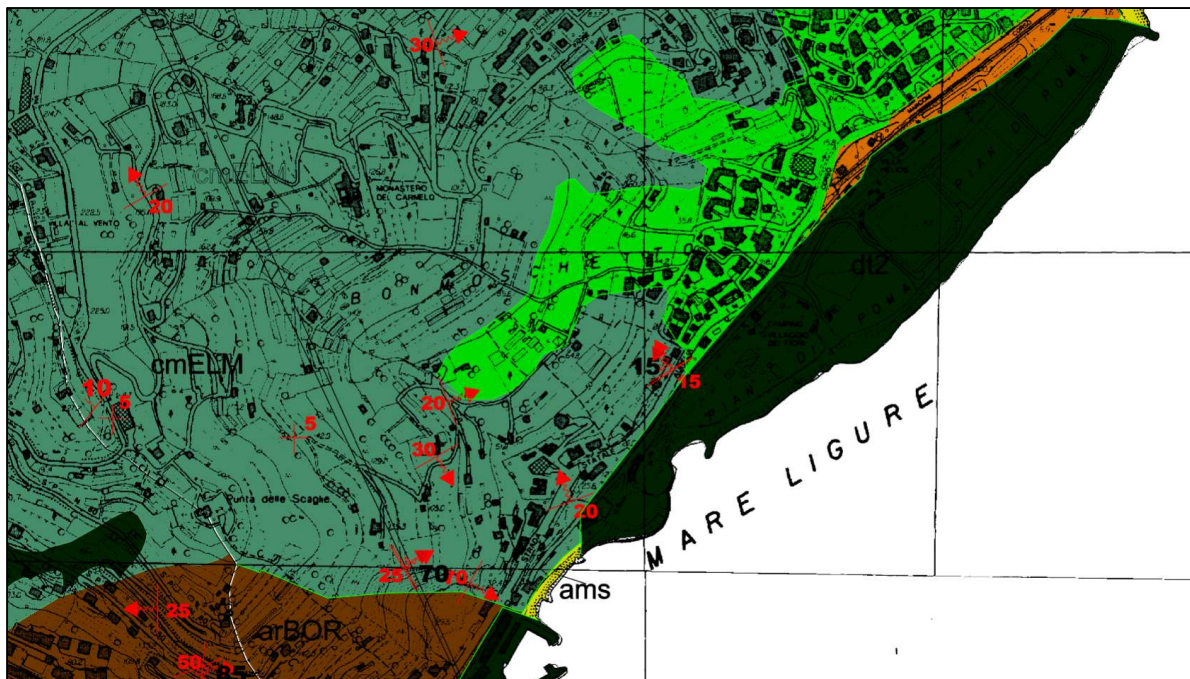


Figura 12: Stralcio carta geologica

LEGENDA

Coperture detritiche potenti di spessore superiore a 3m.

- dt** a granulometria indistinta
- dt1** a granulometria fine
- dt2** a granulometria grossa e media

Depositi alluvionali (Quaternario)

- ams** alluvioni mobili attuali a granulometria prevalentemente sabbioso-limosa
- ars** alluvioni recenti talora terrazzate a granulometria prevalentemente sabbiosa-limosa

PLIOCENE

- s-cgCMV** Conglomerati di M.te Villa
conglomerati poligenici a stratificazione grossolana alternati a sabbie,
spesso organizzati e clinostratificati, talora canalizzati

UNITA' SAN REMO-M.TE SACCARELLO

- cmELM** Flysch di Sanremo
Torbidite monotona e potente costituita dalle tipiche facies ad Elmintoidi
essenzialmente calcareo marnose (Eocene-Cretaceo)
- maELM** Flysch di Sanremo
Torbiditi marnose, con o senza base calcareo-arenacea, in strati da sottili a spessi
torbiditi siltoso-arenacee (prevalentemente quarzoso micacee),
generalmente fini o medie, in strati e banchi; marne argillose e argilliti marnose;
calcarei micritici in strati sottili e medi (Eocene-Cretaceo)
- arBOR** Arenarie di Bordighera
Torbiditi arenacee a prevalente composizione quarzoso feldspatica, con
episodi microconglomeratici alla base degli strati, nei quali si riconoscono ciottoli
e frammenti di rocce cristalline; sono presenti in strati medi e spessi, o in banchi
di spessore plurimetrico a stratificazione mal definita (Cretaceo)
- sccBOR** Arenarie di Bordighera
Torbiditi arenacee a prevalente composizione quarzoso feldspatica, con
episodi microconglomeratici alla base degli strati, nei quali si riconoscono ciottoli
e frammenti di rocce cristalline; sono presenti in strati medi e spessi, o in banchi
di spessore plurimetrico a stratificazione mal definita (Cretaceo)
- asSBA** Formazione di San Bartolomeo - Complesso di base
Flysch pelitico arenaceo, argilliti grigio-nerastre intensamente fogliettate,
argilliti policrome in facies manganesifera (Cretaceo)

Figura 13: legenda Carta geologica locale

IDROGEOLOGIA

La zona è caratterizzata da una sostanziale impermeabilità del substrato roccioso: esso può infatti presentare al più una bassa permeabilità secondaria per circolazione di acqua lungo le fratture dell'ammasso, con carattere però molto discontinuo e variabile arealmente, con valore crescente in funzione del grado di fratturazione, fagliazione ed alterazione dell'ammasso roccioso, oltre che al grado di microcarsismo che si sviluppa negli orizzonti maggiormente calcarei del Flysch. La falda è coincidente con il livello del medio mare. Fenomeni di risalita capillare, associati a variazioni del livello marino possono comportare risalite anche pari a 2-3 m. Tuttavia sebbene il livello equipotenziale sia appunto pari allo zero topografico, si deve tener conto della perdita di carico generata dal lavoro effettuato per la filtrazione attraverso la colmata ed i sedimenti marini, che comportano un abbassamento del livello.

GEOMORFOLOGIA

La colmata si trova al piede del versante sanremese. Nella determinazione della valutazione dell'azione sismica tale versante ricade nella Categoria Topografica T1, pendii con inclinazione media minore di 15° .

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Ne deriva un coefficiente di amplificazione topografica S_T di **1.0**, stante appunto la posizione basale dell'area rispetto alla cresta del pendio.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T		
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per gli aspetti di stabilità storica dell'area si veda quanto accennato in premessa.

INDAGINI GEOGNOSTICHE NOTE

Nell'area sono state eseguite numerose campagne d'indagini.

Si riportano di seguito i dati più significativi.

Dall'archivio regionale sono segnali n° 4 sondaggi geognostici eseguiti dalla Ditta Radaelli Castellotti.



Figura 14: Ubicazione sondaggi RCT 1997

I sondaggi più interessanti ai Ns fini sono il Sondaggio S2 e S3

Nell'area sono stati tentati quattro sondaggi penetrometrici con attrezzatura leggera alla progressiva 0 m; 10 m; 20 m e 30 m della stesa sismica, ottenendo sempre rifiuti superficiali e poco significativi. Mentre è tipico della colmata alternare rifiuti strumentali e penetrazioni più o meno lunghe, si ritiene che vi sia una qualche sottostruttura, sotto il campo, che impedisce l'approfondimento della prova, che pertanto non fornisce informazioni utili.



Figura 15: Prova DPI



Figura 16: Prova DP2



Figura 17: Prova Dp3



Figura 18: Prova DP4

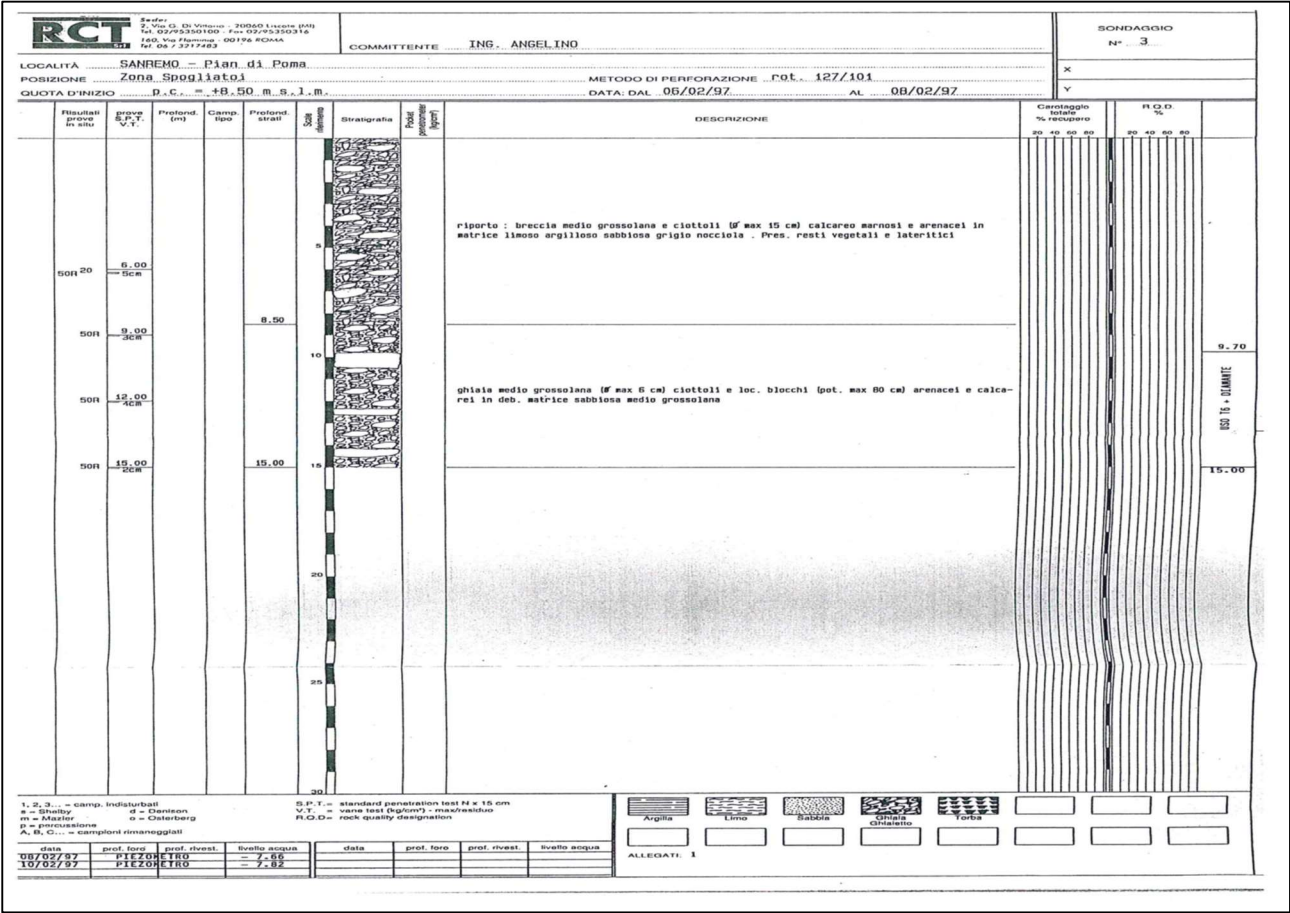


Figura 20: Per il sondaggio S3 invece a 15 m si ritrovano i termini della spiaggia sommersa. Il sondaggio si arresta a 15 m di profondità, assai prossimo al substrato roccioso.

Prove SPT: -6.0 m: Rifiuto; -9.0 m: Rifiuto; 12.0 m: Rifiuto; -15.0 m: Rifiuto

Le prove SPt non caratterizzate da rifiuto, nel sondaggio S2, sono elaborabili come segue:

	Quota prova dal p.c. (m)	Presenza falda															Correzione litostatica		Altre correzioni		(N ₁) ₆₀	(N ₁) ₆₀
		γ	σ _v	u	σ' _v	N ₂	N ₃	N _{SPT}	C _N	C _N	C _N	C _N	C _W	C _B	C _R							
SPT1 →	6,00	No	1,80	1,08	0,00	1,08	6	6	12	0,92	0,96	0,96	0,96	0,97	1,00	1,05	0,99	<div><div><input type="radio"/> Assente</div><div><input type="radio"/> Bazarra</div><div><input checked="" type="radio"/> Jamiolkowski</div><div><input type="radio"/> Liao e Whitman</div><div><input type="radio"/> Skempton sabbie fini</div><div><input type="radio"/> Skempton sabbie grossolane</div></div> <div><div><input checked="" type="checkbox"/> Endimento</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Falda</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Diametro perforazione</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Lunghezza aste</div><div>Campionatore standard ▼</div></div>	12	12		
SPT2 →	9,00	Si	1,80	1,62	0,04	1,58	10	12	22	0,82	0,77	0,80	0,78	0,84	0,84	1,05	1,00	<div><div><input type="radio"/> Assente</div><div><input type="radio"/> Bazarra</div><div><input checked="" type="radio"/> Jamiolkowski</div><div><input type="radio"/> Liao e Whitman</div><div><input type="radio"/> Skempton sabbie fini</div><div><input type="radio"/> Skempton sabbie grossolane</div></div> <div><div><input checked="" type="checkbox"/> Endimento</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Falda</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Diametro perforazione</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Lunghezza aste</div><div>Campionatore standard ▼</div></div>	15	19		
SPT3 →	12,00	Si	1,80	2,16	0,34	1,82	13	18	31	0,78	0,72	0,74	0,71	0,79	0,74	1,05	1,00	<div><div><input type="radio"/> Assente</div><div><input type="radio"/> Bazarra</div><div><input checked="" type="radio"/> Jamiolkowski</div><div><input type="radio"/> Liao e Whitman</div><div><input type="radio"/> Skempton sabbie fini</div><div><input type="radio"/> Skempton sabbie grossolane</div></div> <div><div><input checked="" type="checkbox"/> Endimento</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Falda</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Diametro perforazione</div><div><input checked="" type="checkbox"/> Lunghezza aste</div><div>Campionatore standard ▼</div></div>	17	24		

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ										DENSITA' RELATIVA D_R							
R.B.S.	J.N.R.	DE MELLO	OWASAKI & IWASAKI	SOWERS	PECK HANSON & THORBURN	MEYERHOF	HATANAKA & UCHIDA	WOLFF	SCHMERTMANN (DR)	GIBBS & HOLTZ	MEYERHOF	SCHULTZE & MENZEBACH	BAZARAA	SKEMPTON	MARCUSON & BIEGANOUSKY	CUBRINOWSKI & ISHIHARA	
<div>limo < 5% ▾</div>										<div>sabbia fine ▾</div>							
28,4 °	30,6 °	28,1 °	30,4 °	31,3 °	30,5 °	34,4 °	33,5 °	30,6 °	38,4 °	61%	56%	56%	38%	46%	OCR=0,00 C = 2,0	56%	55%
<div>Dr = 60 % ▴ ▾</div>										<div>D50 = 0,50 mm</div>							
<div>limo < 5% ▾</div>										<div>sabbia grossa ▾</div>							
30,0 °	31,5 °	29,6 °	32,3 °	32,2 °	31,4 °	35,5 °	35,2 °	31,5 °	38,4 °	66%	61%	63%	45%	49%	OCR=0,00 C = 2,0	63%	62%
<div>Dr = 60 % ▴ ▾</div>										<div>D50 = 0,50 mm</div>							
<div>limo < 5% ▾</div>										<div>sabbia grossa ▾</div>							
31,1 °	32,2 °	30,4 °	33,6 °	32,8 °	32,0 °	36,2 °	36,3 °	32,1 °	38,4 °	66%	65%	67%	49%	52%	OCR=0,00 C = 2,0	67%	67%
<div>Dr = 60 % ▴ ▾</div>										<div>D50 = 0,50 mm</div>							

I risultati sono coerenti con l'insieme dei dati derivanti dagli approfondimenti geognostici condotti dallo scrivente in sede di DL geologica del costruendo Palazzetto dello Sport e dagli altri dati noti in sito.

In particolare si conferma la presenza di un ambiente di spiaggia sepolta caratterizzato da granulometrie grossolane, in linea con l'elevato dinamismo locale e una particolare efficienza del regime del moto ondoso nel favorire trasporto *long-shore*, in funzione della prevalenza dei mari di libeccio provenienti dal III quadrante, con forte azione di selezione granulometrica.

PROVE SISMICHE IN SITO

In corrispondenza del campo da calcio a I I viene realizzata, in data 12/10/2022, una stesa sismica a rifrazione rielaborata come profilo verticale delle velocità MASW.

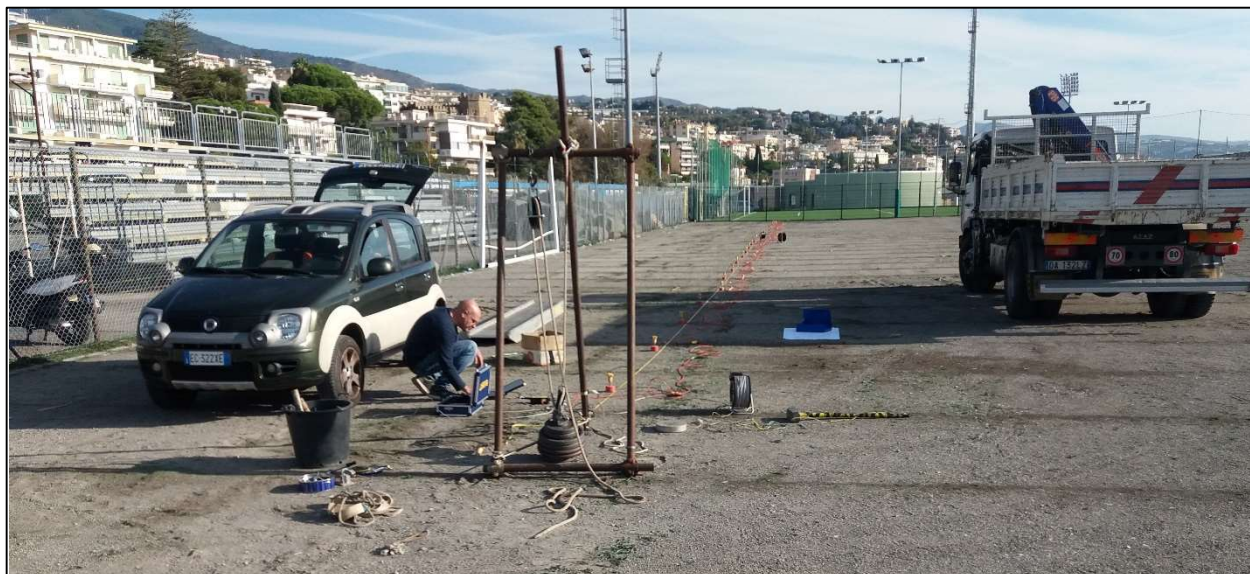


Figura 21: Energizzazione della stesa mediante cabestano con peso da 50 kg



Figura 22: Ubicazione stesa sismica

PROVA A RIFRAZIONE

La geometria dello stendimento è la seguente:

nome	Lunghezza (m)	Interasse geofoni (m)	N° geofoni	Offset sparo
SISI	62.50	2.5	24	2.5

Per le stese sono state fatte delle energizzazioni di andata, delle energizzazioni di ritorno, oltre che una energizzazione centrale presso cui è stata eseguita la prova penetrometrica atta alla taratura della risposta sismica.

