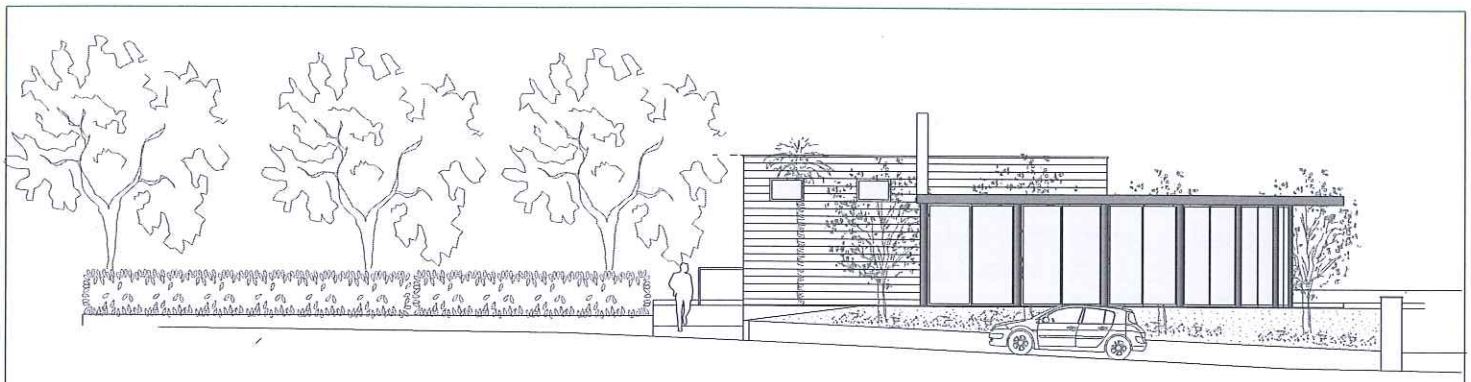
COMUNE DI BORDIGHERA

Provincia di Imperia



PROGETTO DI STRUTTURA TURISTICO RICETTIVA
ALL'ARIA APERTA DELLA TIPOLOGIA A CAMPEGGIO
AI SENSI L.R. N. 2 DEL 7/02/2008 E R.R. N. 1/2011 - 4/2012
ISTANZA AI SENSI ART. 10 L.R. 10/2012 - SUAP

OGGETTO:

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

RELAZIONE GEOLOGICA

CODICE GENERALE ELABORATO

TIPO DOCUMENTO	N° ELABORATO	VERSIONE	CODICE PROGETTO	LIVELLO PROGETTO	AREA DI PROGETTAZIONE
REL/Geol/C	Rel.	1	050	P	Geol

COMMITTENTE

Signora Elena Mariani - 18012 BORDIGHERA (IM)

PROGETTISTI

STUDIO TECNICO PALMERO
18039 - Via Cavour n.1 Ventimiglia
Tel: 0184/351790 Fax: 0184/232505

GEOM. FEDELE ANDREA PALMERO
email: palmeroa@libero.it

ARCH. ADRIANO PALMERO
email: arch.adriano@studiopalmero.191.it

Studio di Geologia

Ampelio VERRANDO - GEOLOGO
C.so Italia n.26 - 18012 BORDIGHERA (IM)
☎ 0184/26.64.40 - 335/22.74.09
e_mail - geoverrando@tin.it

ORDINE REGIONALE DEI GEOLOGI DELLA LIGURIA
A.P. n. 134
AMPELIO VERRANDO
GEOLOGO

VERSIONE	DATA	OGGETTO
1	18-04-2016	1° EMISSIONE

Premessa

Con la presente, su richiesta della sig.ra Elena MARIANI, viene analizzato dal punto di vista geologico-tecnico il Progetto "COSTRUZIONE DI STRUTTURA TURISTICO RICETTIVA ALL'ARIA APERTA DELLA TIPOLOGIA A CAMPEGGIO AI SENSI DELLA L.R. N°2 DEL 7/02/2008 E R.R. N°1/2011 – 4/2012 - ISTANZA AI SENSI ART. 10 L.R. 10/2012".

Il progetto redatto dal Geom. Fedele Andrea Palmero e dall'Arch. Adriano Palmero, ai sensi dell'art. 10 comma 3 della L.R. 10/2012 in variante allo strumento urbanistico vigente, prevede l'insediamento della nuova attività produttiva in oggetto.

Area urbanistica

La proprietà della Sig.ra Mariani Elena, risulta censita nel Foglio Borghetto San Nicolò e comprende un vasto lotto di terreno con entrostanti tre fabbricati ad uso residenziale; l'ambito a suo tempo era destinato alla coltivazione agricola in "plein air" e sotto serra. Il lotto risulta confinante ad est con Via Cagliari ed a sud con Via Padre PIO, a ponente con la prevista Residenza Assistita della "Fondazione Notari, e ad ovest con la prevista attuale variante della viabilità di PRG di collegamento tra Via Cagliari e la Via Romana.

Il complesso immobiliare della superficie complessiva di mq. 7.881 risulta censito a F. 3 – BSN - con le particelle n°35-34-311-312-84-432-382-383-103- di cui le ultime tre costituenti il sedime dei fabbricati residenziali,

rispettivamente di un piano fuori terra i primi due e due piani fuori terra il terzo.

Sotto l'aspetto urbanistico il complesso risulta individuato nel vigente PRG per le particelle n°382-383-103-432 di F. 3 di BSN e parte della particelle n°84 – 312 e n°35 sempre di F. 3, nella zona "B1a " - "Tessuto edificato urbano consolidato" in cui sono ammessi esclusivamente gli interventi di cui all'art. 21 delle norme di attuazione che escludono nuovi insediamenti.

Le restanti particelle n°34-311- e parte delle particelle n°35-312- 84- risultano individuate in zona "fc – servizi" " aree per spazi pubblici attrezzate a parco e gioco".

La proprietà compresa in zona B1a misura un superficie di mq. 2619 e quella in zona "fc" mq. 4851. Una piccola pozione della particella n°35 risulta individuata per una superficie di mq. 411 a viabilità di PRG, recentemente variata in attuazione e nell'iter approvativo dell'attigua Residenza Sanitaria Assistenziale R.S.A. della "Fondazione Notari-Lorenzi, posta a ponente della proprietà Mariani.

Il restante lotto di proprietà di **mq. 1799** costituito dalle particelle n°382-383-103 e parte delle particella n°312-84-432 di F. 3 –BSN- con all'interno gli edifici residenziali esistenti è stato conservato nella originaria destinazione B1a.

Il lotto oggetto di intervento come sopra descritto risulta compreso per il Piano Paesistico in " TU – Tessuto Urbano" per l'assetto insediativo, in " MO – B, Modificabilità di Tipo B" per l'assetto geomorfologico ed in " COL-IDS –CO per l'assetto vegetazionale.

Per quanto attiene il Piano di Bacino Provinciale il lotto di progetto risulta "Fuori Fascia" per le aree inondabili ed in "PG0" di suscettività molto bassa al dissesto, peraltro trattasi di area di fondo valle praticamente pianeggiante.

Verso ponente il vicino "Rio Rattaconigli" posto lungo il confine tra il Comune di Vallecrosia e Bordighera risulta posto nel punto minimo ad una distanza minima di circa ml. 40 dal lotto e rispetta tra l'altro le fasce di tutela di cui all'art. 4 comma 3 del regolamento regionale n°3/2011, che fissa la fascia di inedificabilità assoluta in ml 10 dal medesimo Rio

CARATTERI DELL'INTERVENTO

La struttura turistica ricettiva all'aria aperta a campeggio, si svilupperà su un lotto di **mq. 5536** all'interno del quale sono state previste n°44 piazzole per tende, roulottes ed auto caravan. In particolare per quattro piazzole la n°34-36-38-40 è stata prevista la possibilità di insediare n°4 case mobili o prefabbricate, non costituenti volumi edilizi, ai sensi della citata legge di classificazione della struttura in oggetto, della tipologia descritta nella TAV 8. secondo quanto prescritto dall'art. 17 del R.R. in epigrafe, contenute ampiamente nel numero massimo del 30% delle piazzole

progettate (limite massimo che potrà essere insediato nel corso dell'esercizio).

Il campeggio e le medesime piazzole avranno accesso da Via Cagliari lungo il confine nord della particella n°34 di F. 3 BSN, con una viabilità di ingresso carrabile e pedonale della larghezza di ml. 7,50, da questa si svilupperà in asse alle piazzole verso nord e verso sud, una viabilità interna sempre carrabile e pedonale della larghezza di ml. 6.

Lungo il confine sud del capeggio verrà altresì mantenuta una viabilità di servizio e di uscita secondaria lungo una strada già esistente sulla proprietà della larghezza di ml. 4,00.

All'interno del complesso sono stati previsti due fabbricati a servizio dell'attività turistica, il primo "A" ad un piano fuori terra con sottostante piano interrato ad uso ricovero attrezzatura e dispensa, posto sul margine sud della viabilità di ingresso, destinato a reception e bar/pizzeria/tavola calda. Il secondo "B", suddiviso in due corpi e posto sul confine di ponente del lotto, posizionato circa in asse alle piazzole, ospiterà i servizi e le docce, suddivise per maschi e femmine, attrezzato anche con lavelli per stoviglie, lavatoi per panni, lavatrici, essiccatoio ed adeguata stenderia sul margine ovest. I locali a servizi come per legge saranno rivestiti per un'altezza di ml. 2 e ventilati direttamente dal'esterno.

In ragione delle previste n°44 piazzole, risulta necessario individuare a norma di legge un numero adeguato di parcheggi dal 30% al 60% delle piazzole in ragione della classificazione del campeggio da 1 a 4 stelle. Il

progetto garantisce n°13 posti auto previsti sul margine sud della viabilità principale di accesso, n°8 sulla piazzola a sud/ovest e n°3 sul margine nord della viabilità di servizio a sud del lotto, per complessivi n°24 che potrebbe garantire la classificazione a 3 stelle.

L'area libera di uso comune necessaria pari al 5% del lotto corrispondente a **mq 276.80** è stata collocata sul margine est e sud del fabbricato bar/pizzeria/tavola calda in mq. 421 maggiori di quelli necessari di cui mq. 77.30 ombreggiati con pergole sugli impalcati in legno posti sempre a margine del medesimo fabbricato. Tale superficie necessaria in ragione del 20% delle aree libere e pari mq. 59.36 (mq. 276.80 x 20%) è così ampiamente garantita. All'interno dell'area libera potranno essere sistemati giochi per bimbi, un campetto per bocce e tavolo da ping pong. Sempre a livello ricreativo potrà essere previsto il noleggio di bici ed un eventuale tavolo da biliardo nel piano terreno o sotterraneo del bar.

Sulla base delle piazzole previste in n°44, si stima una capienza di persone da ospitare mediamente in n°150 presenze. Tale capienza prevede per legge l'esistenza di n°10 w.c. e n°10 docce che sono stati individuati nei due corpi di fabbrica a servizi (Fabbricato B), di cui due w.c. attrezzati ed accessibili per disabili. Tutti suddivisi per sesso maschi e femmine. Gli stessi corpi di fabbrica al di sotto della tettoia circostante e lungo il muro perimetrale di ponente, potranno ospitare un lavapiedi, quattro lavelli per stoviglie, i lavatoi per panni, due lavatrici ed un essiccatoio che potrebbero individuare con tutte le altre caratteristiche il campeggio nella classificazione a tre stelle anche in ragione della superficie minima delle piazzole da mq.