Per le prove in situ è stata utilizzata un'apparecchiatura costituita da un sismografo DoReMi di Sara Electronic Instruments a 24 bit, con 18 canali modulari con geofoni verticali ad alta sensibilità da 4,5 Hz. Frequenze selezionabili dal sismografo da 500 a 20000 Hz (passi di campionamento da 2 a 0.05 ms).

La durata delle acquisizioni per la stesa sismica a rifrazione è stata pari a 0,250 s, per l'acquisizione Masw pari a 2 s.

Per l'energizzazione è utilizzata una mazza da 8 kg con battuta su piastra metallica, tranne che per l'energizzazione di andata che è stata realizzata con cabestano e maglio da 50 kg di peso e caduta da un metro di altezza. Il sismografo è collegato ad un pc Windows compatibile, tramite porta USB, su cui è installato il software di gestione omonimo DoReMi che consente di controllare le numerose possibilità di acquisizione dello strumento.

Per l'elaborazione della stesa sismica a rifrazione è stato utilizzato il software Easyrefract di Geostru (metodo GRM o di Palmer) e con il metodo delle intercette.

La prospezione sismica a rifrazione si basa sulla determinazione delle velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P) nel terreno.

Le onde generate da una massa battente si propagano nel terreno e vengono rilevate dai geofoni, mentre i tempi di arrivo delle onde sono registrati e visualizzati sul sismografo.

Dall'elaborazione matematica dei dati si risale alla geometria dei mezzi attraversati e quindi si opera l'interpretazione grafica mediante sezioni interpretative.

La profondità di investigazione è pari a circa 1/3 della lunghezza dello stendimento. La profondità del substrato roccioso rilevata pari a circa 12 -14 m è compatibile con i risultati del sondaggio RCT n° 2.

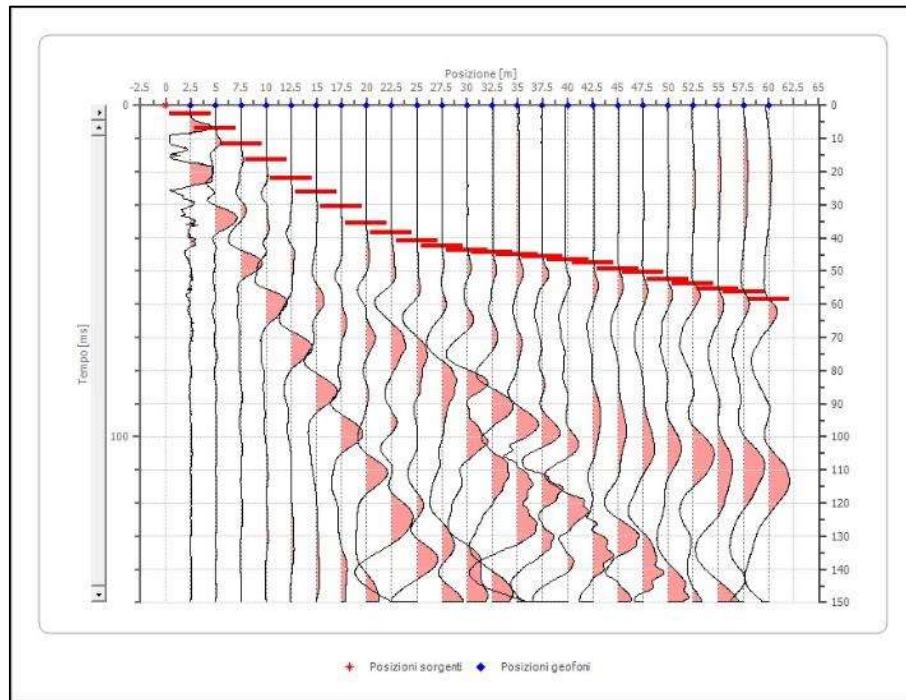


Figura 23: Scoppio di andata SIS1

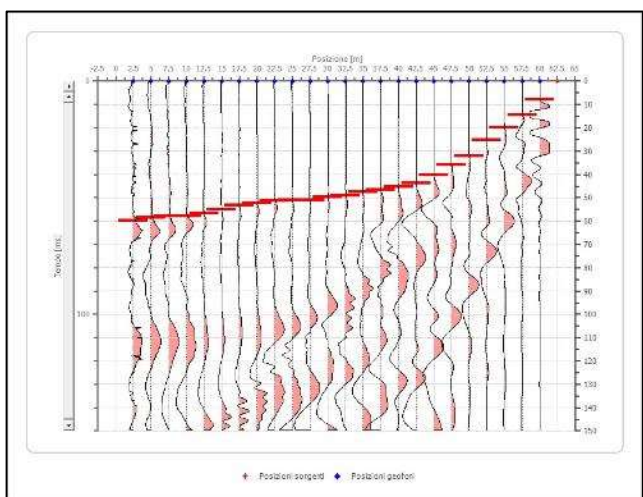
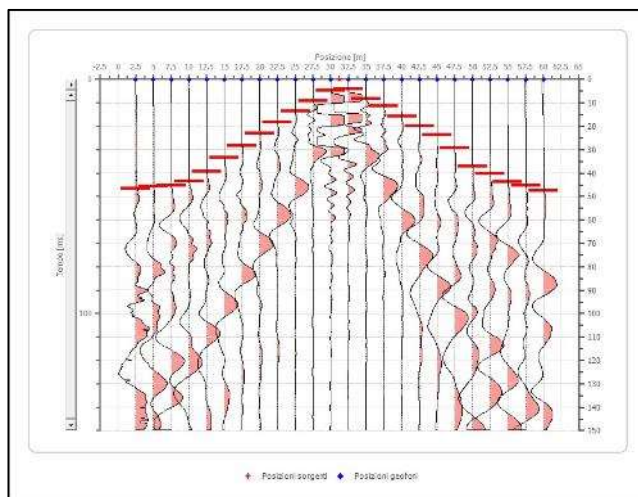


Figura 24: Scoppio centrale e scoppio di ritorno SIS1

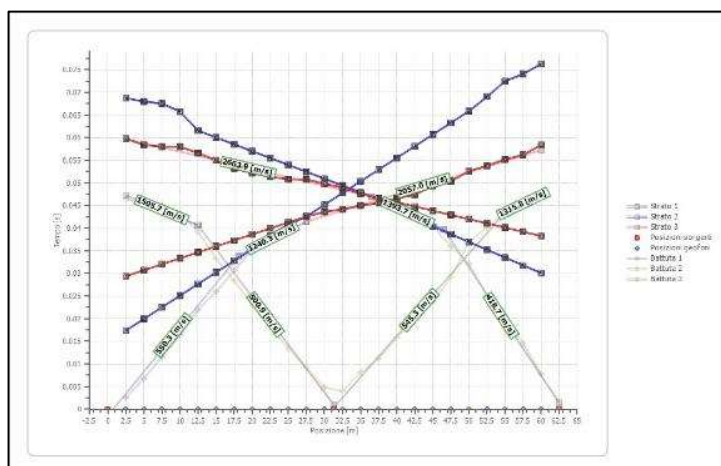


Figura 25: Dromocrone interpretate Sis1

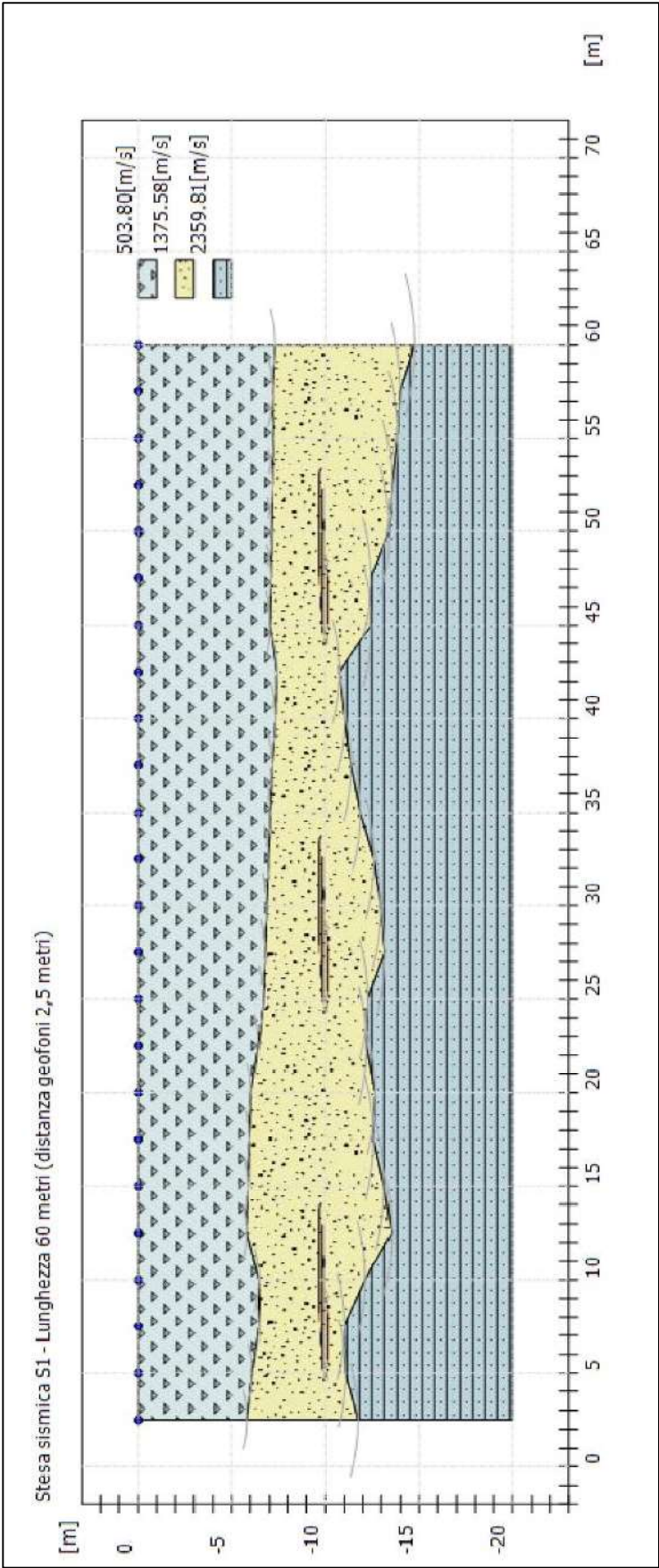


Figura 26: Sezione sismica e velocità Vp SisI

PROVA MASW

Per una valutazione della velocità delle onde sismiche trasversale (V_s) nei primi 30 metri di profondità (a partire dalla quota 0 m costituita dal piano campagna esistente), è stata eseguita anche una acquisizione MASW sui singoli profili. L'apparecchiatura impiegata è quella descritta nel precedente paragrafo, mentre le registrazioni sono state eseguite in corrispondenza dell'andata e del ritorno della prospezione sismica a rifrazione. Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi e ciò limita i costi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè le onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che le onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo. Il metodo MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo, nel nostro caso è stato considerato il metodo attivo, ovvero eseguendo una energizzazione tramite mazza battente.

Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5 Hz e 70 Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo MASW (attivo) consiste in tre fasi (Roma 2002): la prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale, la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica, la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p (o in maniera alternativa alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo assegnato. Per l'elaborazione è stato impiegato il software "MASW" dell'Ing. Vitantonio Roma, per una dettagliata descrizione del metodo Masw e del programma fare riferimento a "Caratterizzazione sismica dei suoli con il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) di Vitantonio Roma (Libri Tecnici Professionali Editrice – 2006). Nel dettaglio sono state eseguite circa quattro registrazioni MASW (in seguito, in fase di elaborazione è stata effettuata una scelta della registrazione migliore), in corrispondenza di entrambi gli estremi della stesa, energizzando con la mazza per una durata ciascuna pari a due secondi.

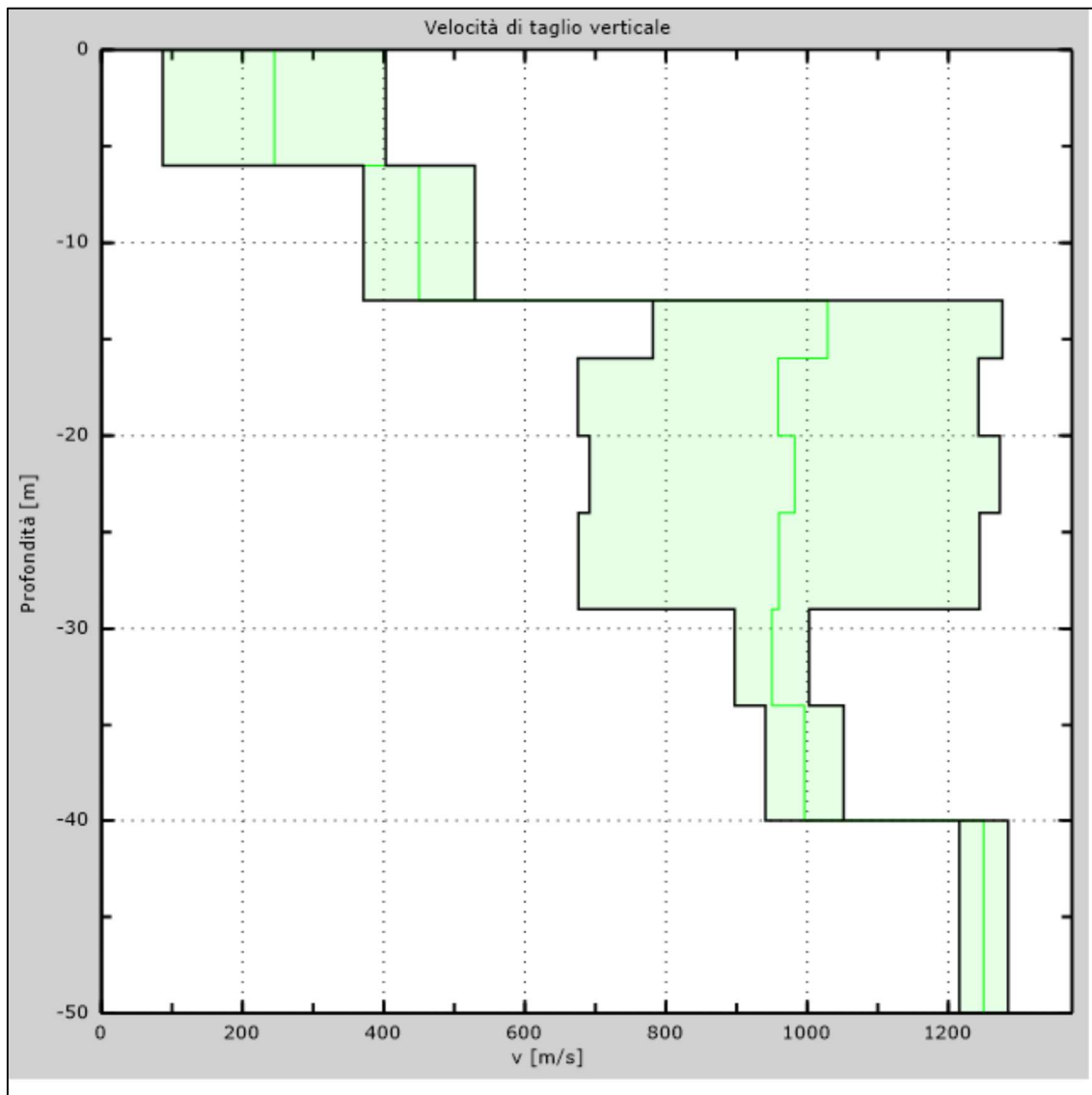


Figura 27 : profilo Vs numerico MASWI – Sotto profilo numerico SIS I

Come si può notare il valore di **Vs30 (NTC 2008)** è pari a 522 m/sec, mentre il valore delle **Vseivalenti (NTC 2018)** è pari a **324 m/s**, tenuto conto della taratura eseguita con le prove penetrometriche. I dati possono essere utilmente elaborati per ricavare le grandezze sotto descritte.

PROVA MASWI

Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Spessore (m)	Profondità (m)	h/V	Vs30	Vs equivalenti (m/sec)
400	244,95	6	6	0,024494795	m/sec	
1374,99	450	7	13	0,015555556		
2200,01	1028,96	3	16	0,002915565		
2050	958,8	4	20	0,004171882		
2100,01	982,19	4	24	0,004072532		
2052,57	960	5	29	0,005208333		
2031,19	950	1	30	0,001052632		
				0,054745092	548	514

Acquisizioni con MASWI

note	Colmata insatura		Colmata satura e sedimenti marini		substrato	alterato	unità di
	dati		dati		dati		misura
velocità onda longitudinale	Vp =	400	Vp =	1375	Vp =	2200	m/s
velocità onda trasversale	Vs =	245	Vs =	450	Vs =	1029	m/s
densità	g =	2	g =	2	g =	3	t/mc
acceleraz. gravitaz.	g =	10	g =	10	g =	10	m/sq
Modulo elastico dinamico	Edin =	2642	Edin =	14268	Edin =	73390	kg/cmq
Coeff. di Poisson	v =	0,20	v =	0,44	v =	0,36	
Mod. deform. al taglio, mezzo elastico	Gmax=	1101	Gmax=	4954	Gmax =	26982	kg/cmq

Il modulo di reazione unitario (costante di winkler)

Vesic propone di legare il modulo di deformazione k alla dimensione in pianta delle fondazioni B , e al valore del modulo di deformazione dei terreni E_v . Tale modulo, ricavabile da prove di piastra, coincide con il modulo elastico di Young (E) sotto ricavato, per terreni con coefficiente di Poisson pari a 0.2 (tipico delle sabbie) e prove con piastra circolare e superficiali (Cestari, 1990). La formulazione utilizzata è la seguente (Cetraro 2007):

La relazione proposta da Vesic (1961) è la seguente:

$$k = \frac{1}{B} \cdot 0,65 \cdot \left[\frac{(E_t \cdot B^4)}{(E_f \cdot I_f)} \right]^{1/12} \cdot \frac{E_t}{(1 - \Pi^2)} = [kg / cm^3]$$

dove

E_t e E_f rispettivamente i moduli di deformazione del terreno e della fondazione

I_f momento d'inerzia della fondazione

B larghezza fondazione

Π rapporto di Poisson

In considerazione del termine $0,65 \cdot \left[\frac{(E_t \cdot B^4)}{(E_f \cdot I_f)} \right]^{1/12} \cong 1$ l'equazione può essere semplificata nel seguente modo:

$$k = \frac{1}{B} \cdot \frac{E_t}{(1 - \Pi^2)} = [kg / cm^3]$$

Si ottiene quindi:

formula di Vesic semplificata (1961)				MASWI
Ev ricavato da prove di piastra tradizionali coincide con E per $\nu=0.2$				
Modulo Elastico pari a 1/20 del valore di Edyn				
E kg/cmq	ν	B (cm)	K (kg/cmc)	Litologia
132,11	0,20	100	1,38	Colmata insatura
713,41	0,20	100	8.85	Colmata e sed. marini saturi
3669,50	0,40	100	42.16	Substrato roccioso alterato

Riferito al valore unitario del modulo.

LA SEZIONE GEOLOGICA

Sulla base delle prove effettuate in sito si può ricostruire la seguente sezione geologica. La roccia, come da documentazione storica allegata, è direttamente affiorante – verso Nord – al piede del muro ferroviario sepolto, a tergo si estende l'ampio rilevato ferroviario, verosimilmente costituito da ampi riporti di arenile sottratto al litorale locale, come era tipicamente prassi della costruzione ferroviaria.

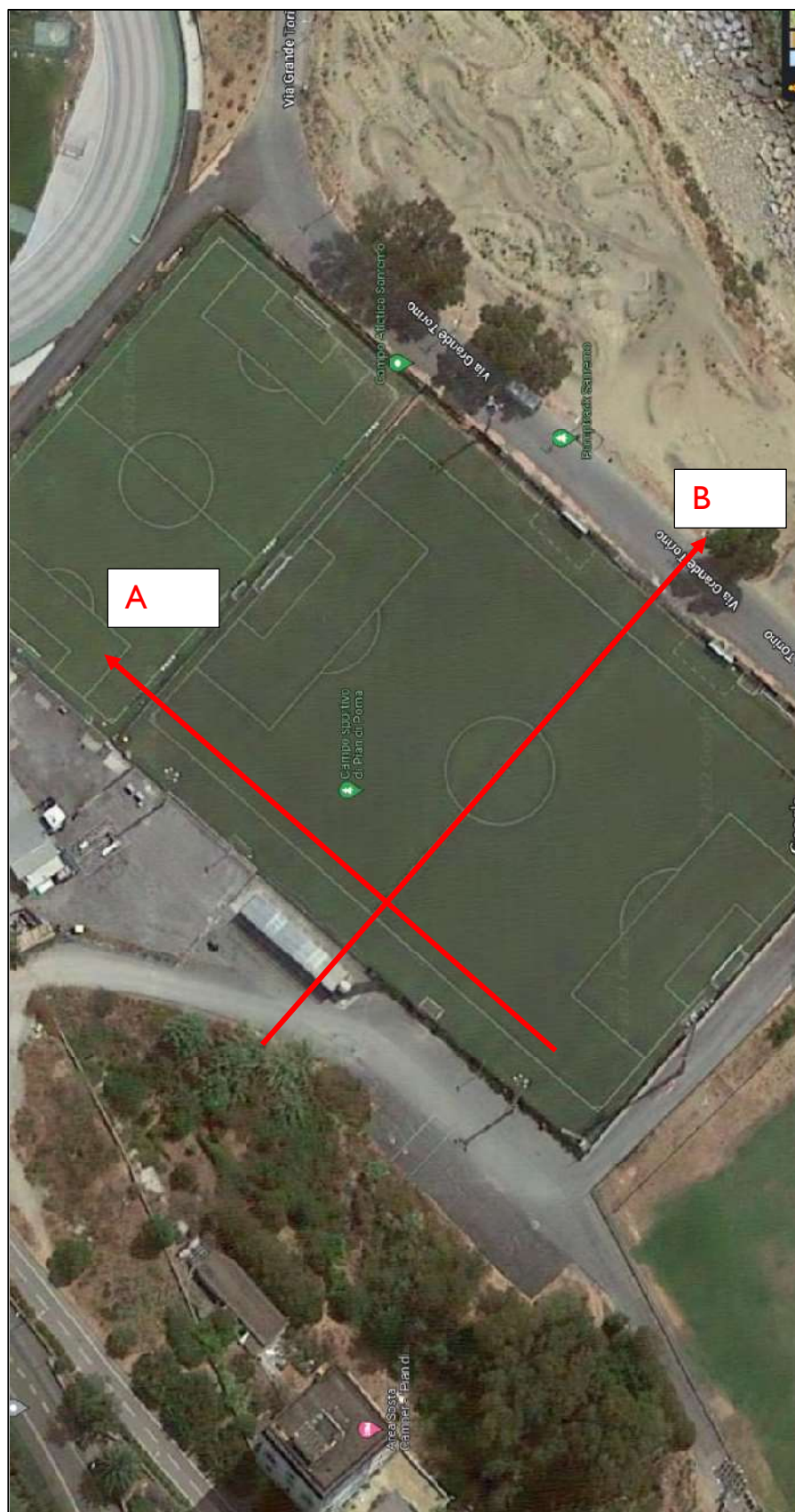
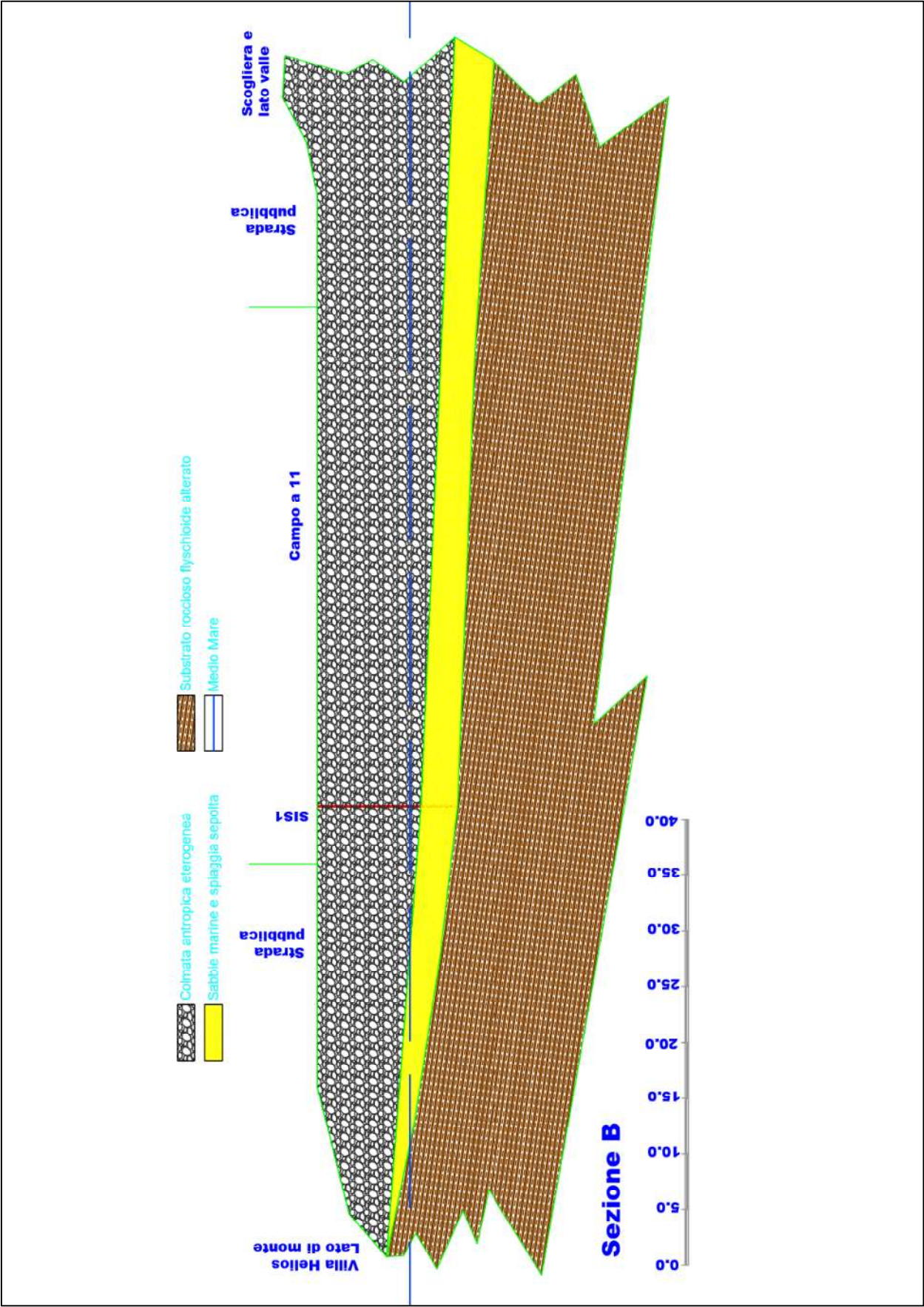
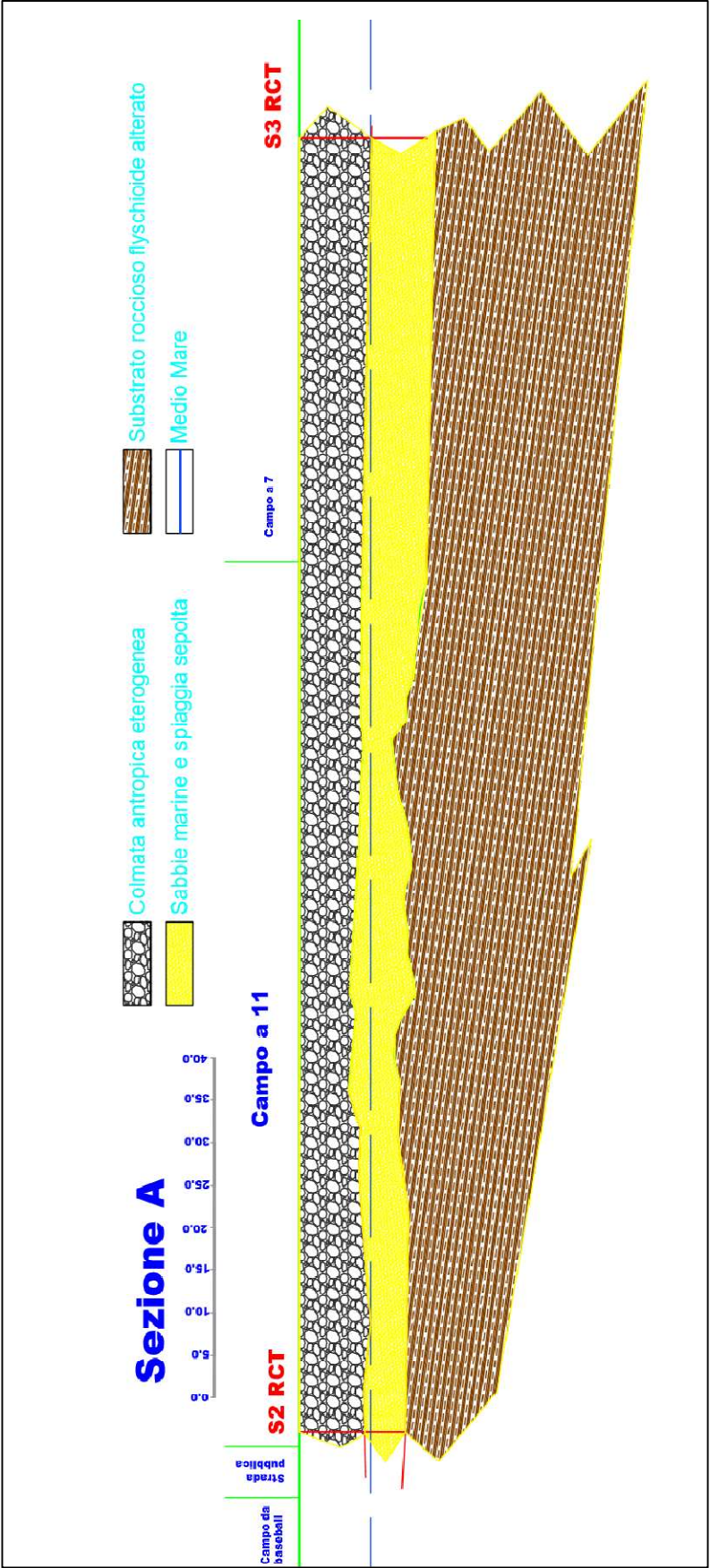


Figura 28: Taccia Sezioni geologiche





MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico parametrizza il sedime di studio in 4 livelli:

- 1) riporti antropici costituenti il corpo di colmata emerso e sommerso;
- 2) Sedimenti marini costituiti da sabbie di spiaggia sepolta e dal corpo trasgressivo delle alluvioni del torrente Impero
- 3) Substrato roccioso alterato con caratteristiche in progressivo miglioramento con la profondità;
- 4) Substrato roccioso flischioide (40 m di profondità)

La falda è coincidente con il medio mare.

IL SUBSTRATO ROCCIOSO

La formazione flyschioide interessata dal progetto rappresenta un ammasso roccioso litologicamente eterogeneo; ad ogni distinto livello (arenaria, calcilutite, marna ed argillite) è quindi associabile uno specifico comportamento geomeccanico.

<i>Parametri</i>	<i>Arenaria:</i>	<i>Marna e marna argillosa</i>	<i>Calcilutiti</i>	<i>Argilliti</i>
<i>peso di volume (t/m³)</i>	2.58 - 2.68	2.48 - 2.72	2.61-2.72	2.2-2.5
<i>coesione (t/m³)</i>	51.7 - 61.5	32 - 48		2
<i>angolo di resistenza al taglio</i>	33° - 34°	17° - 20°		25°
<i>coesione residua (t/m³)</i>		11 - 17		1
<i>angolo di resistenza al taglio residuo</i>		12° - 14°		16°
<i>resist. a compress. uniass. (MPa)</i>	107	1.6-100		0.28-5.74
<i>resist. a compress. uniass. (sclerometrie MPa)</i>	77	35	128	
<i>resist. a compress. uniass. (point load test; MPa)</i>		18	65	
<i>vel. onde longit. (campione integro; Km/sec)</i>	5.5	3.7	5.6	
<i>modulo elastico (Gpa)</i>	23		13.5	
<i>Contenuto in CaCO₃(%)</i>		15-50 %	88-90	0-6

Dalle misure di velocità sonica su campione di roccia intatto si ricava il valore medio della velocità su ammasso non fratturato:

Calcarenite	5506
Calcilutite	5609
Marne	3677
Media	4053

Da cui, noti i valori di V_p misurati in sito, è possibile ricavare i valori di R.Q.D., secondo la classica relazione di Deere e Miller, che lega il valore dell'indice di Velocità (I_v) al valore dell'RQD (%)

$$(V_{psito})^2 / (V_{plaboratorio})^2 = I_p = R.Q.D. \%$$

<i>Vlaboratorio</i>	<i>Vp sito</i>	<i>Vs sito</i>	<i>R.Q.D. Miller</i>	<i>MASWI</i>
<i>m/sec</i>	<i>m/sec</i>	<i>m/sec</i>	<i>%</i>	
4053	1374,99	450	11,5	cappellaccio
4053	2200,01	1028,96	29,5	Substrato alterato

Palmström (1995) ha proposto due differenti correlazioni per legare le velocità V_p misurate in sito e delle velocità di laboratorio su campione intatto, con il numero di giunti per metro (NI), inteso come numero di fratture monodimensionali:

$$NI = (V_{laboratorio})^{3.4} \cdot (V_p)^{-2.8}; \quad NI = 3 \cdot (V_{laboratorio} / V_p)^{0.5} \cdot V_{laboratorio}$$

Dal valore di NI si risale al valore di R.Q.D. secondo le formulazioni di Priest & Hudson (1981) e di Palmström (2005), calcolate per il substrato roccioso:

Priest & Hudson : $RQD = 100 e^{-0.1\lambda(1+0.1\lambda)}$; $\lambda = n^\circ \text{ fratture/ml}$

Palmström: $RQD = 110 - 2.5 J_v$; $J_v = n^\circ \text{ fratture/dell'ammasso per mc}$

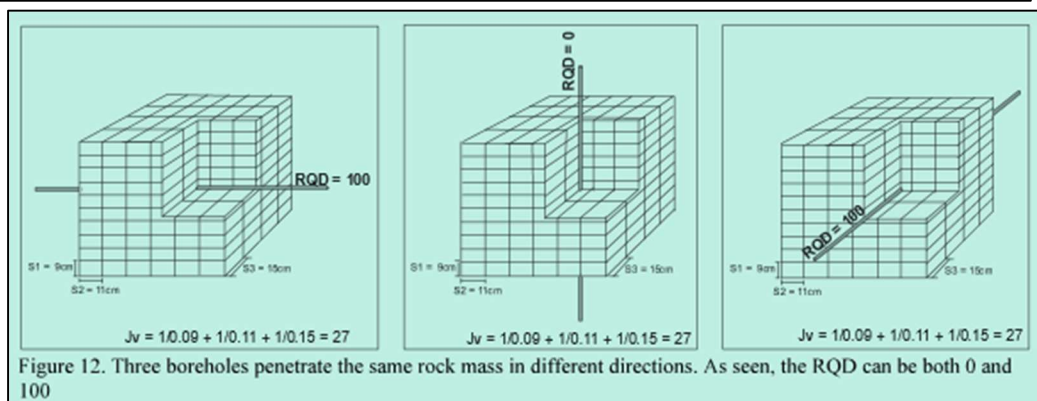
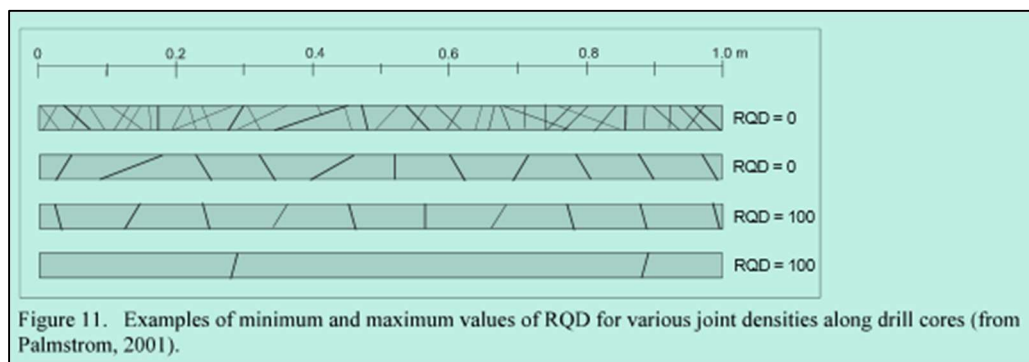
MASWI