48 a mq. 86. Il fabbricato a servizi rispetta ampiamente la distanza minima di ml 150 dalle piazzole.

Eguale w.c. attrezzato ed accessibile per disabili è stato previsto nel fabbricato a bar/pizzeria/tavola calda che è stato anche dotato di locale cucina ed ampia sala all'interno del fabbricato, nonché di porticato a sud/est che potrà essere chiuso nel periodo invernale ed aperto in quello estivo con aperture trasparenti e mobili. Nell'angolo sud/ovest del parcheggio con i P.A. n°14-15-16-17-18-19-20-21 e relativa corte è stata altresì prevista un'isola ecologica per i rifiuti solidi urbani.

(vedi tav.n. 3 – Piante e sezioni fabbricati in progetto)

Tutte le piazzole verranno dotate di cestini per i rifiuti e degli opportuni allacci alle reti tecnologiche, acqua, luce, fognatura. Le acque provenienti dalle aree impermeabili costituite dalla viabilità interna e le coperture dei due fabbricati, in relazione alle norme di piano di Bacino, verranno smaltite tramite la realizzazione di pozzi disperdenti al fine di ricare la falda ed evitare di congestionare i collettori comunali esistenti.

Il complesso verrà illuminato con adeguati diffusori sulle singole piazzole e lungo la viabilità pedonale e carrabile, e seppure non soggetto alla prevenzione incendi prevista solo per campeggi con capacità ricettiva superiore alle 400 persone, dotato degli accorgimenti minimi di prevenzione quali rivelatore di fumi nei due fabbricati, e di un numero di estintori idoneo posto a distanza non superiore di ml. 30 uno dall'altro. Verrà altresì predisposta adeguata segnaletica con i percorsi di uscita e di esodo,

l'ubicazione degli estintori, il divieto di accendere fuochi in prossimità delle unità abitative.

Il complesso verrà recitato con muri di confine munito di grigliato, cancelli, siepi, dell'altezza di ml. 2,00 e murature per le parti verso il pubblico massima di cm. 0.80.

(vedi tav.n. 2 – Planimetria generale - Stato attuale e di progetto)

I fabbricati di tipo tradizionale con muratura e struttura in. c.a saranno rispondenti alle norme vigenti antisismiche per la cui conformità potrà essere prodotta la copia della relativa denuncia all'Ufficio Provinciale del C.A. con relazione di calcolo.

In conformità a quanto disposto dal D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in osservanza delle norme di Piano di Bacino, a seguito di un accurato rilievo di superficie, a prove geofisiche eseguite nell'ambito d'intervento, a d indagini precedenti in ambito limitrofo, vengono di seguito esposte alcune note di carattere geolitologico, geomorfologico, idrogeologico ed alcune note preliminari a carattere geotecnico/sismico dell''area interessata dal progetto.

Relazione geologico-tecnica

L'area in esame è sita nel Comune di Bordighera, lungo la fascia litoranea, ai margini occidentali del tessuto urbano, ad una quota di circa 4 - 5 m.s.l.m, l'ambito è censito nel F. 3 – BSN - con le particelle n°35-34-311-312-84-432-382-383-103. (Coorografia, tav. 1 - catastale scala 1:2.000, Estratto aereofotogrammetrico scala 1: 2.000)

Dal punto di vista geomorfologico, la zona si sviluppa sulla frangia litoranea delimitata da lineamenti neotettonici con andamento NW-SE e NE-SW. Tali eventi delineano la falesia di Capo S.Ampelio che risulta modellata dalle azioni erosive del mare. Nel contempo, nella parte occidentale dell'area, il trasporto marino, agevolato dalle particolari condizioni strutturali, determina la deposizione di sedimenti terrazzati che lambiscono l'omonima falesia.

Il territorio in esame è sito sulle propaggini più occidentali del Flysch ad Helmintoidi, che entra in contatto con un substrato fortemente tettonizzato costituito dal "Grés d'Annot". Il limite tra le due Unità è delineato da una formazione detritica denominata "lambeaux des charriage" che si è formata dalla detrizione del margine esterno della falda durante il suo movimento in vergenza alpina.

Queste strutture, realizzatesi entro il Miocene medio, sono legate alla fase Alpino-Appenninica, a cui fa seguito una fase distensiva che permette l'ingressione pliocenica. Ma gli elementi che hanno controllato l'attuale assetto geomorfologico e strutturale della zona vanno ricercati nei lineamenti neotettonici che hanno agito dal Pliocene superiore al Pleistocene.

In particolare la struttura portante è costituita dalla sinclinale di Seborga e dall'anticlinale di M.Nero entrambe separate da linee con orientazione NNE-SSW (allineamento della Val Borghetto, dell'Albergo Angst e della vallata del Sasso) e con direzione ESE-WNW (allineamento di Bordighera-Ventimiglia e S.Ampelio-Latte).

Il substrato geologico dell'area in esame è rappresentato da un flysch, denominato "Arenarie di Bordighera", del Cretaceo Superiore; si tratta di sequenze torbiditiche costituite da alternanze di potenti banchi arenacei con sottili livelli marnosi. L'arenaria appare ben gradata, compatta e fortemente cementata, la serie presenta un'orientazione trasversale al pendio con una giacitura regolare a reggipoggio, intorno ai 10°÷ 20° ed immersione a WNW.

Sulla frangia litoranea, si osservano delle alluvioni marine antiche e recenti sormontanti il substrato lapileo degradante verso il mare. Le Alluvioni recenti di fondovalle, e costiere fluvio-marine, talora terrazzate in vari ordini, a granulometria prevalentemente ghiaiosa (arg) o sabbioso-limosa (ars), o mista (arsg).

Le alluvioni appoggiano per lo più direttamente sul substrato flyscioide e, solo verso la costa, sui depositi pliocenici. Vi si riconoscono diversi ordini di terrazzi, tra loro raccordabili e sempre con leggera inclinazione verso mare, spesso resi irriconoscibili da pesanti rimodellamenti antropici. L'età della base della formazione potrebbe essere riferita al Pleistocene inferiore. (vedi tav.n. 4 - scala 1:2.000 – Carta geolitologica)

Piano di Bacino

Il progetto è adeguato alla normativa di cui al Piano di Bacino –ambito n.2 – Torrenti Vallecrosia, Borghetto e Rii minori - approvato dal Consiglio Provinciale con D.C.P n. 29 del 15.06.2015 "Approvazione della variante

sostanziale al Piano di bacino stralcio per la difesa idraulica e idrogeologica dei torrenti Vallecrosia, Borghetto e Rii minori dell'ambito n. 2 - Nervia ai sensi dell'art. 10, commi 3 e 4, della L.R. n. 58/2009".

In tavola 7, si rappresenta l'estratto delle tavole del Piano di Bacino (Pericolosità e Rischio Geomorfologico), è possibile rilevare che il lotto oggetto di progetto ricade completamente in area omogenea Pg0 (Pericolosità e suscettività molto bassa) e R0 (lieve o trascurabile).

Sezione I - Norme generali di carattere idrogeologico per la prevenzione del dissesto

Art. 5 Indirizzi tecnici vincolanti a carattere generale

1. Nell'ambito dei Bacini dei torrenti Vallecrosia, Borghetto e rii minori valgono i seguenti indirizzi vincolanti di carattere generale che devono essere recepiti e sviluppati dalle norme di attuazione degli strumenti urbanistici comunali, nonché dalle specifiche norme di settore. Al fine di prevenire i fenomeni di dissesto:

a) non sono consentiti gli interventi che richiedano sbancamenti e riporti, che incidano negativamente sulla configurazione morfologica esistente o compromettano la stabilità dei versanti;

b) deve essere mantenuta efficiente la rete scolante generale (fossi, cunette stradali) e la viabilità minore (interpoderale, poderale, forestale, carrarecce, mulattiere e sentieri) che, a tal fine, deve essere dotata di cunette tagli acqua e di altre opere similari;

c) in occasione di scavi connessi alla realizzazione di interventi urbanistico-edilizi, qualora sia individuata la presenza di acque sotterranee, devono essere eseguite idonee opere di intercettazione;

d) nei territori boscati in abbandono e nelle aree cespugliate e prative ex coltivi, vanno favoriti sistematici interventi di recupero qualitativo dell'ambiente mediante l'introduzione di specie arboree ed arbustive conformi alle tipologie individuate dalla normativa forestale, tenuto conto delle funzioni del loro apparato radicale a contributo del consolidamento dei suoli ;

e) le attività agro-forestali, al fine di non incidere negativamente sulla stabilità dei versanti, devono darsi carico, anche in base a specifiche normative e regolamenti di settore, di provvedere ad una

adeguata gestione del soprassuolo, convogliare le acque di sorgente e di ristagno idrico nel reticolo di scolo, impostare adeguati canali di raccolta delle acque e mantenerne nel tempo la loro efficienza;

f) è fatto salvo, in ogni caso, il rispetto delle previsioni in merito alla gestione ed al miglioramento dei boschi e dei pascoli e delle relative modalità di utilizzazione previste dai Piani di assestamento ed utilizzazione del patrimonio silvo-pastorale, definiti ai sensi dell'art. 19 della l.r. n. 4/99. 3. Al fine di preservare i suoli, nelle aree percorse da incendi boschivi devono essere approntate misure di contenimento dell'erosione del suolo, anche mediante l'utilizzo del materiale legnoso a terra e di quello ricavato dal taglio dei fusti in piedi gravemente compromessi e/o in precarie condizioni di stabilità. Ove ricorrano condizioni di possibile rischio di fluitazione del rimanente materiale legnoso a terra per effetto di eventi meteorici, sono adottate idonee misure di rimozione, riduzione o sistemazione dello stesso.

4. Al fine di mantenere le caratteristiche naturali del territorio, la realizzazione degli interventi di sistemazione è subordinata, per quanto possibile, all'impiego di tecniche naturalistiche, di rinaturalizzazione degli alvei dei corsi d'acqua e di opere di ingegneria ambientale volte alla sistemazione dei versanti.

Art. 5bis Indirizzi tecnici vincolanti volti a mitigare gli effetti dell' impermeabilizzazione dei suoli.

1. Al fine di mitigare gli effetti degli interventi che producono impermeabilizzazione dei suoli, nonché migliorare il sistema di smaltimento delle acque superficiali e favorirne il riuso in sito, si definiscono i seguenti indirizzi vincolanti che devono essere recepiti dagli strumenti urbanistici comunali ed in fase di progettazione dei singoli interventi.

2. Ogni intervento che comporti una diminuzione della permeabilità del suolo si deve dare carico, in primo luogo, di mettere in atto misure di mitigazione tali da non aumentare, nell'areale di influenza, l'entità delle acque di deflusso superficiale e sotterraneo rispetto alle condizioni precedenti all'intervento stesso. La realizzazione di un nuovo intervento costituisce, altresì, occasione di miglioramento dell'efficienza idraulica della porzione di bacino interessato.