NI una dimens.	n° giunti/ml	J _v /m nell'ammasso	n° giunti	R.Q.D. Palmstrom 2005	R.Q.D. (Priest e Hudson 1981)	Litotipo
12,8		25,6		25,6	46,5	Substrato alterato
16,5		33,0		27,5	32,8	Substrato

Dalle misure eseguite in sito, facendo riferimento alla classificazione della qualità della roccia di Deere (1965): si ottiene una qualità della roccia **molto scadente, con miglioramento in funzione della profondità, fino a roccia scadente.**

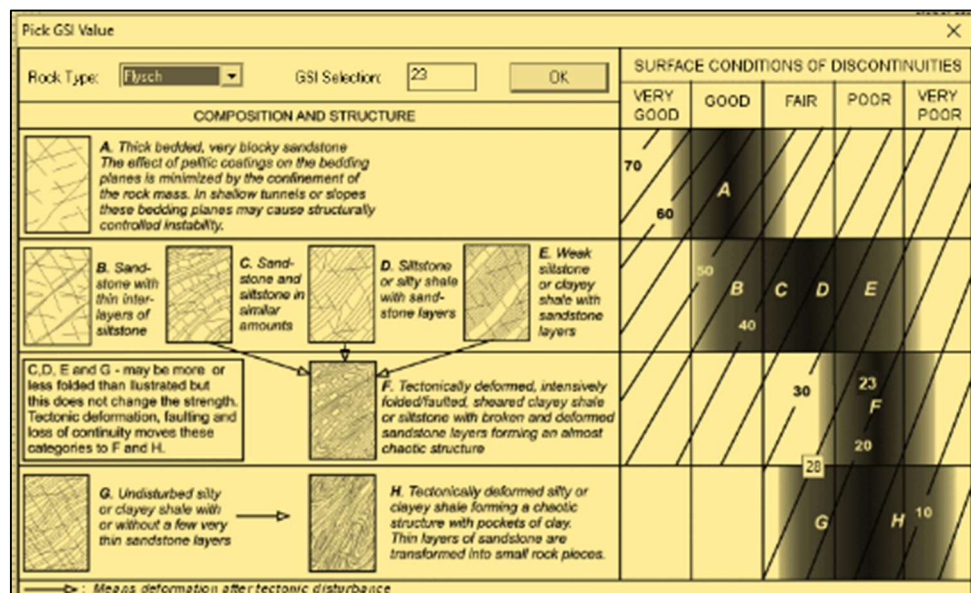
R.Q.D. (%)	Qualità della Roccia
0-25	Molto scadente
25-50	Scadente
50-75	Discreta
75-90	Buona
90-100	Eccellente

In geomeccanica è evidente già da lungo tempo l'accortezza da porre nella valutazione del parametro RQD, rispetto al parametro J_v (n° di fratture a mc), come visibile dalle figure seguenti (Palmström, 2005):



E' quindi evidente come si faccia riferimento ad uno stato fratturativo "di volume" della roccia, laddove lo stesso viene determinato dalla modalità di propagazione dell'onda sismica in una porzione significativa dell'ammasso, con un riferimento di caratterizzazione ben più ampio, quindi, del singolo spezzone di carota.

In tal modo, anche in assenza di affioramenti diretti, è possibile risalire ad una parametrizzazione dell'ammasso, procedendo secondo quanto indicato da Marinatos e Hoek (Bull. Eng. Geol. Env n° 60 pp 85-92 del 2001), individuando un indice rappresentativo del G.S.I. pari a 23-30, coerente con lo stato di fratturazione indicato della roccia.



Si possono quindi ricavare i parametri di Mohr-Coulomb equivalenti al livello del campo tensionale indicato:

Sigci (Mpa)	23
GSI	23-30
Mi	7
D	0.9
H slope (m)	10
Coesione (kpa)	25-35
Angolo di resistenza al taglio (°)	30-35

Il valore di 23 Mpa per la resistenza a compressione monoassiale è ricavato utilizzando un valore medio di 64 Mpa per la parte calcarenitica e di 6 Mpa per la parte argillo/marnosa, con la combinazione di media propria del tipo F del valore di GSI

Table 5: Suggested proportions of parameters σ_{ci} and m_i for estimating rock mass properties for flysch	
Flysch type see table 4	Proportions of values of σ_{ci} and m_i for each rock type to be included in rock mass property determination
A and B	Use values for sandstone beds
C	Reduce sandstone values by 20% and use full values for siltstone
D	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
E	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
F	Reduce sandstone values by 60% and use full values for siltstone
G	Use values for siltstone or shale
H	Use values for siltstone or shale

Tali valori, riferiti ad un volume d'indagine molto ampio, sono da ritenersi come **parametri caratteristici**.

MATERIALI DI COLMATA

Si vedano le elaborazioni per la prove SPT, con numero di colpi variabile da 15 colpi e più di 50 colpi.DP.

STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA

Il valore delle Vseivalenti (**NTC 2018**) è variabile fra **324 m/sec** al piano campagna, corrispondente ad una classificazione del suolo nel tipo "C", ma con substrato posto a profondità inferiore dei 30 m: in tal senso la classificazione ricade obbligatoriamente nel tipo "E".

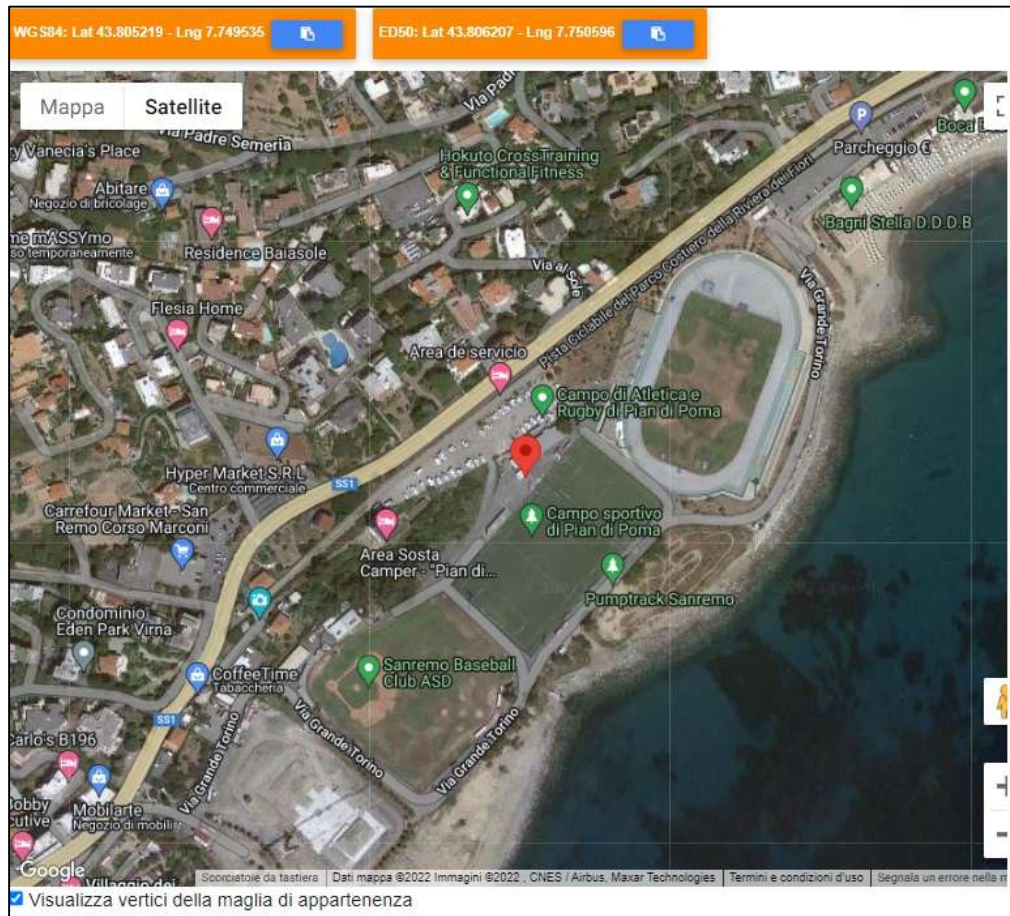
Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Descrizione
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.

Per determinare la stima della pericolosità sismica del sito in oggetto si deve ricercare a_g (accelerazione orizzontale massima attesa su un sito di riferimento rigido). Per poterlo determinare è necessario conoscere le coordinate geografiche dell'opera da verificare in gradi decimali. Procedendo in tal modo si determina quindi la maglia di riferimento, in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto in esame. Oltre alle coordinate geografiche si deve disporre della Classe d'uso **CU** del progetto, della sua vita nominale **VN**, della categoria di sottosuolo e di quella topografica. Nel caso in esame tali parametri sono stati tutti ricavati nei capitoli precedenti e sono i seguenti:

Stabilità dei pendii e fondazioni:

VN	<u>≥50</u>
Classe edificio	II
Periodo di riferimento	50
Categoria di sottosuolo	E
Categoria topografica	TI
Amplificazione topografica	1.0
Kh	0.063
Kv	0.031
Ag/g (SLV)	0.169
WGS84 latitudine, longitudine	43.805219,7.749535



Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale

Interpolazione

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [s]
Operatività (SLO)	45	0.035	2.611	0.204
Danno (SLD)	75	0.051	2.573	0.228
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.169	2.460	0.298
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.226	2.485	0.313
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

Cat. Sottosuolo

E

Cat. Topografica

T1

SS Amplificazione stratigrafica

1.60

1.60

1.54

1.38

CC Coeff. funz categoria

2.17

2.08

1.87

1.83

ST Amplificazione topografica

1.00

1.00

1.00

1.00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.011	0.016	0.063	0.087
kv	0.006	0.008	0.031	0.044
Amax [m/s²]	0.554	0.800	2.556	3.059
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Figura 29: sintesi parametri sismici

ANALISI GEOTECNICA DEL PROGETTO

Si ritiene che l'opera in progetto comporti essenzialmente la risoluzione dei seguenti tre aspetti:

- 1) Realizzazione di idonea fondazione
- 2) Realizzazione di idonei isolamenti termici e impermeabili
- 3) Realizzazione di adeguati scoli e regimazione delle acque

Le problematiche geotecniche sono riferibili alla verifica delle condizioni di appoggio delle fondazioni, risultando assenti le problematiche relative alla stabilità.

Definiti sotto i parametri caratteristici della stratigrafia locale esposta nel modello geologico, si verificano i valori di portanza riferiti alla platea di fondazione, supposta in prima fase ad appoggio diretto. Verificata l'assenza di fenomeni di rottura plastica (condizioni di portanza assicurati) restano da verificare i cedimenti attesi e la eventuale necessità di realizzazione di bonifiche e/o sottofondi locali. Contestualmente viene verificata la possibilità di liquefazione dei terreni in caso di sisma.

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DI RIFERIMENTO

Dalle prove eseguite in sito è possibile indicare il seguente quadro sintetico delle principali caratteristiche geotecniche dei materiali.

Riporti colmata antropica

peso di volume	$\gamma = 1.9-2.1 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0-20 \text{ kPa}$
angolo di attrito	$\phi' = 35^\circ-38^\circ$
Modulo elastico (10% Edyn)	$E' = 260 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0.20$
Tipo suolo	"E"
Modulo di reazione (c. di Winkler unitario)	1.36 kg/cm^3 in miglioramento con la profondità

Sedimenti marini

peso di volume	$\gamma = 1.8-2.0 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$
angolo di attrito	$\phi' = 37^\circ-39^\circ$
Modulo elastico (10% Edyn)	$E' = 800-1400 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0.4$
Modulo di reazione (c. di Winkler unitario)	8.5 kg/cm^3

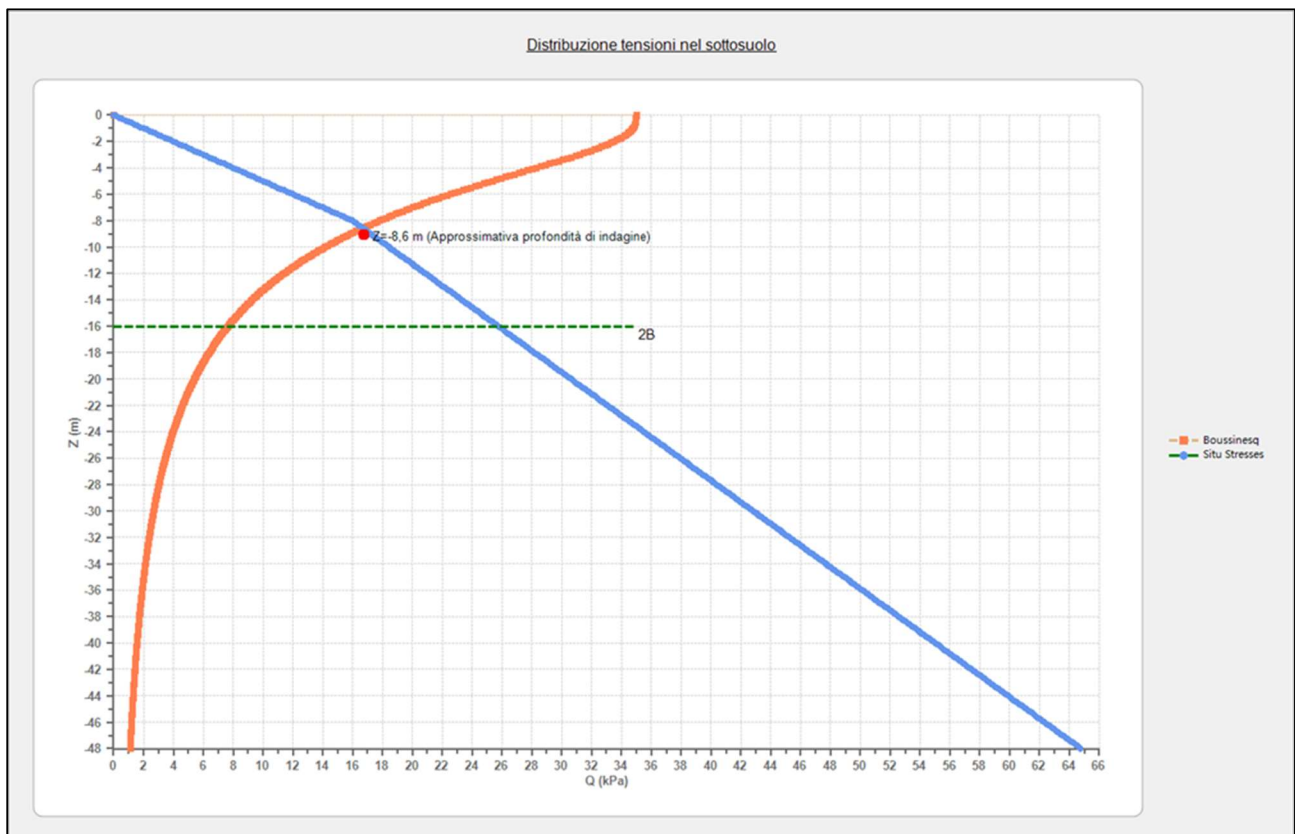
Substrato roccioso fratturato

peso di volume	$\gamma = 2.5-2.6 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 25 - 70 \text{ kPa}$ in miglioramento con la profondità
angolo di attrito	$\phi' = 35^\circ$
Modulo elastico (10% Edyn)	$E' = 7000-8000 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0.36$
Modulo di reazione (c. di Winkler unitario)	40 kg/cm^3

VALUTAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO

In prima approssimazione, sulla base delle sole condizioni a contorno, è possibile indicare un volume significativo (e una profondità d'indagine necessaria) pari a circa **8.6 m**, compreso nel livello indagato direttamente ed indirettamente con le prove eseguite in sito.

Sovraccarico	35 kPa
Profondità fondazione	0.5 m
Dimensione massima in pianta (lato lungo)	20 m
Dimensione massima in pianta (lato corto)	8 m



CALCOLO PORTANZA

Tali valori sono ottenuti mediante il calcolo con apposito software, nel rispetto delle seguenti condizioni:

- carico centrato;
- fondazione a platea con $B=8.0\text{m}$ condizioni sismiche con correzione di Vesic. Tipo suolo **“E”**
- Rottura generale. Vengono comunque applicate le correzioni di Terzaghi su angolo di resistenza al taglio e coesione

Allo stato di fatto si pone una stima del carico limite pari a

Condizioni a contorno	Kg/cm ^q
Stima Carico Limite di progetto (E_d)	1.0

Ora si confronta il carico di progetto con la resistenza di progetto del terreno ridotto dal coefficiente parziale. Il valore minimo di portanza si ottiene nella formulazione di Hansen (1970), combinazione AI MI R3:

Condizioni a contorno	Kg/cm ²
Resistenza di progetto del terreno (Rd)	2.73

In base a quanto sopra esposto si può affermare che i carichi di progetto sono inferiori alla resistenza di progetto del terreno

$$E_d \leq R_d$$

ne consegue che la **verifica della capacità portante è soddisfatta**.

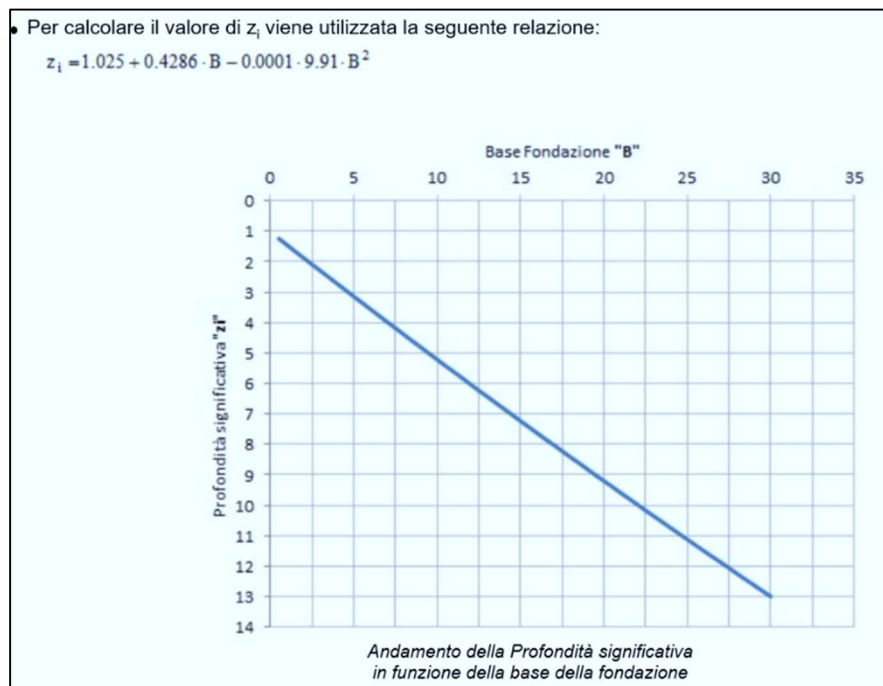
Il programma di calcolo utilizzato consente anche di determinare in automatico la tipologia di rottura, di seguito indicata

Condizioni a contorno	Meccanismo di rottura
$l_r = 2818$ $l_c = 200$ $l_r < l_c$	Rottura GENERALE

I cedimenti elastici correlati ai carichi in progetto sono pari a:

Cedimenti al centro della fondazione: 0.70 mm Cedimenti al bordo: 0.17 mm

Cedimenti secondo Burland & Burbridge 17.78 mm



Il terreno risulta **non liquefacibile** (Metodo C.N.R. da Seed & Idriss).

La costante di sottofondo (formula empirica di Bowles) è 1.97 kg/cmc.

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg m)	My (Kg m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo	ID
1	AI+MI+R3	1.3	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	SISMA	1.3	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	1.3	0	0	0	0	0	Servizio	1
4	S.L.D.	1.3	0	0	0	0	0	Servizio	1

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2018)	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	yes	1	1	1	1	1	1.8	1,1
2	yes	1	1	1	1	1	1.8	1,1
3	yes	1	1	1	1	1	1.8	1
4	yes	1	1	1	1	1	1.8	1

Carico limite verticale

AI+MI+R3								
SISMA	*	HANSEN (1970)	4.91	2.73	1.00	4.91	Verificata	* Rottura generale; 1.97 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		TERZAGHI (1955)	7.61	4.23	1.00	7.61	Verificata	* Rottura generale; 3.04 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		MEYERHOF (1963)	6.06	3.37	1.00	6.06	Verificata	* Rottura generale; 2.42 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		VESIC (1975)	7.23	4.02	1.00	7.23	Verificata	* Rottura generale; 2.89 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		Brinch - Hansen 1970	6.42	3.56	1.00	6.42	Verificata	* Rottura generale; 2.57 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		Meyerhof and Hanna (1978)	12.74	7.08	1.00	12.74	Verificata	* Rottura generale; 2.57 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		HANSEN (1970)	4.91	2.73	1.00	4.91	Verificata	* Rottura generale; 1.97 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		TERZAGHI (1955)	7.61	4.23	1.00	7.61	Verificata	* Rottura generale; 3.04 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		MEYERHOF (1963)	6.06	3.37	1.00	6.06	Verificata	* Rottura generale; 2.42 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		VESIC (1975)	7.23	4.02	1.00	7.23	Verificata	* Rottura generale; 2.89 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		Brinch - Hansen 1970	6.42	3.56	1.00	6.42	Verificata	* Rottura generale; 2.57 Ir=2818.713; Icrit=200.4
		Meyerhof and Hanna (1978)	12.74	7.08	1.00	12.74	Verificata	* Rottura generale; 2.57 Ir=2818.713; Icrit=200.4

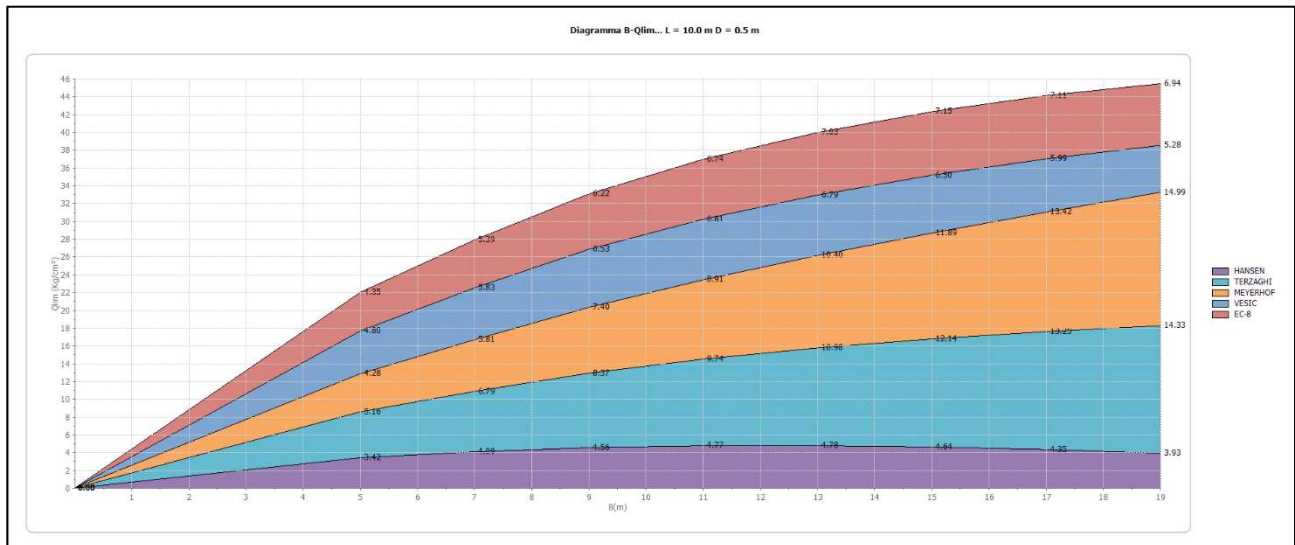


Figura 30: Variazione portanza in funzione della dimensione in pianta delle fondazioni.

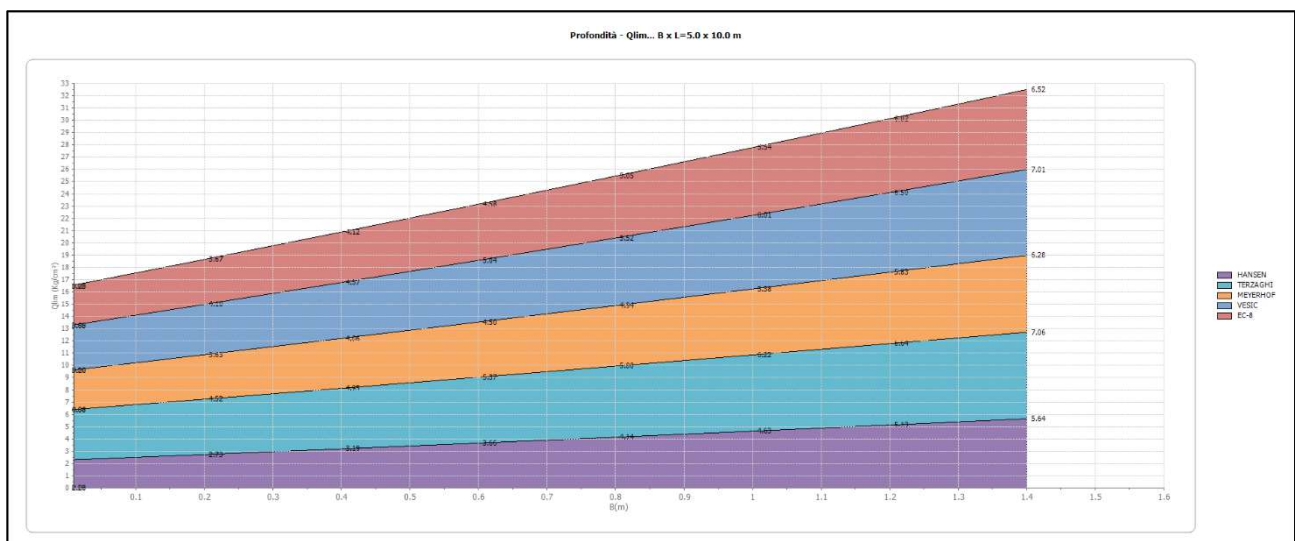


Figura 31: Variazione portanza in funzione dell'approfondimento fino a 1.5 m della fondazione

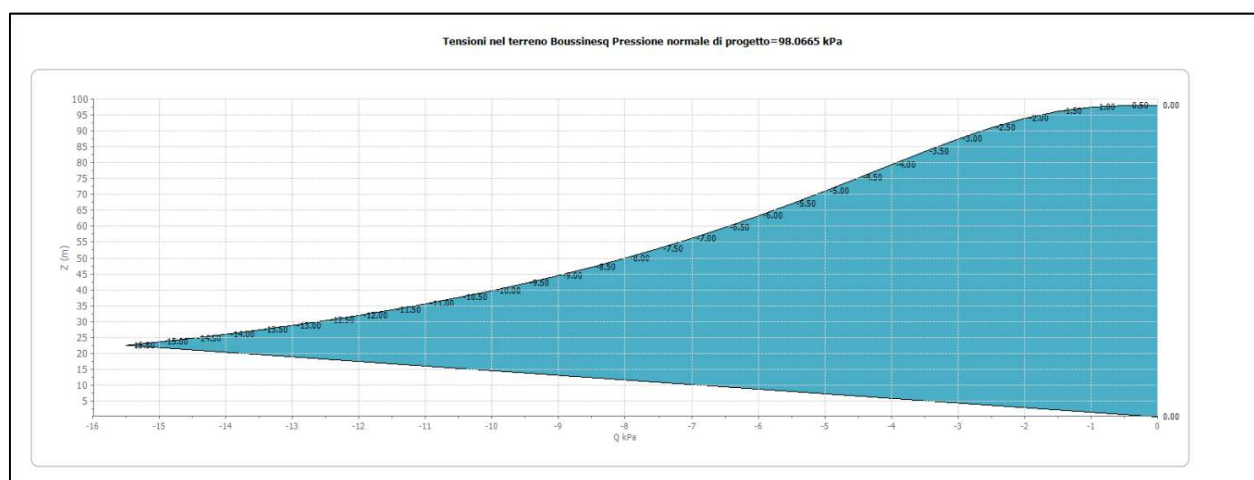


Figura 32: distribuzione delle tensioni secondo Boussinesq

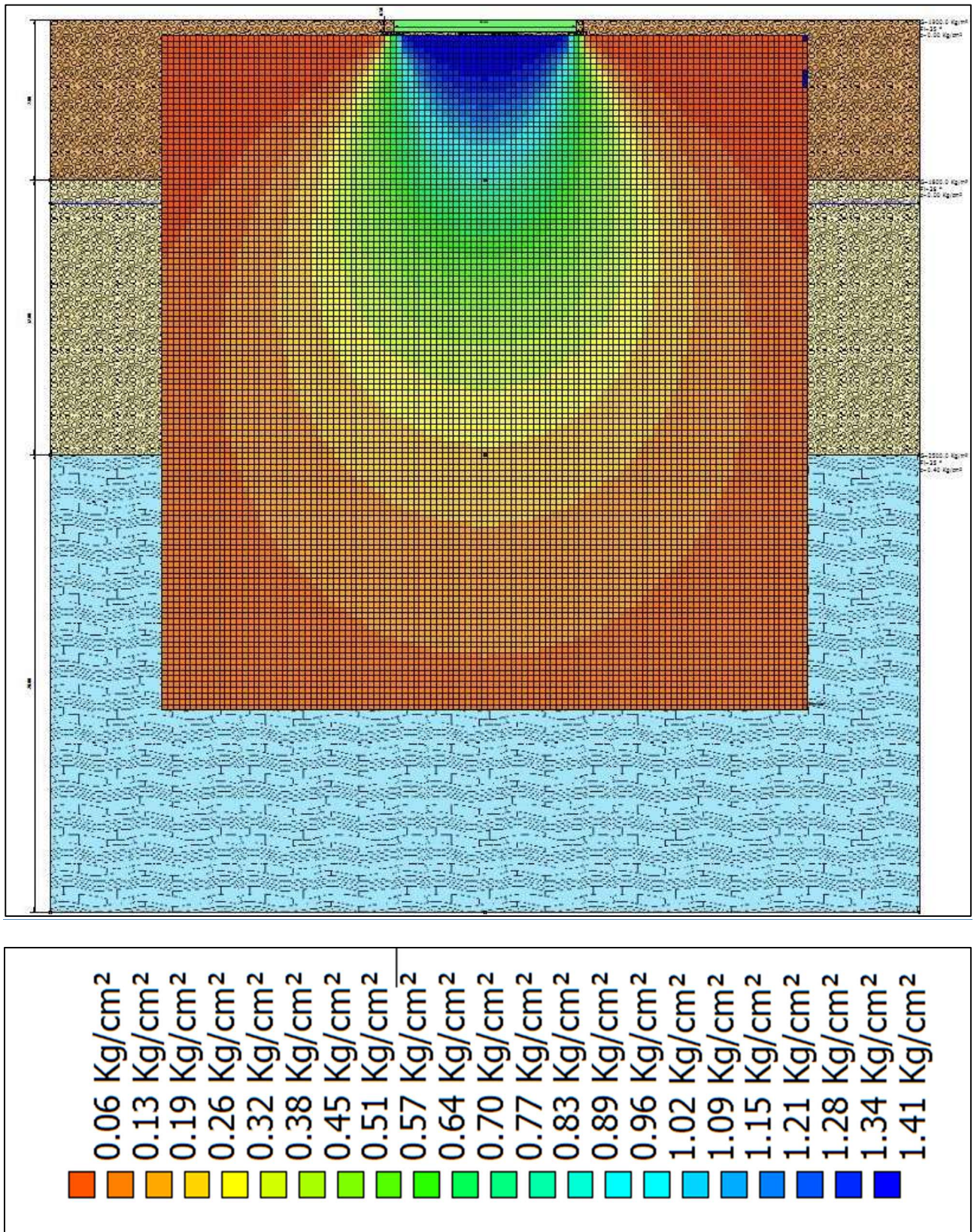


Figura 33: Bulbo delle tensioni e schema di calcolo.

LIQUEFACIBILITÀ DEI SUOLI

Attraverso le formulazioni proposte da diversi autori è possibile escludere il pericolo di liquefazione in sito, tenuto conto dei seguenti dati generali.

PROGETTO E LOCALIZZAZIONE

Titolo lavoro: Camino del Depuratore (IM)

Data 23/09/2022

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018

PROGETTO E LOCALIZZAZIONE

Titolo lavoro: Pian di Poma Sanremo (IM)

Data 18/10/2022

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018

Fattore sicurezza normativa 1.25

FALDA

Profondità falda idrica 8 m

CARICHI SUL PIANO CAMPAGNA

Base 8 m

Lunghezza 20 m

Carico in superficie 100 kPa

Metodo calcolo stato tensionale Bussinesq

Coefficiente di Poisson 0.25

DATI SISMICI

Accelerazione Bedrock 0.25

Fattore amplificazione 0.15

Tipo Suolo: E-Profil di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali su substrato rigido $V_{s30} \geq 800 \text{ m/s}$

Morfologia: T I-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.6

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico (M_w) 6.5

Peak ground acceleration (PGA) 0.4

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza attrito laterale fs (KPa)	Velocità onde di taglio Vs (m/s)
1	colmata	0	8	19	21	17	1.1	0	0	244
2	sabbie marine	8	12	18	20	31	0.2	0	0	450
3	substrato	12	30	25	26	50	0.2	0	0	1028

Energy Ratio (ER) 0.6

Diametro foro di sondaggio 100 mm

Tipo di campionatore standard

Strato Nr.	Frazione fine (%)	Validità
1-colmata	7.8	Valido per sabbie pulite
2-sabbie marine	6.9	Valido per sabbie pulite
3-substrato	1.9	Valido per sabbie pulite

Strato Nr.	Frazione fine (%)	Validità
1-colmata	7.8	Valido per sabbie pulite
2-sabbie marine	6.9	Valido per sabbie pulite
3-corpo trasgressivo	1.9	Valido per sabbie pulite
4-cappellaccio	6.6	Valido per sabbie pulite

La classificazione del rischio di liquefazione attraverso il metodo di Iwasaki et alii viene riportata in Tabella 2.

Tabella 2- Classi di rischio

IL	Rischio di Liquefazione
IL = 0	Molto basso
$0 < IL \leq 5$	Basso
$5 < IL \leq 15$	Alto
$15 < IL$	Molto alto

Il terreno NON risulta liquefacibile.