3. Nei centri urbani la realizzazione di nuove edificazioni o di opere di sistemazione superficiale di aree pubbliche e private, è subordinata all'esecuzione di specifici interventi ed accorgimenti tecnici atti a conservare un'adeguata percentuale di naturalità e permeabilità del suolo;

4. Gli strumenti urbanistici generali recepiscono tali indicazioni e prevedono specifiche disposizioni e misure volte a regolamentare e a prevenire le conseguenze degli interventi di impermeabilizzazione dei suoli tenendo conto delle particolari caratteristiche territoriali a scala locale, nonché delle criticità idrauliche e dell'adeguatezza dell'intera rete utilizzata per lo smaltimento delle acque.

5. Le norme di attuazione dei piani urbanistici comunali nonché gli elaborati di progetto dei singoli interventi contengono specifiche indicazioni a riguardo degli interventi che producono

impermeabilizzazione del suolo finalizzate alla loro limitazione, alla mitigazione delle relative conseguenze, nonché all'attuazione di forme di compensazione; in particolare sono tenuti a:

a) prevedere adeguati sistemi di regimazione delle acque piovane atte a rallentarne lo smaltimento, impiegando, nella realizzazione di nuovi spazi pubblici o privati o di loro eventuali risistemazioni (piazzali, parcheggi, aree attrezzate, impianti sportivi, viabilità ecc), modalità costruttive che favoriscano, in via preferenziale, l'infiltrazione delle acque nel terreno, quali pavimentazioni drenanti e permeabili, verde pensile, e tecniche similari e, qualora ancora necessario per la ritenzione temporanea delle acque, la realizzazione di idonee reti di regolazione e drenaggio;

b) indirizzare, soprattutto a fronte di interventi che comportano un significativo impatto, a mettere in atto adeguate forme di compensazione finalizzate al riequilibrio tra le superfici impermeabilizzate e quelle naturali attraverso la previsione di interventi di rinaturalizzazione di aree già impermeabilizzate a fronte della sigillatura di superfici permeabili.

c) incentivare il riuso in sito delle acque raccolte;

d) mantenere le acque nel bacino idrografico di naturale competenza;

e) assicurare il definitivo convogliamento delle acque delle reti di drenaggio in fognature o in corsi d'acqua adeguati allo smaltimento.

Resta fermo il perseguimento dell'infiltrazione delle acque meteoriche nel terreno, purché non interferisca con areali in frana e non induca fenomeni di erosione superficiale, di ristagno, di instabilità nel terreno o danni ai manufatti esistenti a valle.

7. Sulla base degli indirizzi di cui al presente articolo i Comuni promuovono, anche a riguardo delle aree già edificate, la realizzazione od il miglioramento dei sistemi di raccolta e di regimazione delle acque meteoriche.

Sezione II - Disciplina dell'assetto geomorfologico

Art. 16 Aree classificate a diversa suscettività al dissesto

Nelle aree di cui alla lett. b), comma 2, dell'art. 12, fermo restando le prescrizioni del D.M. 14/01/2008, valgono le seguenti norme:

4) Nelle aree a suscettività al dissesto media (Pg2), bassa (Pg1) e molto bassa (Pg0) si demanda ai Comuni, nell'ambito della norma geologica di attuazione degli strumenti urbanistici o in occasione dell'approvazione, sotto il profilo urbanistico-edilizio, di nuovi interventi insediativi e infrastrutturali, la definizione della disciplina specifica di dette aree, attraverso indagini specifiche, che tengano conto del relativo grado di suscettività al dissesto. Tali indagini devono essere volte a definire gli elementi che determinano il livello di pericolosità, ad individuare le modalità tecnico-esecutive dell'intervento, nonché ad attestare che gli stessi non aggravino le condizioni di stabilità del versante.

4 bis. Nelle classi di suscettività al dissesto si applicano, in ogni caso, le norme generali di carattere idrogeologico per la prevenzione del dissesto di cui all'art. 5.

ALLEGATO 1: INDIRIZZI PER UNA CORRETTA GESTIONE DEL TERRITORIO

Al fine di prevenire fenomeni di dissesto idrogeologico devono essere applicati i seguenti indirizzi:

1. *vanno promosse le attività dirette a mantenere efficiente la rete scolante generale (fossi, cunette stradali) e la viabilità minore (poderale, interpoderale, forestale, sentieri, mulattiere e le carrarecce), che a tal fine deve essere dotata di cunette taglia acqua e di altre opere simili;*
2. *qualora venga individuata, in occasione di scavi connessi alla realizzazione di interventi urbanistico-edilizi, la presenza di acque sotterranee, vanno eseguite opere dirette alla relativa intercettazione;*
3. *vanno favoriti, nei territori boscati in abbandono e nelle zone arbustive e prative un tempo coltivate, sistematici interventi di recupero qualitativo dell'ambiente mediante l'introduzione di specie autoctone arboree ed arbustive;*
4. *in ogni caso devono essere rispettate le previsioni sulla gestione e miglioramento dei boschi e dei pascoli e sulle relative modalità di utilizzazione prevista dai Piani di assestamento e utilizzazione del patrimonio silvo - pastorale di cui all'art.19 della l.r.n4/99, se vigenti*

In tavola 6, si rappresenta l'estratto delle tavole del Piano di Bacino (Rischio Idraulico ed Ambiti Normativi), è possibile rilevare che il lotto oggetto di progetto (campeggio) è escluso da suddetti ambiti, solo le opere di urbanizzazione ricado in zone potenzialmente a rischio (Ambito B0 - ità molto bassa) e R0 (lieve o trascurabile).

Sezione I - Disciplina dell'assetto idraulico dei fondovalle

5. bis Nelle porzioni di territorio nelle quali siano stati perimetrati gli ambiti normativi delle fasce di inondabilità di cui all'art. 12 comma 2 lettera a) bis individuati nella Tav.13 a_2 BIS si applica la seguente disciplina:

a) **negli ambiti BB si** applica la norma di cui al comma 3 ad esclusione della lettera a) in quanto gli interventi di nuova edificazione e ristrutturazione urbanistica non sono ammessi;

b) **negli ambiti B0** si applica la norma di cui al comma 3, incluso il disposto della lettera a) qualificandosi tali ambiti come aree a minor pericolosità relativa; in conformità ai criteri ex DGR 91/2013 non sono in ogni caso ammessi interventi interrati o seminterrati nelle porzioni di aree in cui il tirante idrico duecentennale previsto sia superiore a 30 cm.

Si ritiene che dette opere accessorie dovranno essere inibite all'accesso in caso di allerta meteo. (Piano di Protezione Civile)

MODELLAZIONE SISMICA / EFFETTI DI SITO

ZONA SISMOGENETICA

In ottemperanza all' Ordinanza P.C.M. 3274/03 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (di seguito denominato INGV) ha realizzato una nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano, chiamata ZS9, risultato di modifiche, accorpamenti ed elisioni delle numerose zone di ZS4 e dell'introduzione di nuove zone[1]. Il territorio comunale di Bordighera (IM) si trova collocato nella zona sismogenetica 910, ex area 22 di ZS4. (vedi fig. 1 – zonazione sismogenetica ZS9 a cura dell'INGV).

Fig. 1: Zonazione sismogenetica ZS9 del territorio italiano a cura dell'INGV

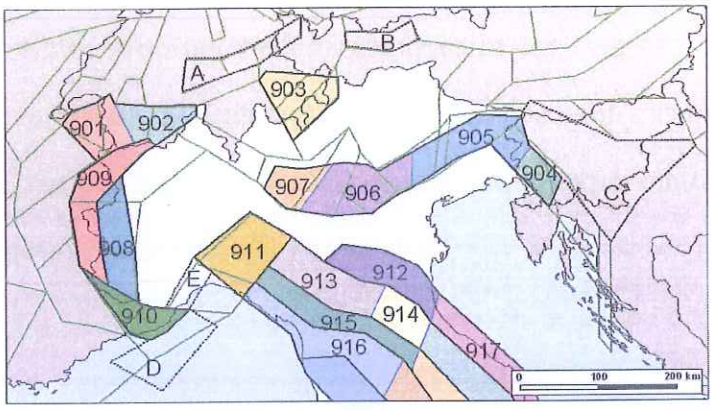


Figura 7 - Zonazione sismogenetica ZS9 per il Nord Italia (bordi in nero e blu) a confronto con la zonazione adottata dal progetto SESAME (bordi verdi, da Jiménez et al., 1991).

La zona 910 (22 in ZS4) è tuttora poco caratterizzata dal punto di vista sismo tettonico. Nonostante alcuni studi recenti (es. Eva et al. 2000, Larroque et al. 2001 e relativa bibliografia) ed il fatto che ad essa sia riferibile il forte terremoto del 1887 (Mw 6.29 in CPTI2). Dal punto di vista strutturale, essa è considerata (come il Vallese) l'area di svincolo che consente l'arretramento dell'arco alpino occidentale (Melletti et al., 2000). La zona 910 è peraltro caratterizzata da una sismicità più elevata dei settori di arretramento. Tale aspetto impone che essa venga separata dalle zone

adiacenti. Va ricordato che Jimenez et al. (2001) assumono una geometria simile alla zona 22 di ZS4 (figg. 1,7) ora trasferita nella proposta di figura 1.

SISMICITA' STORICA E MACROSISMICA

L'individuazione della sismicità storica e macrosismica dell'area è definita rispettivamente dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI11) e dal Database Macrosismico Italiano (DBMI11), entrambi redatti dall'INGV.

DBMI11 contiene 86071 MDP (Macroseismic Data Points) relativi a 1684 terremoti il cui epicentro ricade all'interno della nuova area CPTI (vedi CPTI11). I dati sono riferiti a 15416 località di cui 14150 in territorio italiano (Fig.1a).

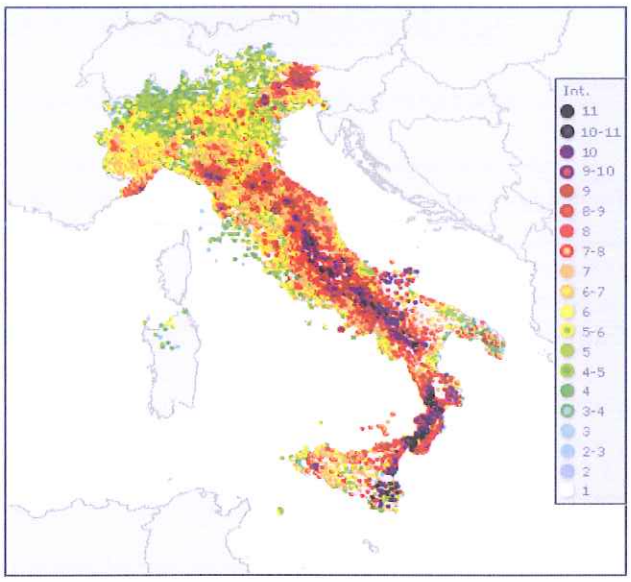


Fig. 1 – Plot delle intensità massime per le località italiane.

DBMI11 contiene dati di intensità relativi a 1681 terremoti che fanno parte di CPTI11 (Rovida et al., 2011), e in particolare relativi a:

a) 1484 terremoti i cui dati sono stati utilizzati per determinare i parametri che fanno parte di CPTI11;

b) 197 terremoti etnei, i cui dati non sono utilizzati per determinare i parametri che fanno parte di CPTI11, in quanto i relativi parametri sono stati

adottati direttamente dal Catalogo Macrosismico dei Terremoti Etnei (CMTE; http://www.ct.ingv.it/ufs/macro; Azzaro et al., 2000; 2002; 2006; 2009).