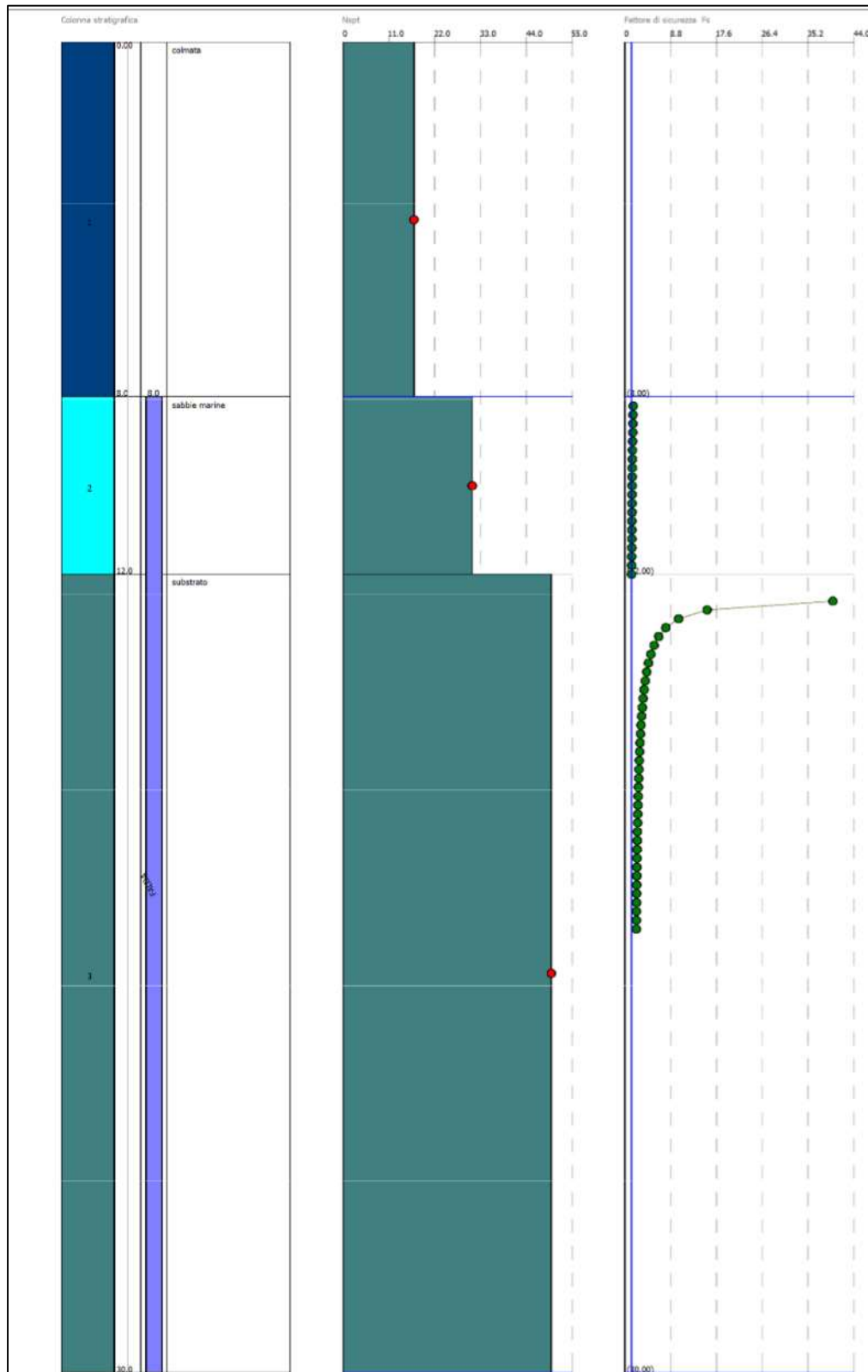


Figura 34: Metodo di Seed – Idriss (NSPT)

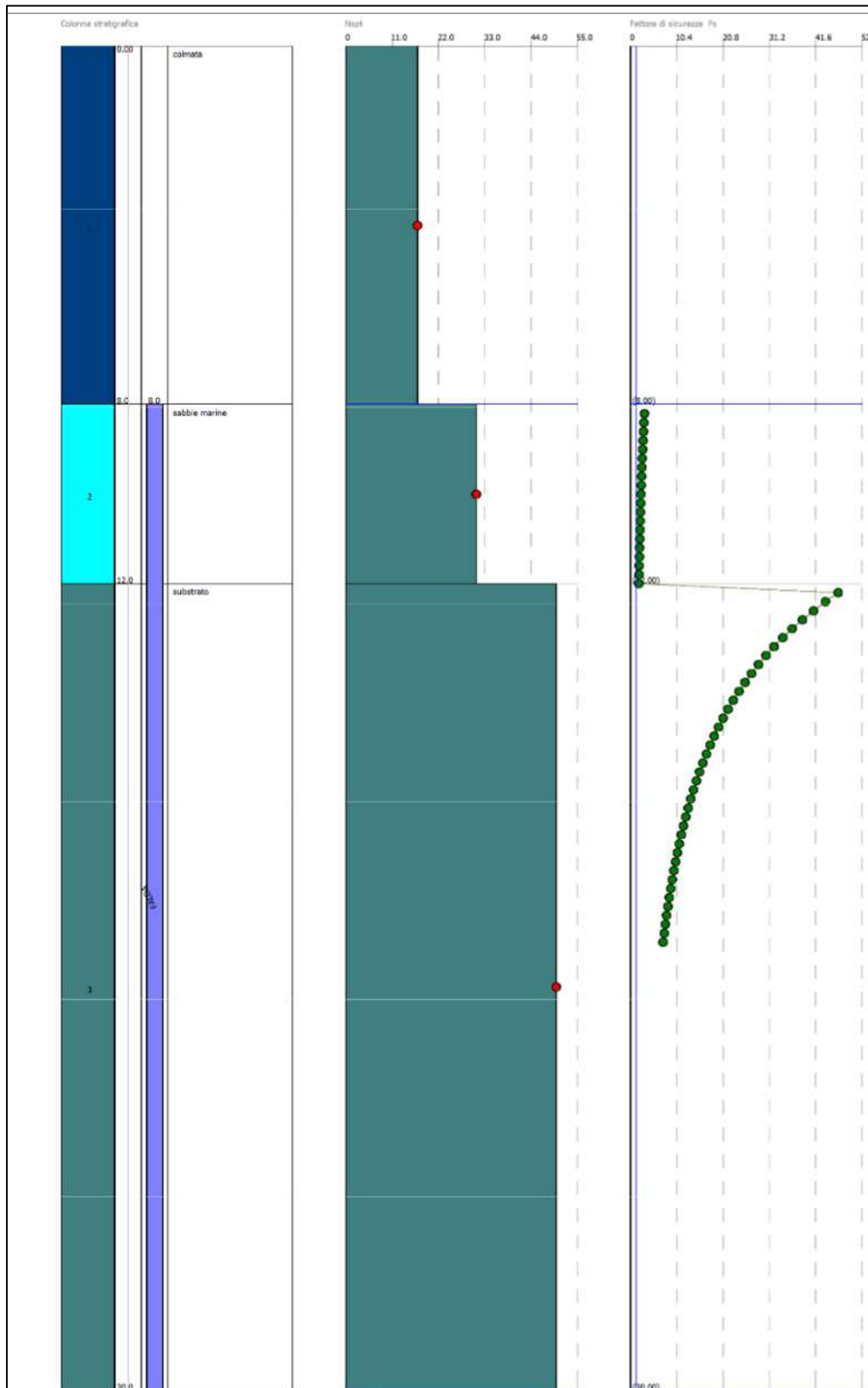
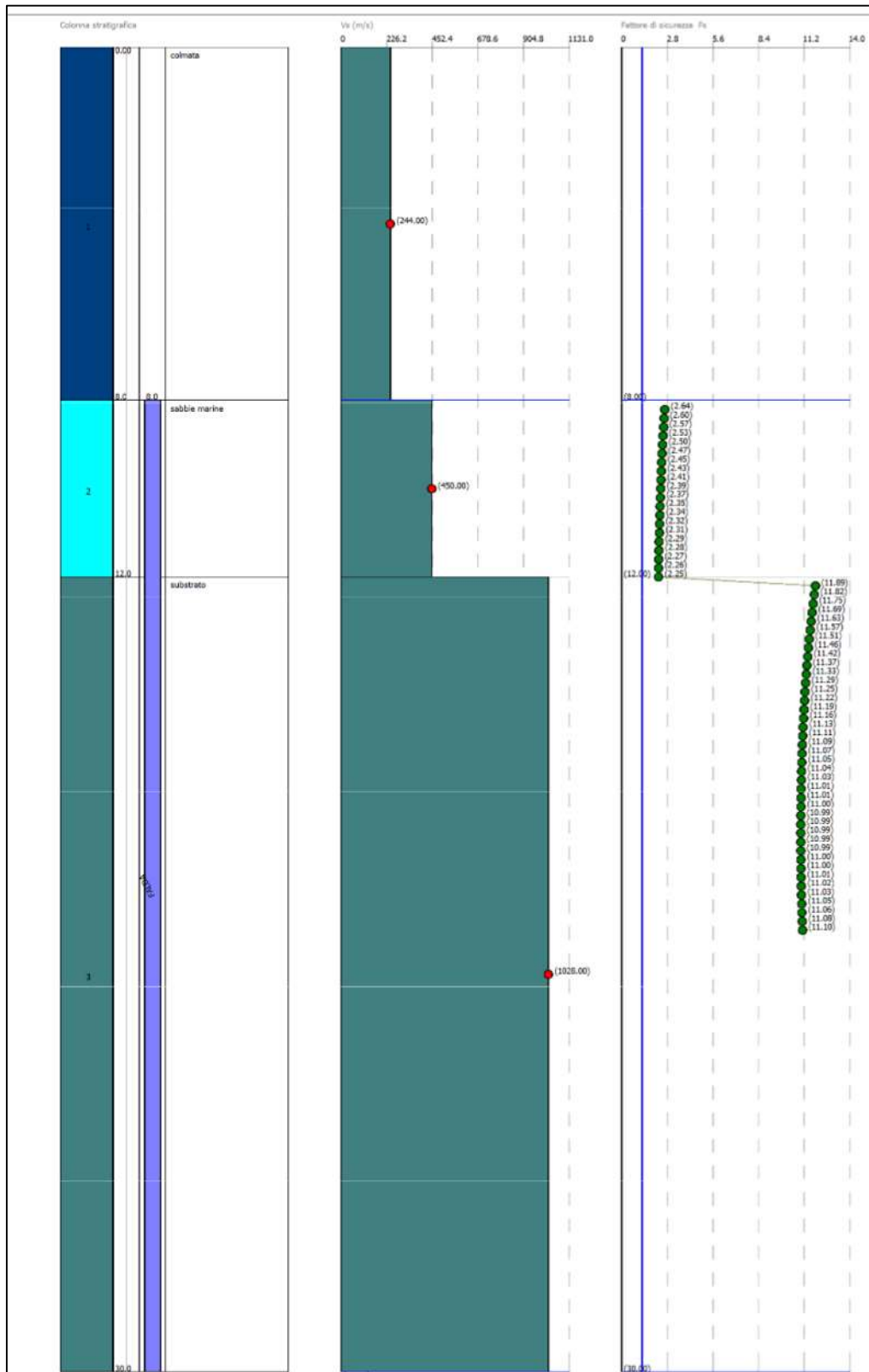


Figura 35: Metodo di Tokimatsu-Yoshimi (SPT e stato di addensamento)

Figura 36: Metodi di Andrus e Stokoe (V_s)

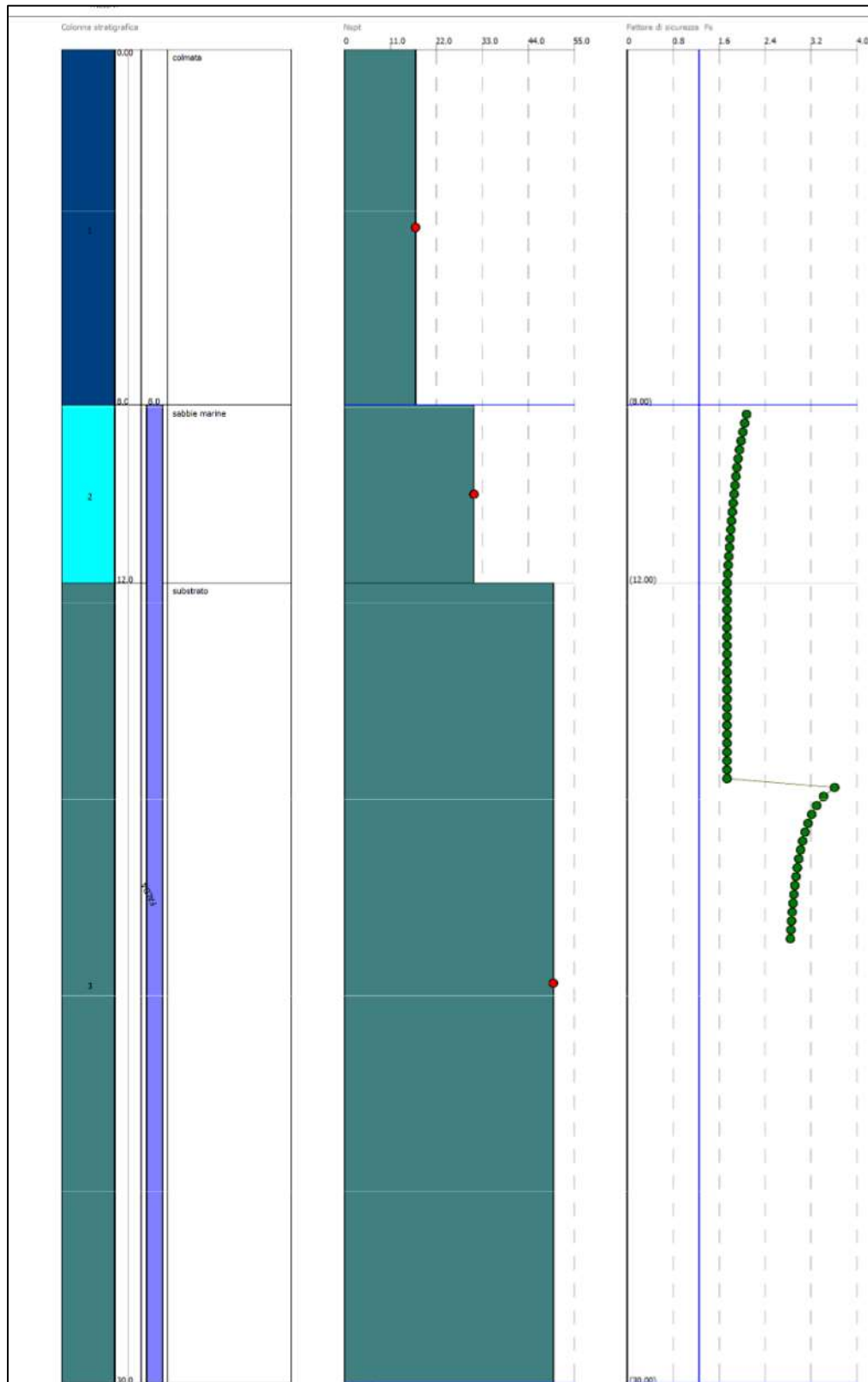
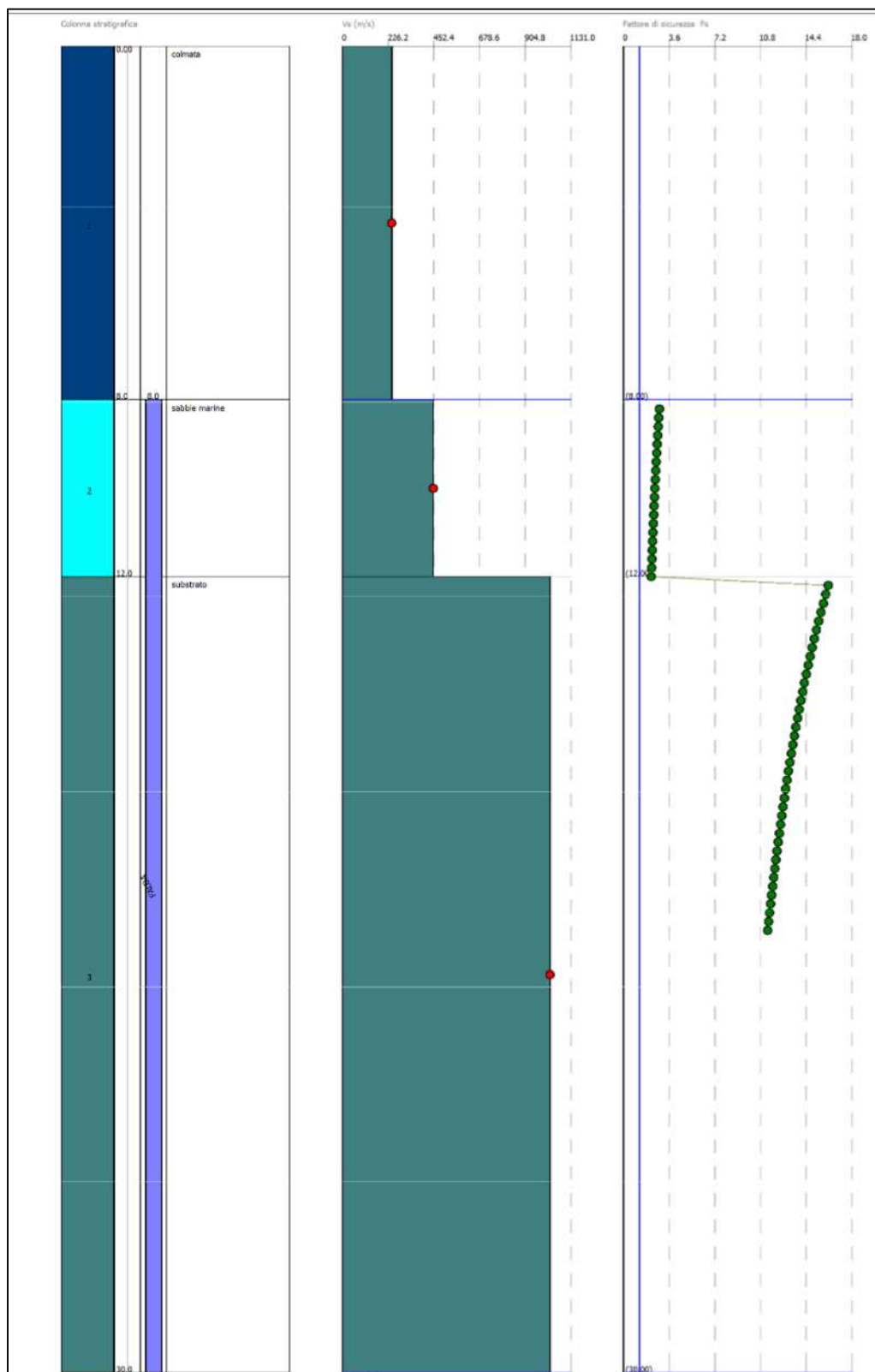


Figura 37: Metodo EC8 (SPT, granulometria, limiti)

Figura 38: Metodo EC8 (V_s , granulometria, limiti)

PRESCRIZIONI

In sede esecutiva, ai fini della redazione della “**relazione geologica di fine lavori**”, dovrà essere prevista una assistenza geologica alla D.L. al fine di confermare le previsioni della presente relazione

CONTROLLI GENERALI E SCAVI

Il progetto attualmente prevede il pareggio del bilancio scavi/riporti, con movimentazioni interne al cantiere. Eventuale materiale di scarto o di demolizione sarà conferito quale rifiuto con opportuno codice CER, separato per categorie merceologiche.