I dati di intensità che contribuiscono a DBMI11 rappresentano un sostanziale avanzamento rispetto a quelli che hanno contribuito a DBMI04 (Stucchi et al., 2007). Oltre a questi ultimi, per la compilazione di DBMI11 sono stati considerati i dati provenienti dagli studi rilasciati a tutto il 2007 appartenenti alle seguenti categorie (Appendice 1):

- CFTI4med (Guidoboni et al., 2007);
- studi storico-macrosismici e rilievi macrosismici di autori INGV;
- Catalogo Macrosismico dei Terremoti Etnei (CMTE);
- studi storico-macrosismici pubblicati da altri autori;
- selezione di dati del bollettino macrosismico INGV.

Le informazioni macrosismiche relative al Comune di Bordighera segnalano 13 osservazioni disponibili e riportate in fig. 3.

Nel diagramma della storia sismica limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4-5 in fig. 4.

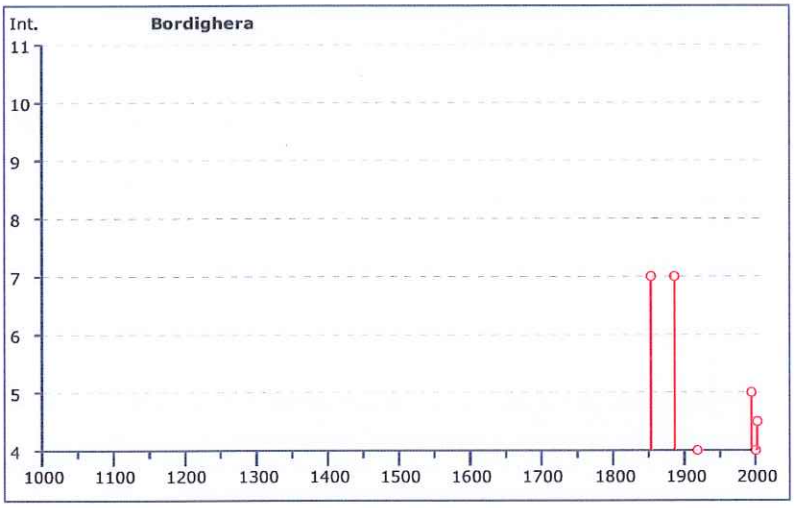
Fig. 3: Storia Macrosismica di Bordighera estratta dal DBMI11 a cura dell'INGV

Storia sismica di Bordighera
[43.782, 7.661]

Numero di eventi: 13

Effetti		In occasione del terremoto del:			
I[MCS]	**Data**	**Ax**	**Np**	**Io**	**Mw**
F	1831 05 26 10:30	Liguria occidentale	33	8	5.46 ±0.36
7	1854 12 29 01:45	Liguria occidentale-Francia	86		6.73 ±0.16
7	1887 02 23 05:21	Liguria occidentale	1516		6.97 ±0.15
3-4	1906 08 11 10:00	TAGGIA	82	5	4.52 ±0.18
4	1919 11 28 21:38	Alpi marittime	24	5-6	4.90 ±0.25
2	1920 09 07 05:55	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
2	1947 02 17 00:12	Alpi occidentali	283		5.03 ±0.37
3-4	1972 01 18 23:26	RIVIERA DI PONENTE	41	6-7	4.78 ±0.24
3	1989 12 26 19:59	Mar Ligure	290		4.60 ±0.22
NF	1993 07 17 10:35	Finale Ligure	336	5	4.51 ±0.10
5	1995 04 21 08:02	Riviera di Ponente	49		4.21 ±0.22
4	2001 02 25 18:34	Mar Ligure	59		4.50 ±0.09
4-5	2003 04 11 09:26	S. Agata Fossili	78	6	4.85 ±0.09

Fig. 4: Storia Macrosismica di Bordighera estratta dal DBMI11 a cura dell'INGV



PERICOLOSITA' SISMICA

Le NTC2008 adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica (definita al §3.2 NTC-08) l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base[5]", definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido di categoria A (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.II NTC-08) con superficie topografica orizzontale T1 (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.IV NTC-08) in condizione di campo libero, cioè in assenza di manufatti.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio (SLO e SLD) che ultimi (SLV e SLC), sono individuati riferendosi alle prestazioni

della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti.

Ai quattro stati limiti sono stati assegnati diversi valori della probabilità di superamento $\mathbf{Pv_R}$ (§ 3.2.1 Tabella C.3.2.1 NTC-08): la pericolosità sismica sul reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito *http://esse1.mi.ingv.it/* (vedi fig.5 – mappa interattiva di pericolosità sismica); considerando Pv_R pari a 10% e valori corrispondenti al 50esimo percentile per il sito d'intervento (coordinate riferite al datum ED50: *lat.* 43.787201, *long.* 7.651417) si ottiene un valore di accelerazione massima del suolo $\mathbf{a_g}$ compresa tra 0.125÷0.175g.

Infatti, poiché il sito non ricade in uno dei 10751 punti appartenenti alla maglia considerata nella pericolosità sismica di base, i valori di $\mathbf{a_g}$, così come i parametri $\mathbf{F_0}$ e $\mathbf{T^*_C}$ (definiti al §3.2 NTC-08), sono calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione contenuta nell'allegato A delle NTC-08.

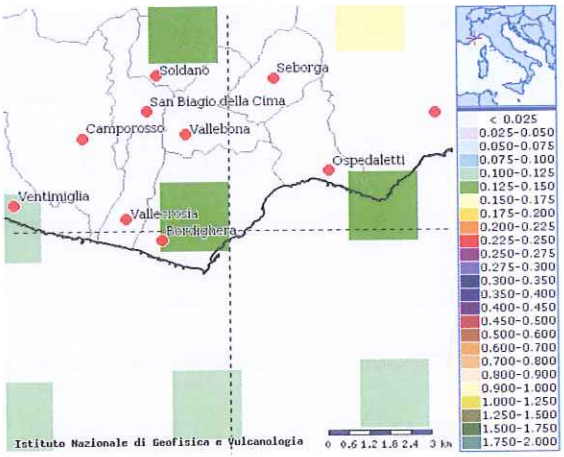
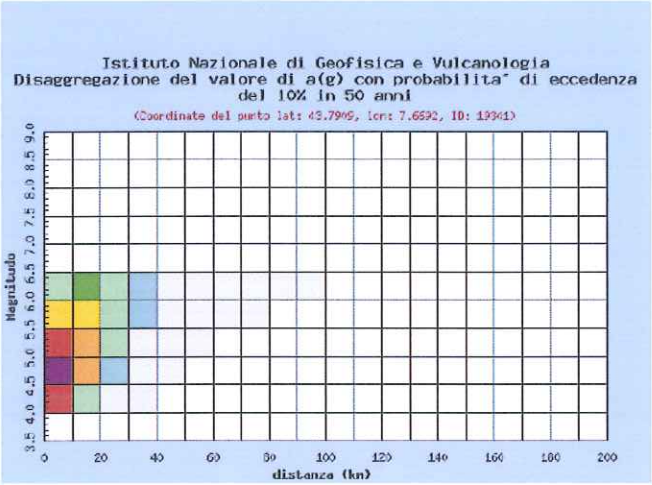


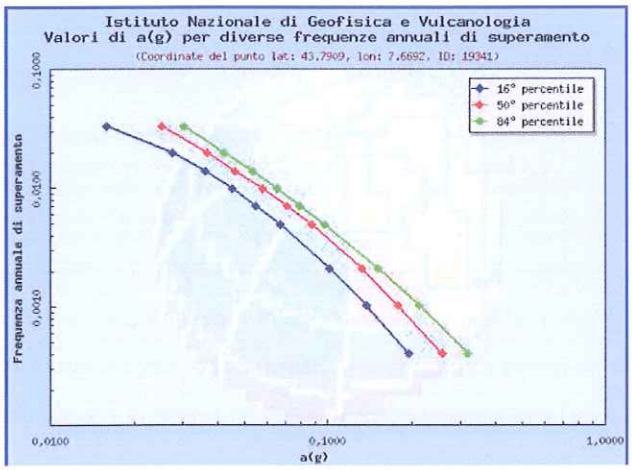
Fig. 5: Mappa interattiva di pericolosità sismica (http://esse1.mi.ingv.it/)

Progetto DPC-INGV - S1



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 43.7909, lon: 7.6692, ID: 19341)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	11.700	22.300	13.300	6.990	2.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	2.880	8.130	7.970	6.320	3.490	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.339	1.650	2.550	2.900	2.130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.002	0.233	0.776	1.220	1.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.004	0.130	0.328	0.370	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.011	0.082	0.118	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.140	11.100	0.386



Frequenza annuale di superamento	a(g) (Coordinate del punto lat: 43.7909, lon: 7.6692, ID: 19341)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.1947	0.2589	0.3181
0.0010	0.1377	0.1791	0.2121
0.0021	0.1016	0.1329	0.1518
0.0050	0.0671	0.0880	0.0972
0.0071	0.0550	0.0714	0.0793
0.0099	0.0451	0.0580	0.0658
0.0139	0.0360	0.0464	0.0536
0.0200	0.0274	0.0366	0.0420
0.0333	0.0159	0.0251	0.0301

CLASSIFICAZIONE SISMICA DELLA REGIONE LIGURIA

Il comune di Bordighera precedentemente classificato in zona 3 (pga= 0,150g) con D.G.R. 530/2003, ricade con la nuova normativa sismica in **zona 3 sottozona 3S** con **pga = 0,180g**;

- ***INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA DEI RAPPORTI SPETTRALI O HVSR***

La presente indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V, ed è finalizzata alla caratterizzazione sismica del sottosuolo, con l'individuazione delle discontinuità sismiche nonché la profondità del bedrock geofisico. Con tale metodo viene stimata la velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs30) come esplicitamente richiesto dal D.M. 14.1.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

1. Cenni teorici

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

• *la* ***frequenza caratteristica di risonanza del sito*** *che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno*

adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;

- *la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;*
- *la **velocità media delle onde di taglio Vs** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la Vs30 e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dal D.M. 14.1.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).*
- *la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso;*

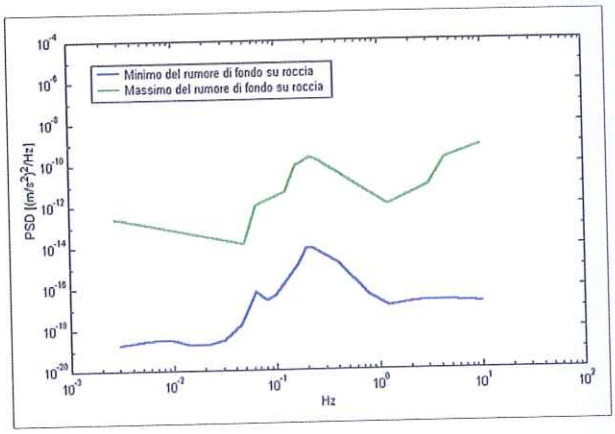
Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva.

Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione relativa alla sorgente viene persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni relative al percorso del segnale ed in particolare relative alla struttura locale vicino al sensore.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartate dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli, informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

2. Strumentazione e metodologia

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale modello "Tromino" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in altra risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna da 512 Mb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.



Nella figura a lato si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra.

Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

I dati sono stati convertiti in file ASCII mediante il software "Grilla", fornito a supporto dello strumento utilizzato, quindi elaborati per ottenere spettri di velocità in funzione della frequenza. Per evitare di introdurre basse frequenze spurie i dati sono stati corretti per offset e trend ma non filtrati così come raccomandato dalla norma DIN 4150-3.

In fase operativa si sono seguite le seguenti operazioni:

1. *il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo dell'ordine delle decine di minuti (circa 20 minuti);*
2. *la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;*
3. *per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti;*
4. *per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali fra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale;*
5. *vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.*

Per considerare la misura ottenuta come una stima dell'ellitticità delle onde di Rayleigh è necessario che:

1. *i rapporti H/V ottenuti sperimentalmente siano "stabili" ovvero frutto di un campionamento statistico adeguato;*
2. *gli effetti di sorgente siano stati effettivamente mediati ovvero non ci siano state sorgenti "dominanti";*
3. *la misura non contenga errori sistematici (per es. dovuti ad un cattivo accoppiamento dello strumento con il terreno).*

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSR) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981). Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati (limitati a 50 nella tabella d'input), in qualsiasi intervallo di frequenze e in un qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori).

Operativamente si costruisce un modello teorico HVSR avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita. Successivamente, tramite uno specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale, ottenendo in tal modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde Vs.

3. Risposta sismica locale e frequenza fondamentale di risonanza

Per risposta sismica locale si intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S).

Nel presente lavoro viene utilizzata la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale H/V=1) con quello effettivamente misurato in superficie. La rappresentazione di un moto sismico può essere espressa sia nel campo del tempo che delle frequenze.

Per capire la procedura per il calcolo del moto sismico in superficie analizziamo un caso semplificato di un deposito di terreno omogeneo di spessore H, poggiante su un basamento roccioso soggetto ad onde di taglio con direzione di propagazione verticale. Se le onde di taglio verticali incidenti sono sinusoidali di frequenza f, l'accelerazione sull'affioramento rigido è una sinusoidale di frequenza f e ampiezza a_{maxr} *mentre la corrispondente accelerazione alla superficie del deposito, anch'essa sinusoidale di frequenza f, ha ampiezza paria ad* a_{maxs}*. Il rapporto* a_{maxr} / a_{maxs} *prende il nome di fattore di amplificazione "A", e dipende dalla frequenza dell'eccitazione armonica, dal fattore di smorzamento del terreno e dal rapporto I=(σbVb)/(σsVs) tra l'impedenza sismica della roccia di base σbVb e quella del deposito σsVs.*

La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione A(f) del deposito. Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, che corrispondono alle frequenze naturali fn di vibrazione del deposito:

$$fn = 1 / Tn = (Vs*(2n - 1)) / (4*H) \text{ con } n = 1, 2, \ldots\ldots, \qquad [3.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito f1, denominata ***frequenza fondamentale di risonanza****:*

$$f1 = 1 / T1 = Vs / 4H \qquad [3.2]$$

Interpretazione delle misure eseguite

L'interpretazione delle misurazioni eseguite ha consentito di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del bedrock geofisico e di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche e i cambi litologici presenti nell'immediato sottosuolo.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell' onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, è stato possibile ricavare il valore di frequenza caratteristica del sito. Sapendo che ad ogni picco in frequenza corrisponde una profondità [m] dell'orizzonte che genera il contrasto d'impedenza si può estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

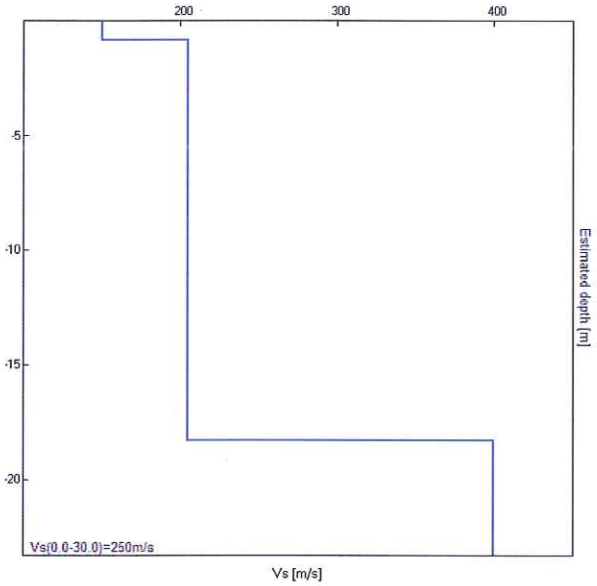
Le registrazione di microtremore effettuate sul sito di progetto hanno dato luogo alla curva H/V rossa (grafico HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO di seguito riportato). (vedi tavola allegata ubicazione prove – ed elaborati)

Prova n. 1 - Eseguita nella zona in cui sorgerà il ristorante

La frequenza caratteristica di risonanza del sito risulta generata dalla discontinuità sismica localizzata alle frequenze corrispondenti al picco della curva rappresentata

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	150	0.42
18.30	17.50	205	0.42
inf.	inf.	400	0.42

Vs(0.0-30.0)=250m/s

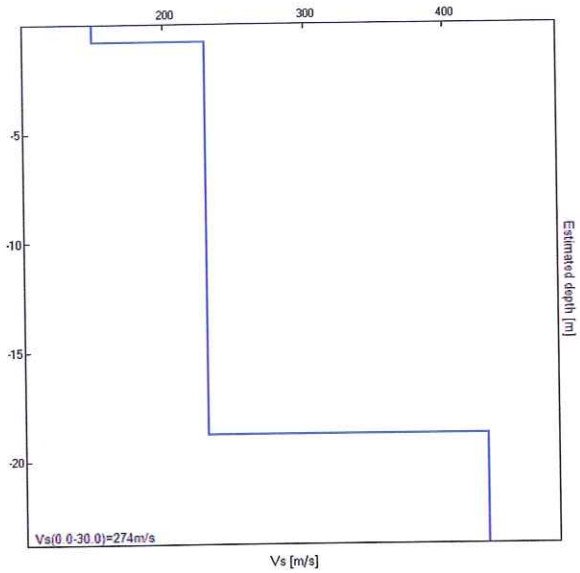


Prova n. 2 - Nella zona in cui verrano realizzati i servizi

La frequenza caratteristica di risonanza del sito risulta generata dalla discontinuità sismica localizzata alle frequenze corrispondenti al picco della curva rappresentata

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	150	0.42
18.80	18.00	230	0.42
inf.	inf.	430	0.42

Vs(0.0-30.0)=274m/s



CATEGORIA DI SOTTOSUOLO – CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categoria del suolo di fondazione (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.II NTC-08):

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

Caratteristiche della superficie topografica (§ 3.2.2 Tabella C.3.2.IV NTC-08):

- **T1** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°

Per la valutazione dell'azione sismica, in relazione alla categoria di sottosuolo ed alle condizioni topografiche sopraelencate, si determinano i seguenti coefficienti di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 Tabella C.3.2.V NTC-08) e topografica (§ 3.2.3.2.1 Tabella C.3.2.VI NTC-08):

Tabella 3.2.V – *Espressioni di* S_S *e di* C_C

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

Coefficienti amplificazione stratigrafica

$$S_S = 1 \qquad C_C = 1$$

Coefficienti amplificazione topografica

$$S_T = 1,0$$

PARAMETRI SISMICI

Utilizzando il software freeware *Geostru PS* sono stati determinati relativamente ai diversi stati limite (SLO, SLD, SLV e SLC) i parametri

sismici a_g, F_0 e T^*_C necessari per la determinazione delle azioni sismiche e definiti i coefficienti sismici S_S, C_C, S_T.

Parametri sismici Geostru PS (Edifici)

Tipo di elaborazione: Fondazioni

Sito in esame.
latitudine: 43.787201 [°]
longitudine: 7.651417 [°]
Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Vita nominale: 50 [anni]
Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	19340	43.787400	7.600183	4112.7
Sito 2	19341	43.790850	7.669201	1484.1
Sito 3	19563	43.740970	7.673985	5450.8
Sito 4	19562	43.737530	7.604959	6665.2

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0.024	2.536	0.184
Danno (SLD)	63	50	0.035	2.591	0.202
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0.126	2.452	0.290
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0.169	2.491	0.305

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1.500	1.840	1.000	0.007	0.003	0.357	0.180
SLD	1.500	1.780	1.000	0.010	0.005	0.521	0.180
SLV	1.500	1.580	1.000	0.045	0.023	1.848	0.240
SLC	1.450	1.550	1.000	0.059	0.029	2.408	0.240

Geostru software - www.geostru.com

VERIFICA DELLE POSSIBILITA' DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I terreni di fondazione del fabbricato in progetto ricadono poco al di sopra del livello medio della falda freatica; la verifica vista la stratigrafia dei terreni e la profondità del piano di fondazione viene effettuata sui livelli di terreno sabbiosi posto a partire dal p.c. le cui caratteristiche geotecniche sono state prima riportate.

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

I fenomeni di liquefazione interessano in genere depositi sabbiosi saturi e dipendono principalmente da: proprietà geotecniche dei terreni, caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata, genesi e storia geologica dei terreni.

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti.

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far si che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato

indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Le NTC richiedono una verifica alla suscettibilità di liquefazione dei terreni del sito sul quale insiste un manufatto. 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.

Prima della vera e propria verifica della suscettibilità di liquefazione le NTC propongono una griglia di casi per i quali il sito non presenta possibilità di liquefazione dei terreni; le NTC recitano:

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

circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo *M* inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di
campo libero) minori di 0,1*g*;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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;
5. 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.

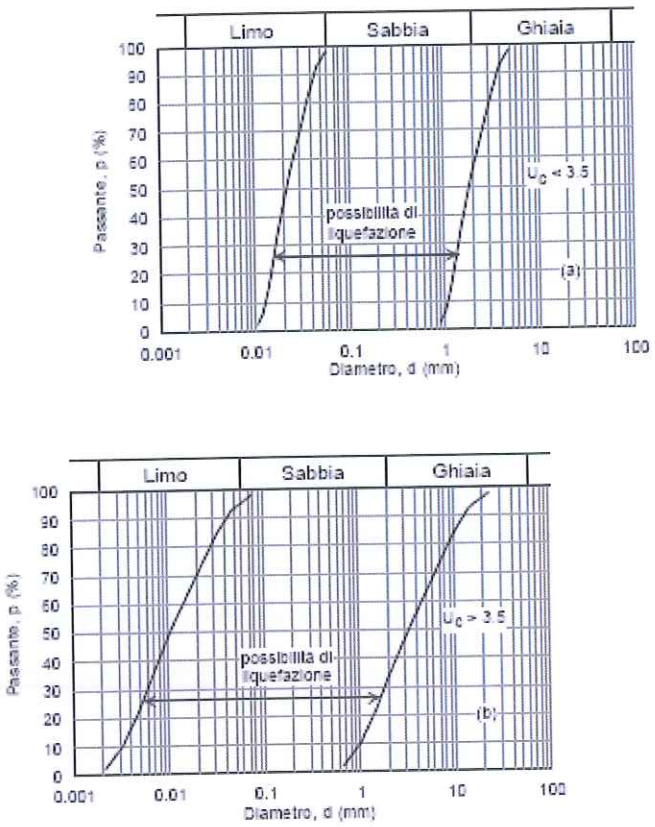


Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

Quando nessuna delle condizioni precedenti "risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto (Fs) tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

CRITERIO di Seed e Idriss (1982)

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, viene schematizzata come una storia regolare di sollecitazioni pari al 65% del valore massimo attraverso la relazione:

CSR = Tmedia/ Svo' = 0,65 ag Svo/Svo' rd/Msf

dove:

ag = accelerazione sismica campo libero su roccia riferita all'accelerazione di gravità 0,124 nel nostro caso);
Sv0 = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
Sv0' = 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 (6,3 nel nostro caso).