Sopra il magrone di fondazione, è opportuno prevedere la stesa di teli bentonitici al fine di isolare le strutture in c.a. da eventuali risalite di umidità provenienti dal terreno, aumentandone la durabilità nel tempo.

FONDAZIONI E CEDIMENTI

La realizzazione delle opere di fondazione a platea comporta il raggiungimento di elevati valori di portanza, pur in assenza di fenomeni di punzonamento.

Il terreno di fondazione dovrà essere controllato, prima del getto del magrone, mediante prove di piastra standard, o prove di piastra dinamiche, secondo opportune procedure da concordare con la DL.

CONCLUSIONI

Sulla base di quanto sopra specificato, il sottoscritto Dott. Geol. Marco ABBO, come Tecnico Incaricato per la redazione della presente Relazione per gli aspetti geologici e di parametrizzazione del terreno, attraverso il rilievo geologico di superficie e un attento esame dei dati bibliografici e delle risultanze dei sondaggi noti ed eseguiti nell'area, si è ricostruito l'andamento della stratigrafia locale, fornendo gli elementi di base utili alla progettazione.

Pertanto, si

attesta

che le opere previste dal Progetto sono fattibili sotto il profilo geologico, idrogeologico e sismico

Le opere sono soggette a prescrizioni, e a DL geologica esecutiva.
Quanto sopra a sgravio di responsabilità per gli Uffici competenti.

Sanremo Ottobre 2022

dott. Geol. Marco Abbo



ALLEGATO ANALISI DI PORTANZA

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	8.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	0.5 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	8.0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.056
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0112

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	TI

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.343	2.611	0.204
S.L.D.	75.0	0.5	2.573	0.228
S.L.V.	712.0	1.657	2.46	0.298
S.L.C.	1462.0	2.216	2.485	0.313

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.5488	0.2	0.0112	0.0056
S.L.D.	0.8	0.2	0.0163	0.0082
S.L.V.	2.5563	0.24	0.0626	0.0313
S.L.C.	3.0631	0.28	0.0875	0.0437

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
7.0	1900.0	2100.0	35.0	0.0	0.0	450.0	0.0	0.2	0.0	0.0	colmata antropica
12.0	1800.0	2000.0	38.0	0.0	0.0	800.0	0.0	0.4	0.0	0.0	sabbie marine
20.0	2500.0	2600.0	35.0	0.4	0.0	7500.0	0.0	0.3	0.0	0.0	substrato

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg m]	My [Kg m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	AI+MI+R3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Cap acità portante orizzontale
1	Si	I	I	I	I	I	1.8	1.1
2	Si	I	I	I	I	I	1.8	1.1
3	Si	I	I	I	I	I	1.8	I
4	Si	I	I	I	I	I	1.8	I

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...AI+MI+R3

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	4.91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto [Rd]	2.73 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1.0 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	4.91
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.97 Kg/cm³

AI+MI+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	6.9
Fattore forma [Sc]	1.21
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.84
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95
=====	
Carico limite	4.91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.73 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	25.38
Fattore [Ng]	9.91
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95
=====	
Carico limite	7.61 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.23 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	6.92
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.1
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.1
Fattore profondità [Dg]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95
=====	
Carico limite	6.06 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.37 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	11.08
Fattore forma [Sc]	1.21
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.84
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95

=====

Carico limite	7.23 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.02 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	9.2
Fattore forma [Sc]	1.19
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.17
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88

Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95
=====	
Carico limite	6.42 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.56 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	48.93
Fattore [Nc]	61.35
Fattore [Ng]	16.5
Carico limite strato 2 (qb)	82.14 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	12.74 Kg/cm ²
Incremento carico limite strato 1	3.86 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.76
Rapporto (q1/q2)	0.68
=====	
Carico limite	12.74 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7.08 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====	
Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	6.9
Fattore forma [Sc]	1.21
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.84
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95
=====	
Carico limite	4.91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.73 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====	
Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	25.38
Fattore [Ng]	9.91
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95
=====	
Carico limite	7.61 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.23 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====	
Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	6.92
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.1
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.1
Fattore profondità [Dg]	1.01
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95

Carico limite	6.06 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.37 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	11.08
Fattore forma [Sc]	1.21
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.84
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95

Carico limite	7.23 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.02 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2100.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	9.2
Fattore forma [Sc]	1.19
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.17
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.88
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.87
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.95

Carico limite	6.42 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.56 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	48.93
Fattore [Nc]	61.35
Fattore [Ng]	16.5

Carico limite strato 2 (qb)	82.14 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	12.74 Kg/cm ²

Incremento carico limite strato 1	3.86 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.76
Rapporto (q1/q2)	0.68

Carico limite	12.74 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7.08 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.5 Kg/cm ²
Spessore strato	0.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	450.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.3

Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.02

Cedimento al centro della fondazione	0.7 mm
--------------------------------------	--------

Coefficiente di influenza I1 0.0
 Coefficiente di influenza I2 0.01
 Coefficiente di influenza Is 0.01
 Cedimento al bordo 0.17 mm
 =====

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

=====

Pressione normale di progetto 1.0 Kg/cm²
 Tempo 50.0
 Profondità significativa Zi (m) 9.201
 Media dei valori di Nspt all'interno di Zi 22
 Fattore di forma fs 1.291
 Fattore strato compressibile fh 1
 Fattore tempo ft 1.544
 Indice di compressibilità 0.023
 Cedimento 17.687 mm
 =====

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

=====

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	7.00	22.00	18.424	1.330	1.330	0.033	0.528	16.20	Livello non liquefacibile
2	19.00	31.00	15.922	3.710	2.610	0.037	0.338	9.14	Livello non liquefacibile
3	39.00	100.00	26.114	8.910	5.810	0.023	1.125	48.58	Livello non liquefacibile

ALLEGATO: PROVA MASW SIS I

Sito: Pian di Poma – Sanremo (IM)

Data: 12-10-2022

Stesa sismica SI – Lunghezza 60 metri (distanza geofoni 2,5 metri)

Acquisizione di andata

I - Dati sperimentali

Nome del file delle tracce\\Mac\Home\Desktop\Relazioni\Marco Abbo\campo sportivo
sanremo 12102022 60 metri\ritorno\2022-10-12_10-07-33_05000_00200_024_Acq v2.drm

Numero di ricevitori 24

Numero di campioni temporali 10000

Passo temporale di acquisizione 0.2ms

Numero di ricevitori usati per l'analisi 24

L'intervallo considerato per l'analisi comincia a 0ms

L'intervallo considerato per l'analisi termina a 1999.8ms

I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

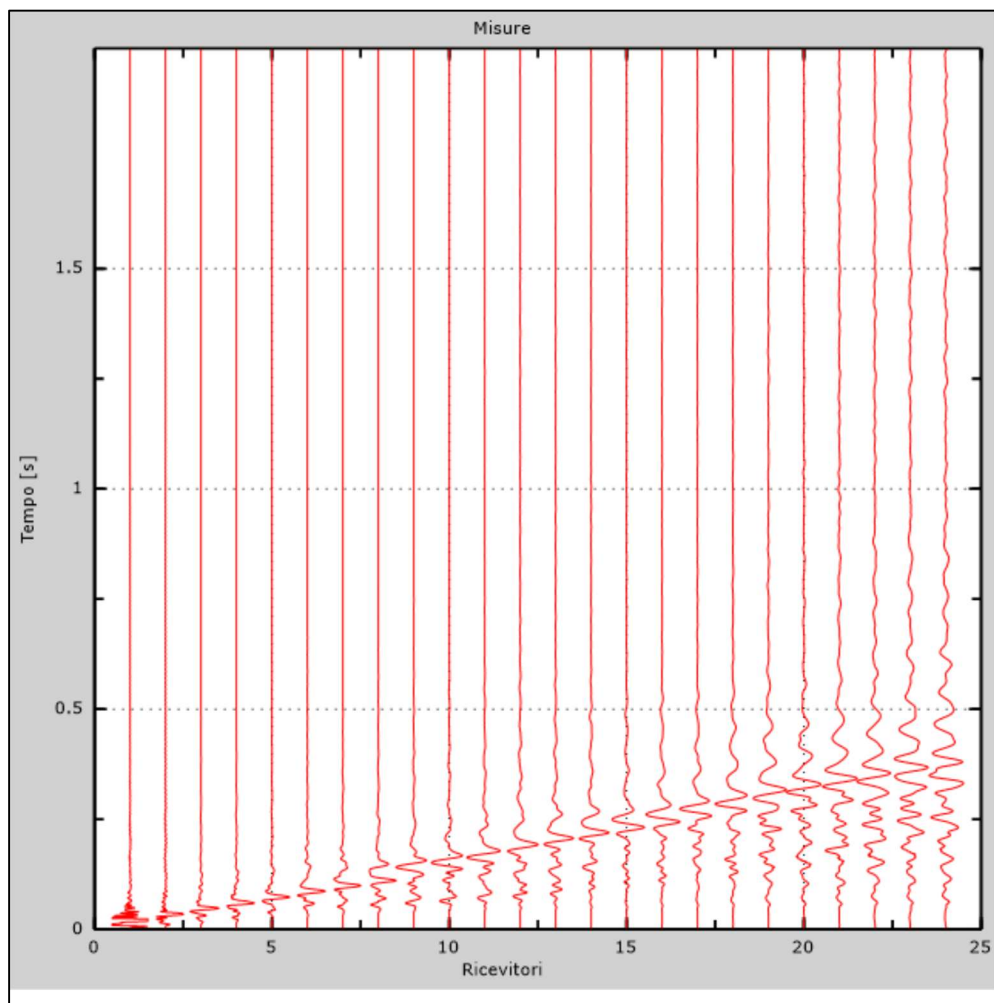


Figura 39: Tracce sperimentali

2 - Risultati delle analisi

Frequenza finale.....70Hz
Frequenza iniziale.....2Hz

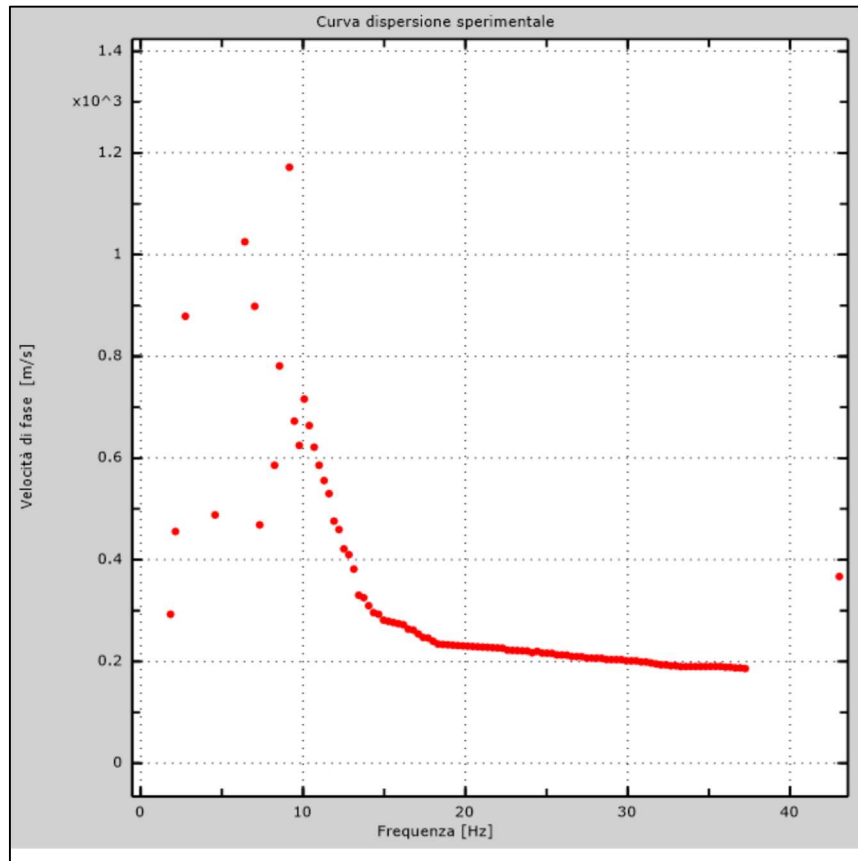


Figura 40: Curva di dispersione sperimentale

3 - Curva di dispersione

Tabella 1: Curva di dispersione

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase Max [m/s]
7.54153	902.458	895.037	909.878
9.51474	703.96	694.685	713.236
12.5568	414.562	407.141	421.982
16.2566	264.297	247.601	280.993
24.8894	212.354	204.933	219.774
33.1933	191.947	165.976	217.919
40.1818	188.237	145.569	230.905

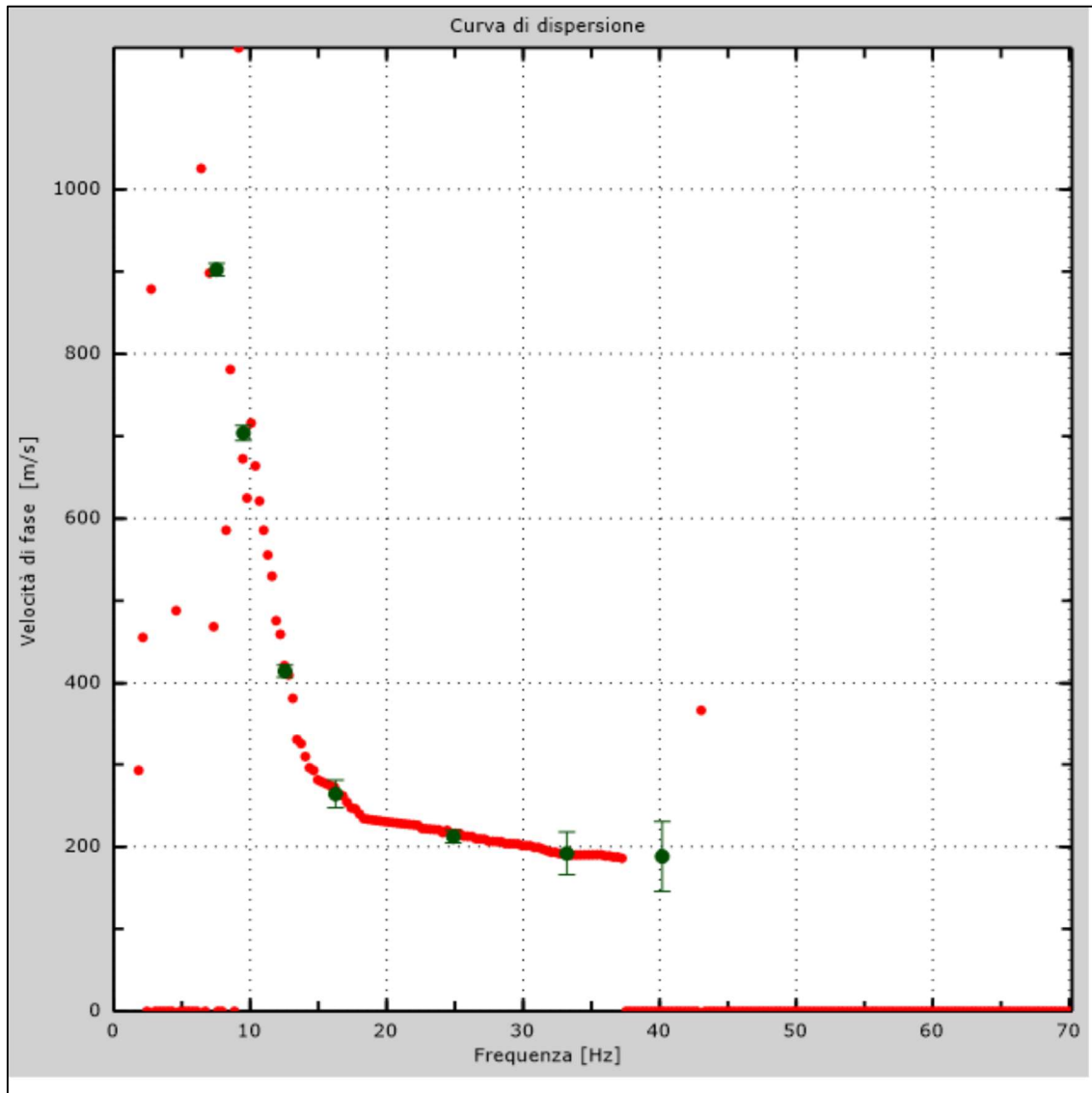


Figura 41: Curva di dispersione

4 - Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio)9
 Spaziatura ricevitori [m]2.5m
 Numero ricevitori 24
 Numero modi 1

Strato 1

h [m]6
 z [m]-6
 Densità [kg/m³]1800
 Poisson 0.2
 Vs [m/s] 244.95
 Vp [m/s] 400.00
 Vs min [m/s] 104.58
 Vs max [m/s] 367.425000
 Vs fin.[m/s] 244.950

Strato 2

h [m]7
 z [m]-13

Densità [kg/m ³]	2000
Poisson	0.44
Vs [m/s]	450.07
Vp [m/s]	1374.99
Vs min [m/s]	117.97
Vs max [m/s]	675.105000
Vs fin.[m/s]	450.070

Strato 3

h [m]	3
z [m]	-16
Densità [kg/m ³]	2400
Poisson	0.36
Vs [m/s]	1028.96
Vp [m/s]	2200.01
Vs min [m/s]	146.83
Vs max [m/s]	1543.440000
Vs fin.[m/s]	1028.960

Strato 4

h [m]	4
z [m]	-20
Densità [kg/m ³]	2400
Poisson	0.36
Vs [m/s]	958.80
Vp [m/s]	2050.00
Vs min [m/s]	230.31
Vs max [m/s]	1438.200000
Vs fin.[m/s]	958.800