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 sollecitazione sismica introducendo il coeff correttivo Msf di cui sopra.

Di seguito tabella per l'individuazione del fattore correttivo (a destra):

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

La grandezza CRR è la resistenza agli sforzi di taglio, normalizzata rispetto alla tensione efficace verticale iniziale ***CRR = Tult/ Svo'*** che può essere valutata da misure della velocità delle onde di taglio Vs normalizzate secondo la relazione.

$$CRR_{7.5} = a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right) \qquad (6.25)$$

dove:

- V_{s1}^* è il limite superiore di V_{s1} per il verificarsi della liquefazione, assunto come linearmente variabile tra 200 m/s per terreni con contenuto di fine del 35% e 215 m/s per terreni con contenuto di fine del 5% o inferiore.
- a e b sono due parametri empirici che, in prima approssimazione, possono essere assunti rispettivamente pari a 0.022 e 2.8 [Andrus e Stokoe, 1997].

L' Eq. (6.25) è stata ottenuta attraverso un'operazione di adattamento ai minimi quadrati a dati sperimentali, in modo analogo a quanto visto per gli approcci basati su prove SPT e CPT (Fig. 6.14). Occorre osservare che non è possibile estendere tale curva per V_{s1} inferiore a 100 m/s, perché non sono disponibili dati sperimentali relativi a tali valori.

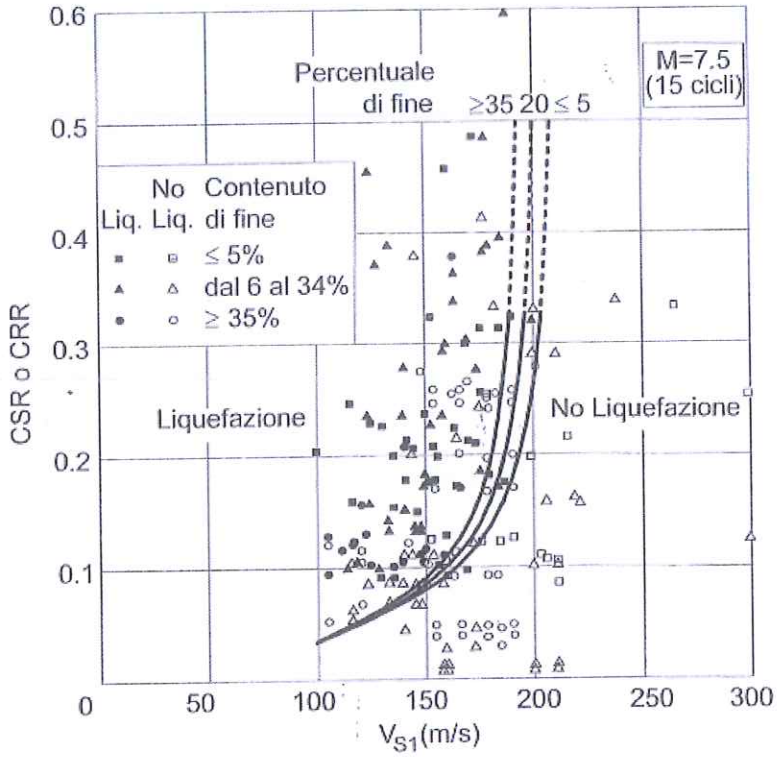


Fig. 6.14 Relazione tra CRR e V_{s1} [modificata da Youd *et al.*, 2001]

con: Vs a partire dai terreni saturi (-3.50 m) = 150 m/s

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia Fs > 1.25

Nel nostro caso Fs = CRR/CSR = 0,100/0,068 = 1,47

Per cui i terreni di substrato di fondazione non risultano liquefacibili

Note Geotecniche

Trattandosi di una fase preliminare, dove si tende a verificare dal punto di vista geologico-tecnico la fattibilità dell'intervento, la caratterizzazione litostratigrafica e geognostica delle coltri costituenti il substrato geologico dell'area è stata ricostruita sulla base delle conoscenze inerenti il sito in esame. Si rammenti, inoltre, che la sede d'intervento attualmente utilizzata, preclude la possibilità di eseguire in questa fase indagini in situ. Naturalmente antecedentemente alla fase esecutiva andranno eseguite un numero congruo di prove geognostiche per determinare i parametri geotecnici specifici e le più opportune modalità d'intervento.

In relazione a prove geognostiche eseguite in aree limitrofe ed a scavi operati in siti attigui la conformazione del sottosuolo è caratterizzata da potenti alluvioni di natura sabbio-ghiaiosa alternantesi con sottili livelli limo-sabbiosi. Le varie unità litologiche, costituite da alternanze di livelli competenti con livelli molli, tipiche intercalazioni di ambienti fluvio-salmastri, presentano spesso fenomeni d'interdigitazione ed andamenti lenticolari assumendo potenze differenti anche in aree geografiche limitate.

A carattere indicativo i litotipi possono essere distinti in due complessi principali:

- livelli sabbio-limosi, interdigitati da passate ghiaio-sabbiose, generalmente sciolte e poco coerenti, di relativo rilievo geotecnico
- strati di sabbie e ghiaie, in genere compatte ed addensate, dotati di buone caratteristiche geotecniche Si rileva anche la presenza di un falda freatica, generalmente localizzata nel complesso sabbio- ghiaioso, ad una quota di circa 3.50 - 4.00 m. dal piano campagna.

Il progetto, come illustrato in tav. 2, prevede la realizzazione di un piano di garage interrati; l'area verrà poi ricoperta dal sedime del fabbricato (vedi tav.5 – sezioni geologiche interpretative).

Un sondaggio eseguito in un ambito limitrofo, eseguito ad una quota di 2.47 s.l.m.m. – sulla passeggiata a mare, nel tratto antistante il Seminario all'inizio della massicciata ferroviaria.

Stratigrafia del Sondaggio n. 1

Da 0.00 a -0.80 ♦ ghiaia e blocchi di natura eterogenea privi di matrice

Da -0.80 a – 2.00 ♦ ghiaia con sabbia di natura eterogenea materiale di ripascirnento con ciottoli di fiume molto arrotondati

Da -2.00 a – 3.60 ♦ sabbia ghiaiosa con ciottoli eterogenei di dimensioni anche decimetnce matrice sabbiosa granulare color beige chiaro (S.P.T. -3.00 PC ❑ Q.A. -0.53 ▼7/14/10)

Da -3.60 a – 4.40 ♦ghiaia e ciottoli eterogenei spesso molto arrotondati con matrice sabbioso granulare grigiastra

Da -4.40 a – 4.80 ♦ ghiaia con ciottoli eterogenei dimensioni anche decimetriche, matrice sabbiosa granulare beige chiaro (S.P.T. -4.50 PC ❑Q.A. – 2.03 ▼22/18/23)

Da -4.80 a – 5.50 ♦ sabbia granulare marroncina con inclusione di ghiaia e ciottoli eterogenei sia appiattiti che arrotondati

Da -5.50 a – 7.00 ♦sabbia granulare color marrone chiaro con ghiaia di dimensioni centimetriche di natura poligenica (S.P.T. -6.00 PC ❑Q.A. – 3.53 ▼9/14/6)

Da -7.00 a – 8.50 ♦sabbia debolmente ghiaiosa di color marrone scuro con ciottoli di natura poligenica (S.P.T. -7.50 PC ❑Q.A. – 5.03 ▼6/9/11)

Da -8.50 a – 10.00 ♦ sabbia grigio-brunastra con piccoli ciottoli di natura poligenica

Da -10.00 a – 15.00 ♦ intervelli monotoni di sabbie grigiasaire, da medio fini a fini con sottili livelli limosi e limo-sabbiosi, di colori sfumanti intorno al grigio chiaro ed al grigio topo, piccoli livelli leggermente torbosi ma di non considerevole importanza

Durante il sondaggio sono state eseguite delle prove penetrometriche per determinare lo stato d'addensamento delle alluvioni.

L'insieme dei dati ottenuti, unitamente alle conoscenze sul sito in esame, permette di eseguire una ricostruzione dettagliata del sottosuolo in esame e valutare e quantificare le effettive capacità portanti del piano di fondazione.

Delineandosi un'insieme omogeneo, con caratteristiche geomeccaniche similari, facilmente deducibile dalla tav. 4, il terreno di fondazione è stato considerato in modo isotropo estrapolando i valori caratteristici dello stesso. Naturalmente, antecedentemente alla fase esecutiva, dovranno essere eseguiti un'insieme di assaggi meccanici per verificare nel dettaglio le ipotesi progettuali e soprattutto le delineare la tipologia fondazionale degli edifici circostanti.

- Prova S.P.T. -

La prova S.P.T. consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di una punta conica a partire dal fondo del foro di sondaggio. La resistenza risulta in funzione delle caratteristiche e del tipo di terreno.

La prova consiste nel far cadere un maglio di 63.5 Kg., da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitata la punta conica.

Il numero di colpi (N) necessario per una penetrazione di 300 mm, a seguito di una penetrazione di 150 mm di infissione dinamica per il posizionamento, viene assunto come indice di resistenza alla penetrazione.

Le caratteristiche proprie del mezzo sono le seguenti:

M (peso del maglio) = 63.5 Kg.	*h (altezza della caduta di M) = 76.4 cm.*
A (sezione della punta) = 20 cm^2.	*E (energia teorica) = 48.5 Kgf.m*
Metodo d'infissione = gravità	*Dispositivo d'infissione = Pilcon (Nenzi) automatico*
ER_{im} (Valore rendimento medio) ≅ 60 %	

Il valore di N_{SPT} devono essere normalizzati in funzione dell'influenza della pressione, riferendolo alla pressione verticale efficace σ'_{vo}= 1 Kgf/cm^2, mediante l'espressione: $N_1 = C_N \times N_{SPT}$

dove C_N è un coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{vo} e ricavabile dall'espressione: $C_N = 1/\sigma'^{(n)}_{vo}$

introducendo n = 0.56 (*Jamiolkowski et al. 1985*) oppure n= 0.5 (*Liao e Whitman, 1985*)

Inoltre il valore N_{SPT} va normalizzato anche in funzione del dispositivo di battitura, in funzione del $\mathbf{ER_{im}}$ ed ad un rendimento di riferimento pari al 60% (N_{60}): $N_{60} = (ER_{im}/60) \times N_{SPT}$.

in genere queste correzioni vengono attuate in contemporanea applicando la seguente formula:

$$\mathbf{(N_1)_{60}} = C_N (ER_{im}/60) \times N_{SPT} = \frac{ER_{im} \times N_{SPT}}{60/\sigma'_{vo}}$$

adottando il valore di $(N_1)_{60}$, il numero di colpi dipenderà esclusivamente dalle caratteristiche del terreno.

- Determinazione della Pressione di contatto ammissibile

La pressione di contatto ammissibile (p_{amm}) , viene determinata penalizzando con opportuno coefficiente di sicurezza la pressione ultima del terreno.

In Italia si considera un coefficiente di sicurezza $\eta = 3$

In effetti il coefficiente di sicurezza dovrebbe essere determinato nel modo seguente modo: (A1)

$$\eta = \frac{p_{ult}}{p_{amm}}$$

La portanza teorica per un terreno, in caso di carico centrato e fondazione nastriforme su terreno omogeneo, risulta così valutabile: (A2)

$$p_{amm} = \frac{p_{ult}}{\eta} = \frac{b}{} [\alpha (N_q - 1) \frac{t}{b} + \alpha \frac{N_y}{2}]$$

dove :

N_q e N_y = fattori di portanza
t = profondità del piano di posa
b = larghezza della fondazione

La pressione ammissibile può anche essere espressa non solo in funzione dei fattori teorici N_q ed N_y, ma anche in funzione del numero di colpi N del S.P.T. che è legato sperimentalmente alle caratteristiche significative di resistenza del terreno. Le prove S.P.T. risultano

particolarmente utili sui terreni incoerenti, in quanto non risulta possibile prelevare dei campioni indisturbati sui quali eseguire prove di laboratorio.

Studi eseguiti da Meyerhof e Terzaghi e Peck hanno determinato una serie di correlazioni che possono essere schematizzate in funzione al rapporto tra la profondità delle fondazioni ed il piano di posa delle stesse.

Nel calcolo della p_{amm} occorrerà , anche tenere in considerazione la posizione della falda freatica, valutando la sua influenza sulla base della seguente relazione: (A3)

$$p_{amm\ rid.} = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \times \frac{t_w}{t + b}\right) \times p_{amm}$$

dove:

$p_{amm\ rid}$ = pressione ammissibile di contatto ridotta
p_{amm} = pressione ammissibile di contatto
t = profondità di posa della fondazione
b = larghezza della fondazione
t_w = quota della falda

Si ricordi che in caso di $t_w \leq t$ è necessario deprimere la falda e computare la sottospinta idrostatica agente sulle fondazioni.

Meyerhof fornisce relazioni sperimentali fra p_{amm} ed il valore della resistenza alla penetrazione delle S.P.T. e della resistenza alla punta R_p del penetrometro statico. (A4)

$$p_{amm} \cong \frac{N}{10} \cong \frac{R_p}{40} \text{ (bar)}$$

In presenza di falda freatica, occorre correggere tale valore sulla base della relazione (A3)

Per fondazioni non superficiali ed addensamento da medio a basso, Peck propone la seguente relazione indipendentemente dalla larghezza della fondazione b (A5)

$$p_{amm} = \frac{N}{5}$$

Nel caso di falda freatica interagente con le fondazioni, il valore della p_{amm} va ridotto in base alla relazione (A3)

Nel nostro caso specifico esaminiamo la portanza utile alle varie quote:

$p_{amm} = \frac{N}{5}$ (Peck)	$P_{amm} \cong \frac{N}{10}$ (Meyerhof)

Quota - (2.00) - $(N_1)_{60}$ = 8 quota falda = -4.00 da cui p_{amm} = 1.6 Kg/cm^2 (Peck) da cui p_{amm} = 0.8 Kg/cm^2 (Meyerhof) $P_{amm.\ Media}$ = 1.2 Kg/cm^2	Quota - (3.00) - $(N_1)_{60}$ = 19 quota falda = -4.00 da cui p_{amm} = 3.8 Kg/cm^2 (Peck) da cui p_{amm} = 1.9 Kg/cm^2 (Meyerhof) $P_{amm.\ Media}$ = 2.8 Kg/cm^2

- Determinazione dell'angolo di attrito interno

L'angolo di attrito interno viene calcolato in base alla relazione di De Mello (1971) che ha elaborato i dati proposti da Gibbs e Holtz (1957), determinando tale valore in funzione di $\varphi' = f(N_{SPT}, \sigma'_{vo})$, oppure con la correlazione proposte da (Yukitake Shioi e Jiro Fukini,1982):

$$\varphi' = 0.3\ N_{SPT} + 27\ (°)$$

Quota - 2.00 $(N_1)_{60}$ = 8 da cui φ' = 29°

Quota - 3.00 $(N_1)_{60}$ = 19 da cui φ' = 32°

Utilizzando come piano di posa delle strutture i livelli sabbiosi-ghiaiosi si può prevedere una congrua portanza del terreno.

Naturalmente, nella fase esecutiva sarà verificata puntualmente la capacità portante del terreno e l'omogeneità del piano di fondazione. Dovrà essere accertata l'assenza di livelli molli che potrebbero indurre cedimenti differenziali, sia a breve termine, in concomitanza con l'applicazione del carico, che a lungo termine, per diverso assestamento degli strati sottostanti.

Le fondazioni dei fabbricati, dimensionate opportunamente ai carichi da trasmettere al terreno, dovranno essere preferibilmente di tipo continuo per evitare eventuali cedimenti o assestamenti della struttura.

Dovranno essere valutate le modalità di sterro e di esecuzione delle opere in progetto, in base ai dati scaturiti dalle ulteriori indagini.

Si rammenta che tutto il progetto dovrà essere eseguito a regola d'arte, con un'assidua assistenza geologica e dei tecnici competenti in materia. L'opera andrà impermeabilizzata e dotata di opportuni mezzi per l'eventuale evacuazione di acque reflue.

Non si rilevano quindi controindicazioni di natura geologico-tecnica per la fattibilità delle opere in progetto.

Bordighera 18.04.2016

ORDINE REGIONALE DEI GEOLOGI DELLA LIGURIA
A.P. n. 134
AMPELIO VERRANDO
GEOLOGO
Data iscr. 03-07-1980

ALLEGATI

ORDINE REGIONALE DEI GEOLOGI DELLA LIGURIA
A.P. n. 134
AMPELIO VERRANDO
GEOLOGO
Data iscr. 03-07-1986

Studio di Geologia

Ampelio VERRANDO – GEOLOGO
C.so Italia n.26 – 18012 BORDIGHERA (IM)
☎ 0184/26.64.40 – 335/22.74.09
e_mail – geoverrando@tin.it

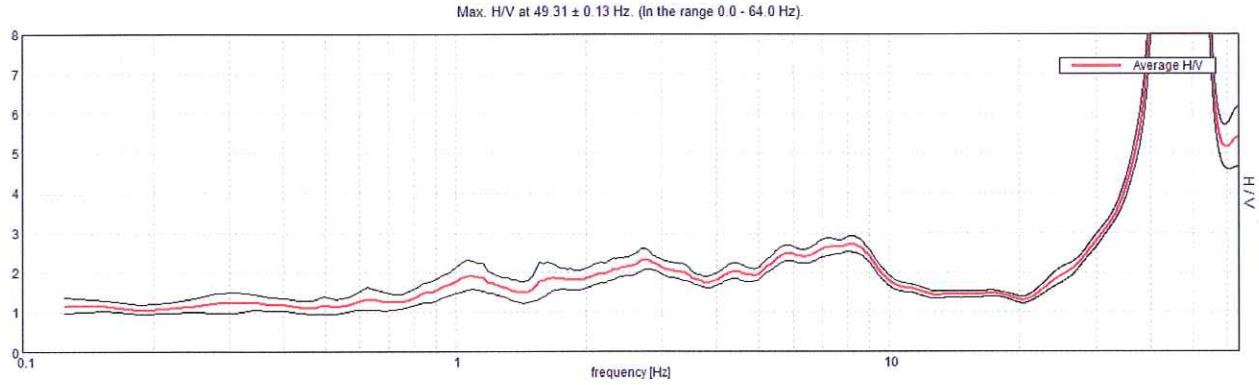
– Prova n. 1 –

Committente : Mariani Elena

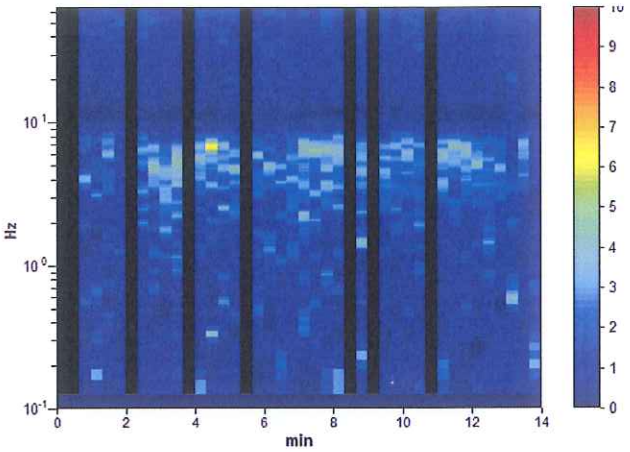
Instrument: TRZ-0089/01-10
Data format: 16 byte
Full scale [mV]: n.a.
Start recording: 11/04/16 17:00:00 End recording: 11/04/16 17:16:00
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h14'00". Analyzed 81% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

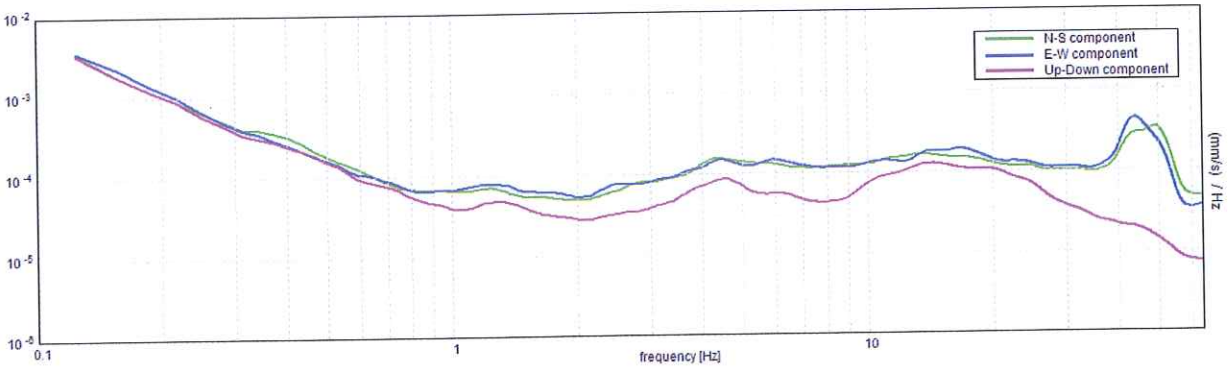
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



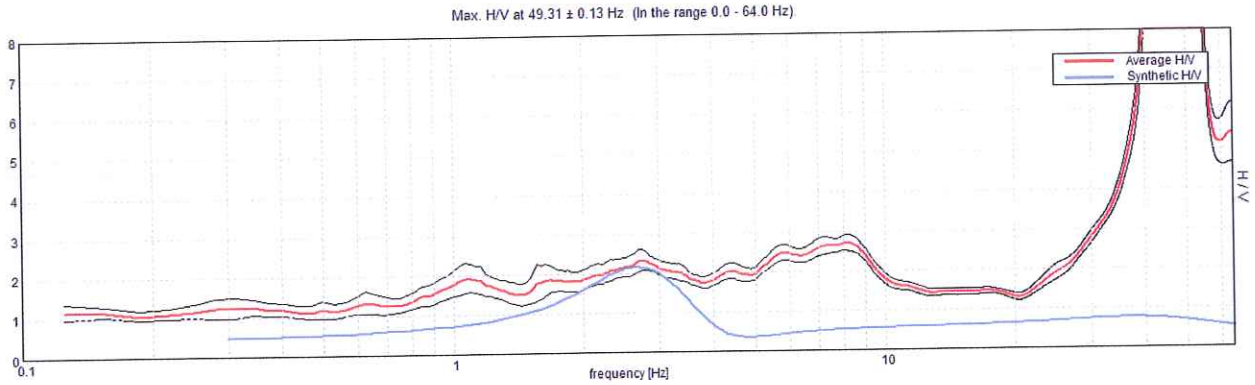
H/V TIME HISTORY



SINGLE COMPONENT SPECTRA

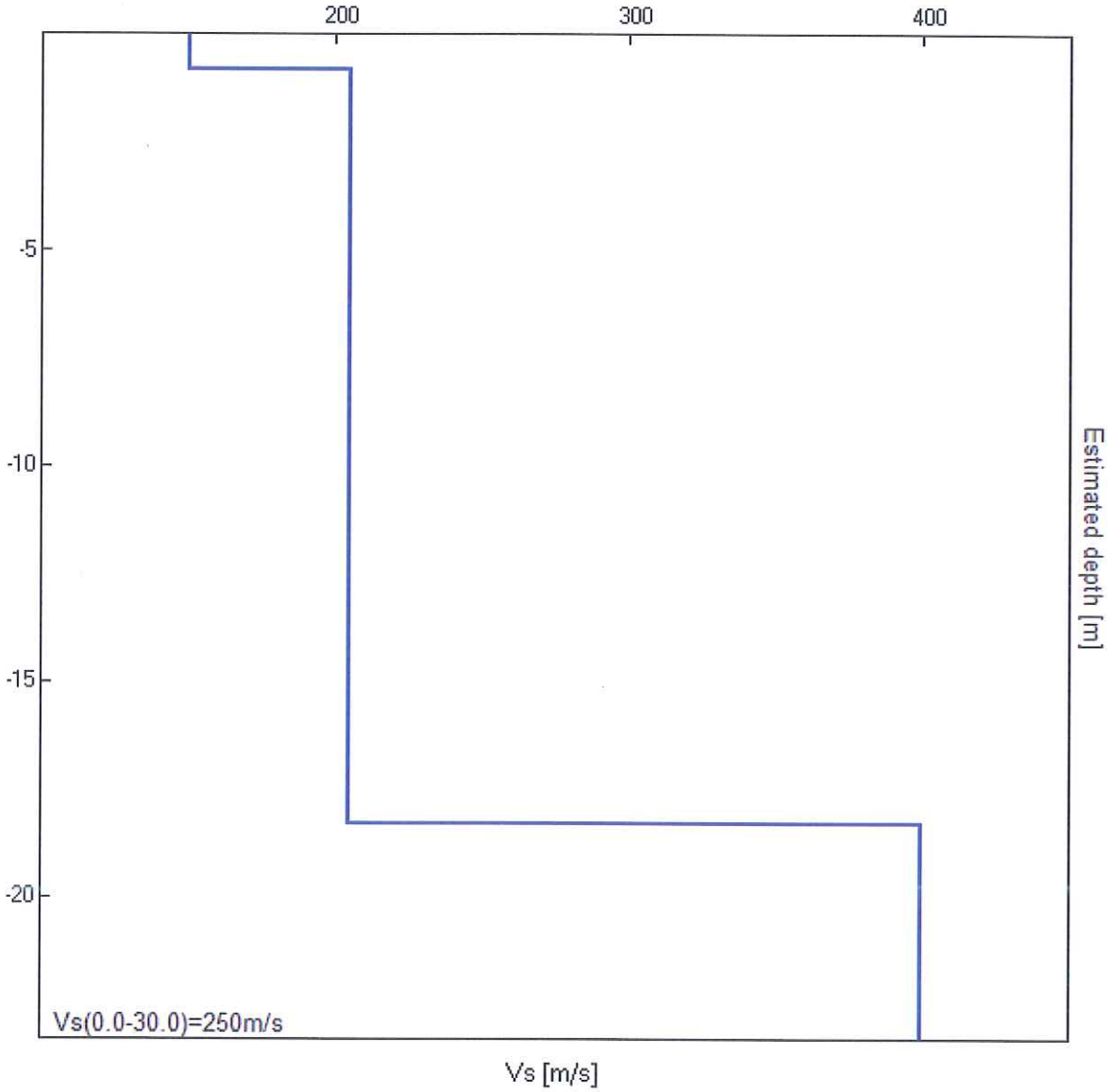


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	150	0.42
18.30	17.50	205	0.42
inf.	inf.	400	0.42

Vs(0.0-30.0)=250m/s


200
300
400
-5
-10
-15
-20
Estimated depth [m]
Vs(0.0-30.0)=250m/s
Vs [m/s]

[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 49.31 ± 0.13 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	49.31 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	29587.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$Hz $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$Hz	Exceeded 0 out of 1260 times	OK	
Criteria for a clear H/V peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	40.438 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	54.406 Hz	OK	
$A_0 > 2$	19.23 > 2	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	|0.00263| < 0.05	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.12948 < 2.46563	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.3763 < 1.58	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{logH/V}(f)$	standard deviation of log $A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{logH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

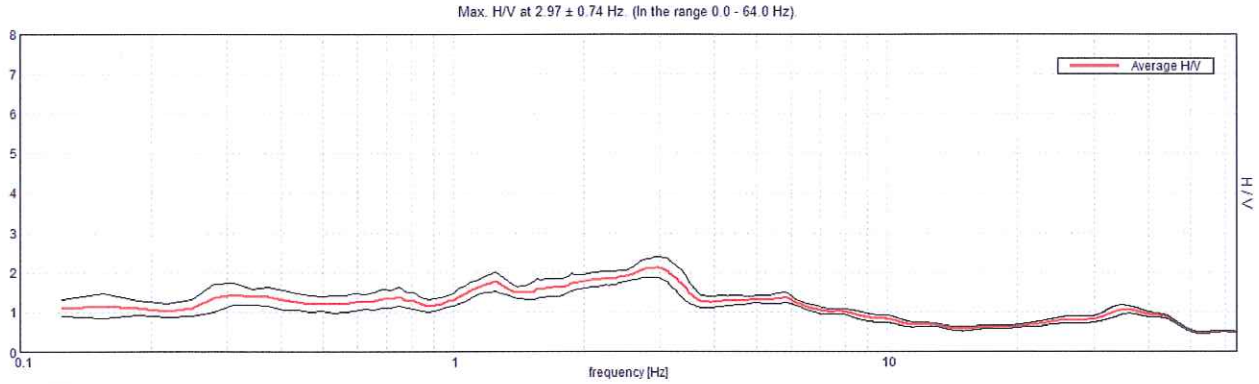
– Prova n. 2 –

Committente : Mariani Elena

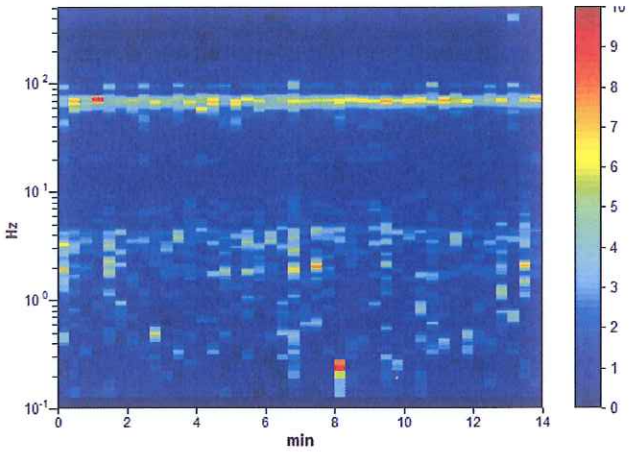
Instrument: TRZ-0089/01-10
Data format: 16 byte
Full scale [mV]: n.a.
Start recording: 11/04/16 17:20.00: End recording: 11/04/16 17:34:00
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h10'00". Analysis performed on the entire trace.
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

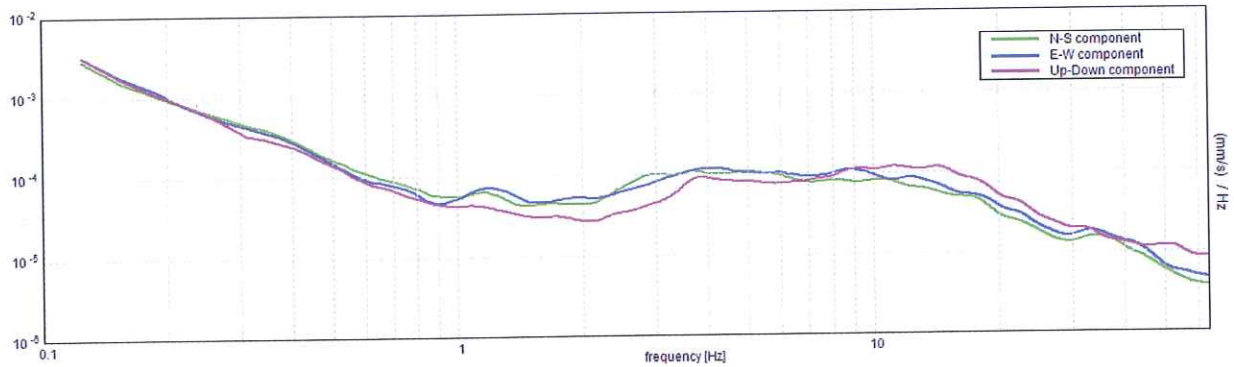
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



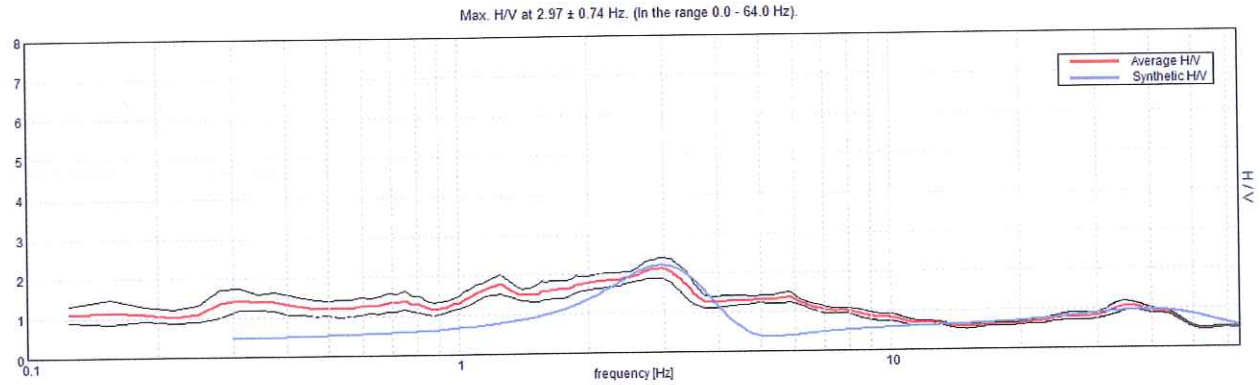
H/V TIME HISTORY



SINGLE COMPONENT SPECTRA