Strato 5

h [m]	4
z [m]	-24
Densità [kg/m ³]	2400
Poisson	0.36
Vs [m/s]	982.19
Vp [m/s]	2100.01
Vs min [m/s]	230.31
Vs max [m/s]	1473.285000
Vs fin.[m/s]	982.190

Strato 6

h [m]	5
z [m]	-29
Densità [kg/m ³]	2400
Poisson	0.36
Vs [m/s]	960
Vp [m/s]	2052.57
Vs min [m/s]	230.31
Vs max [m/s]	1440.000000
Vs fin.[m/s]	960.000

Strato 7

h [m]	5
z [m]	-34
Densità [kg/m ³]	2400
Poisson	0.36
Vs [m/s]	950
Vp [m/s]	2031.19
Vs min [m/s]	391.09
Vs max [m/s]	1425.000000
Vs fin.[m/s]	950.000

Strato 8

h [m]6
 z [m]-40
 Densità [kg/m³]2400
 Poisson0.36
 Vs [m/s]996.22
 Vp [m/s]2130.01
 Vs min [m/s]391.09
 Vs max [m/s]1494.330000
 Vs fin.[m/s]996.220

Strato 9

h [m]0
 z [m]-∞
 Densità [kg/m³]2400
 Poisson0.36
 Vs [m/s]1250
 Vp [m/s]2672.61
 Vs min [m/s]501.37
 Vs max [m/s]1875.000000
 Vs fin.[m/s]1250.000

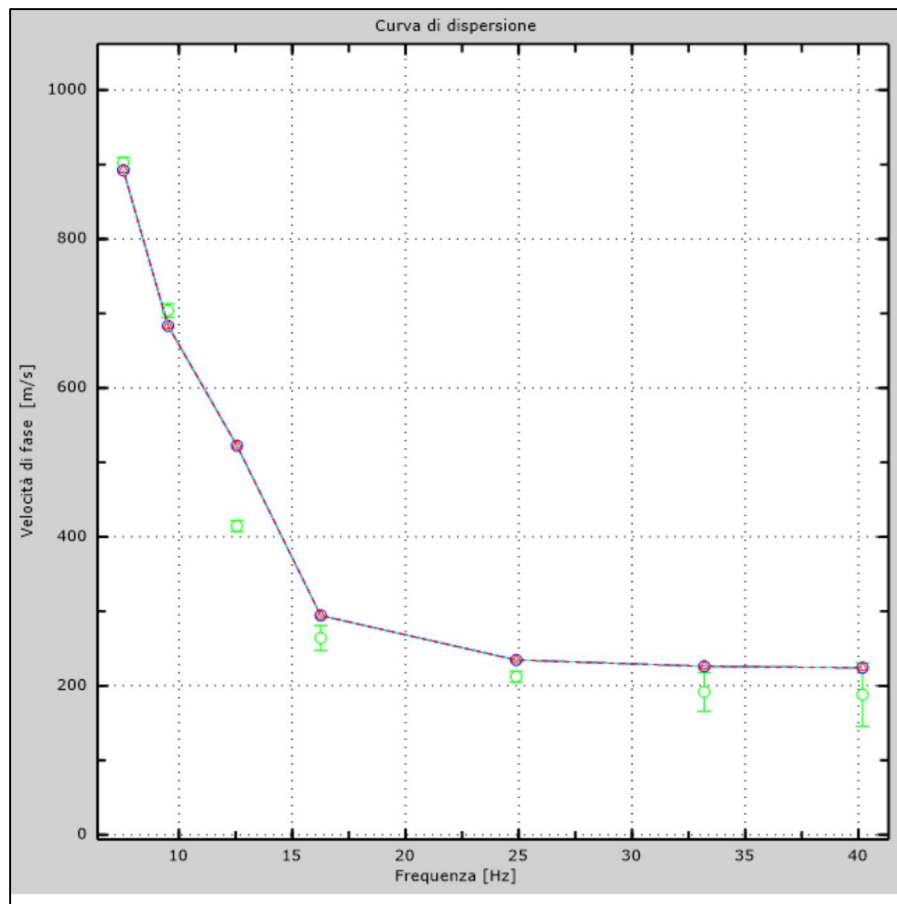


Figura 42: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)

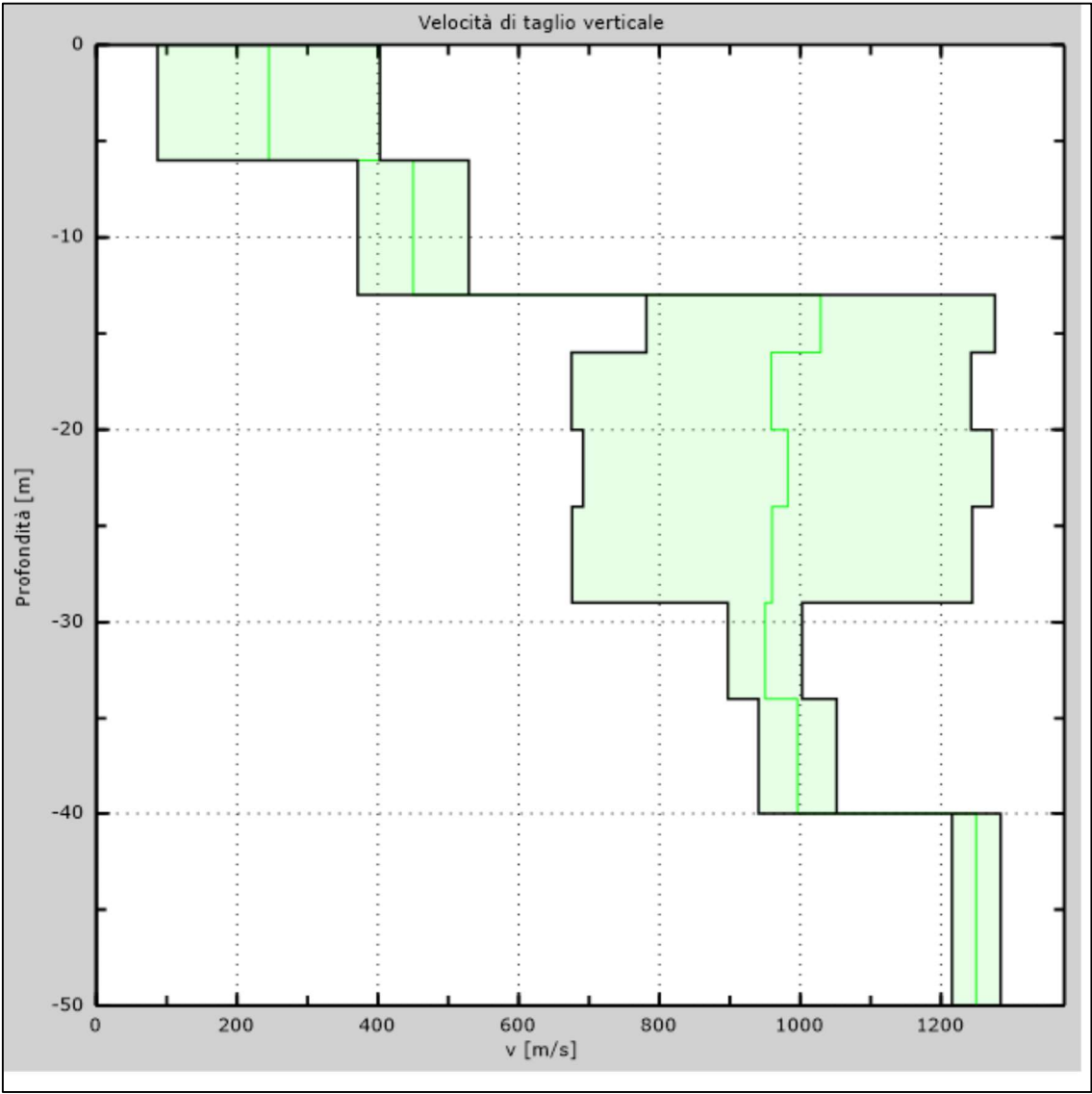


Figura 43: Profilo Vs numerico

5 - Risultati finali

Offset [m].....	0
Vs30 (NTC 2008) [m/s].....	522
Vsequivalenti (NTC 2018) [m/s]	325

LIQUEFACIBILITÀ: METODO EURO CODICE 8 (ENV 1998-5) VASLORE VS

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 valutato con l'espressione semplificata:

$$CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{vo}} \frac{r_d}{MSF} \quad (8.0)$$

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

Tabella 1 - Coefficienti di profilo stratigrafico

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 2).

Tabella 2 - Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori

Magnitudo	Seed H.B. & Idriss I.M. (1982)	Ambraseys N.N. (1988).	NCEER (Seed R. B. et alii) (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

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

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721(N_{1,60})_{cs} + 0,0006136[(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673[(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248(N_{1,60})_{cs} + 0,009578[(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285[(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714[(N_{1,60})_{cs}]^4} \quad (8.1)$$

Il valore di $N_{1,60}$ misurato in sabbie limose può essere trasformato in una resistenza equivalente $(N_{1,60})_{cs}$ dove con "cs" si indica "sabbie pulite". Tale valore viene valutato con il metodo proposto da **Youd e Idriss (1997)** e raccomandato dal **NCEER**:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad (8.2)$$

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:

$$N_{1,60} = C_N C_E N_m \quad (8.3a)$$

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5} \quad (8.3b)$$

$$C_E = \frac{ER}{60} \quad (8.3c)$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 3).

Tabella 3- Rendimenti dei sistemi di infissione

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

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

$\alpha = 0$ per $FC \leq 5\%$

$\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$ per $5\% < FC \leq 35\%$

$\alpha = 5$ per $FC > 35\%$

$\beta = 1,0$ per $FC \leq 5\%$

$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$ per $5\% < FC \leq 35\%$

$\beta = 1,2$ per $FC > 35\%$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (**CPT**), i valori di resistenza alla punta misurati q_c devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati tramite la seguente relazione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (8.4)$$

Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride.

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$\frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5 \quad (8.5)$$

come proposto dall'**EC8**, derivato $(N_{1,60})_{cs}$ dalla (5.3), si utilizza la (5.2) 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 (4.9) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (5.0):

DATI GENERALI

PROGETTO E LOCALIZZAZIONE

Titolo lavoro: Pian di Poma Sanremo (IM)

Data 18/10/2022

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018

Fattore sicurezza normativa 1.25

FALDA

Profondità falda idrica 8 m

CARICHI SUL PIANO CAMPAGNA

Base 8 m

Lunghezza 20 m

Carico in superficie 100 kPa

Metodo calcolo stato tensionale Bussinesq

Coefficiente di Poisson 0.25

DATI SISMICI

Accelerazione Bedrock 0.25

Fattore amplificazione 0.15

Tipo Suolo: E-Profilo di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali su substrato rigido $V_{s30} \geq 800$ m/s

Morfologia: T I-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.6

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico (M_w) 6.5

Peak ground acceleration (PGA) 0.4

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza attrito laterale f_s (KPa)	Velocità onde di taglio V_s (m/s)
1	colmata	0	8	19	21	17	1.1	0	0	244
2	sabbie marine	8	12	18	20	31	0.2	0	0	450
3	substrato	12	30	25	26	50	0.2	0	0	1028

Strato Nr.	Frazione limosa (%)	Frazione argillosa (%)	Indice di plasticità (%)	Tipo Suolo	Validità
1-colmata	2	5.8	≤ 10	E-Profilo di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali su substrato rigido $V_{s30} \geq 800$ m/s	Valido
2-sabbie marine	2	4.9	≤ 10	E-Profilo di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali su substrato rigido $V_{s30} \geq 800$ m/s	Valido
3-substrato	1	0.9	≤ 10	A-Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi $V_{s30} > 800$	Valido

Nr.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Velocità normalizzata V_{sl} (m/s)	Valore critico di V_{sl} (V_{slc}) (m/s)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza F_s	Suscettibilità di liquefazione	Probabilità di liquefazione (%)
1	8.20	176.033	174.071	391.770	218.733	0.937	0.451	0.159	2.83	Terreno non suscettibile di liquefazione	1.418
2	8.40	179.819	175.897	390.749	218.733	0.936	0.449	0.161	2.78	Terreno non suscettibile di liquefazione	1.490
3	8.60	183.606	177.722	389.742	218.733	0.934	0.446	0.163	2.74	Terreno non suscettibile di	1.564

										liquefazio ne	
4	8.80	187.392	179.547	388.748	218.733	0.933	0.444	0.165	2.70	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	1.640
5	9.00	191.179	181.373	387.766	218.733	0.931	0.442	0.166	2.66	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	1.717
6	9.20	194.967	183.199	386.796	218.733	0.928	0.439	0.168	2.62	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	1.796
7	9.40	198.756	185.027	385.837	218.733	0.923	0.437	0.169	2.58	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	1.877
8	9.60	202.545	186.855	384.890	218.733	0.918	0.435	0.171	2.54	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	1.960
9	9.80	206.336	188.684	383.954	218.733	0.912	0.433	0.172	2.51	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.044
10	10.00	210.128	190.514	383.028	218.733	0.907	0.431	0.174	2.47	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.130
11	10.20	213.921	192.346	382.113	218.733	0.902	0.428	0.175	2.44	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.217
12	10.40	217.716	194.180	381.208	218.733	0.896	0.426	0.177	2.41	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.306
13	10.60	221.512	196.014	380.313	218.733	0.891	0.424	0.178	2.38	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.397
14	10.80	225.309	197.851	379.427	218.733	0.886	0.422	0.180	2.35	Terreno non	2.490

										suscettibil e di liquefazio ne	
15	11.00	229.109	199.689	378.551	218.733	0.880	0.420	0.181	2.32	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.584
16	11.20	232.910	201.529	377.684	218.733	0.875	0.418	0.182	2.29	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.680
17	11.40	236.713	203.371	376.826	218.733	0.870	0.416	0.184	2.27	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.777
18	11.60	240.518	205.214	375.977	218.733	0.864	0.414	0.185	2.24	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.876
19	11.80	244.325	207.060	375.136	218.733	0.859	0.412	0.186	2.22	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	2.976
20	12.00	248.134	208.907	374.304	218.733	0.854	0.410	0.187	2.19	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	3.078
21	12.20	253.145	211.957	851.984	220.000	0.848	2.172	0.135	16.14	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.006
22	12.40	258.157	215.008	848.945	220.000	0.843	2.157	0.135	15.94	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.007
23	12.60	263.172	218.062	845.957	220.000	0.838	2.141	0.136	15.75	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.007
24	12.80	268.189	221.117	843.019	220.000	0.832	2.127	0.137	15.56	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.007

25	13.00	273.208	224.175	840.130	220.000	0.827	2.112	0.137	15.38	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.008
26	13.20	278.229	227.235	837.287	220.000	0.822	2.098	0.138	15.21	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.008
27	13.40	283.252	230.297	834.490	220.000	0.816	2.084	0.139	15.04	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.008
28	13.60	288.278	233.361	831.738	220.000	0.811	2.070	0.139	14.87	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.008
29	13.80	293.305	236.427	829.028	220.000	0.806	2.056	0.140	14.71	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.009
30	14.00	298.335	239.495	826.360	220.000	0.800	2.043	0.140	14.56	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.009
31	14.20	303.366	242.565	823.732	220.000	0.795	2.030	0.141	14.41	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.009
32	14.40	308.400	245.637	821.144	220.000	0.790	2.017	0.141	14.26	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.010
33	14.60	313.436	248.712	818.595	220.000	0.784	2.005	0.142	14.12	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.010
34	14.80	318.474	251.788	816.083	220.000	0.779	1.992	0.142	13.98	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.010
35	15.00	323.514	254.867	813.607	220.000	0.774	1.980	0.143	13.85	Terreno non suscettibile di	0.010

										liquefazio ne	
36	15.20	328.556	257.948	811.167	220.000	0.768	1.968	0.143	13.72	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.011
37	15.40	333.600	261.030	808.761	220.000	0.763	1.957	0.144	13.59	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.011
38	15.60	338.646	264.115	806.389	220.000	0.757	1.945	0.144	13.47	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.011
39	15.80	343.694	267.202	804.050	220.000	0.752	1.934	0.145	13.35	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.012
40	16.00	348.744	270.291	801.743	220.000	0.747	1.923	0.145	13.23	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.012
41	16.20	353.796	273.381	799.468	220.000	0.741	1.912	0.146	13.11	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.012
42	16.40	358.850	276.474	797.223	220.000	0.736	1.901	0.146	13.00	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.013
43	16.60	363.906	279.569	795.007	220.000	0.731	1.890	0.147	12.89	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.013
44	16.80	368.964	282.665	792.821	220.000	0.725	1.880	0.147	12.78	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.013
45	17.00	374.024	285.764	790.663	220.000	0.720	1.870	0.147	12.68	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.014
46	17.20	379.085	288.864	788.533	220.000	0.715	1.860	0.148	12.58	Terreno non	0.014

										suscettibil e di liquefazio ne	
47	17.40	384.149	291.966	786.430	220.000	0.709	1.850	0.148	12.48	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.014
48	17.60	389.214	295.070	784.353	220.000	0.704	1.840	0.149	12.38	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.015
49	17.80	394.281	298.176	782.303	220.000	0.699	1.830	0.149	12.29	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.015
50	18.00	399.350	301.284	780.278	220.000	0.693	1.821	0.149	12.19	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.016
51	18.20	404.421	304.393	778.277	220.000	0.688	1.811	0.150	12.10	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.016
52	18.40	409.494	307.504	776.301	220.000	0.683	1.802	0.150	12.01	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.016
53	18.60	414.568	310.617	774.349	220.000	0.677	1.793	0.150	11.93	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.017
54	18.80	419.644	313.732	772.420	220.000	0.672	1.784	0.151	11.84	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.017
55	19.00	424.721	316.848	770.514	220.000	0.667	1.775	0.151	11.76	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.017
56	19.20	429.801	319.966	768.630	220.000	0.661	1.767	0.151	11.67	Terreno non suscettibil e di liquefazio ne	0.018

57	19.40	434.882	323.086	766.767	220.000	0.656	1.758	0.152	11.59	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.018
58	19.60	439.964	326.207	764.927	220.000	0.651	1.750	0.152	11.51	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.019
59	19.80	445.049	329.330	763.107	220.000	0.645	1.741	0.152	11.44	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.019
60	20.00	450.134	332.455	761.307	220.000	0.640	1.733	0.153	11.36	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.019

IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso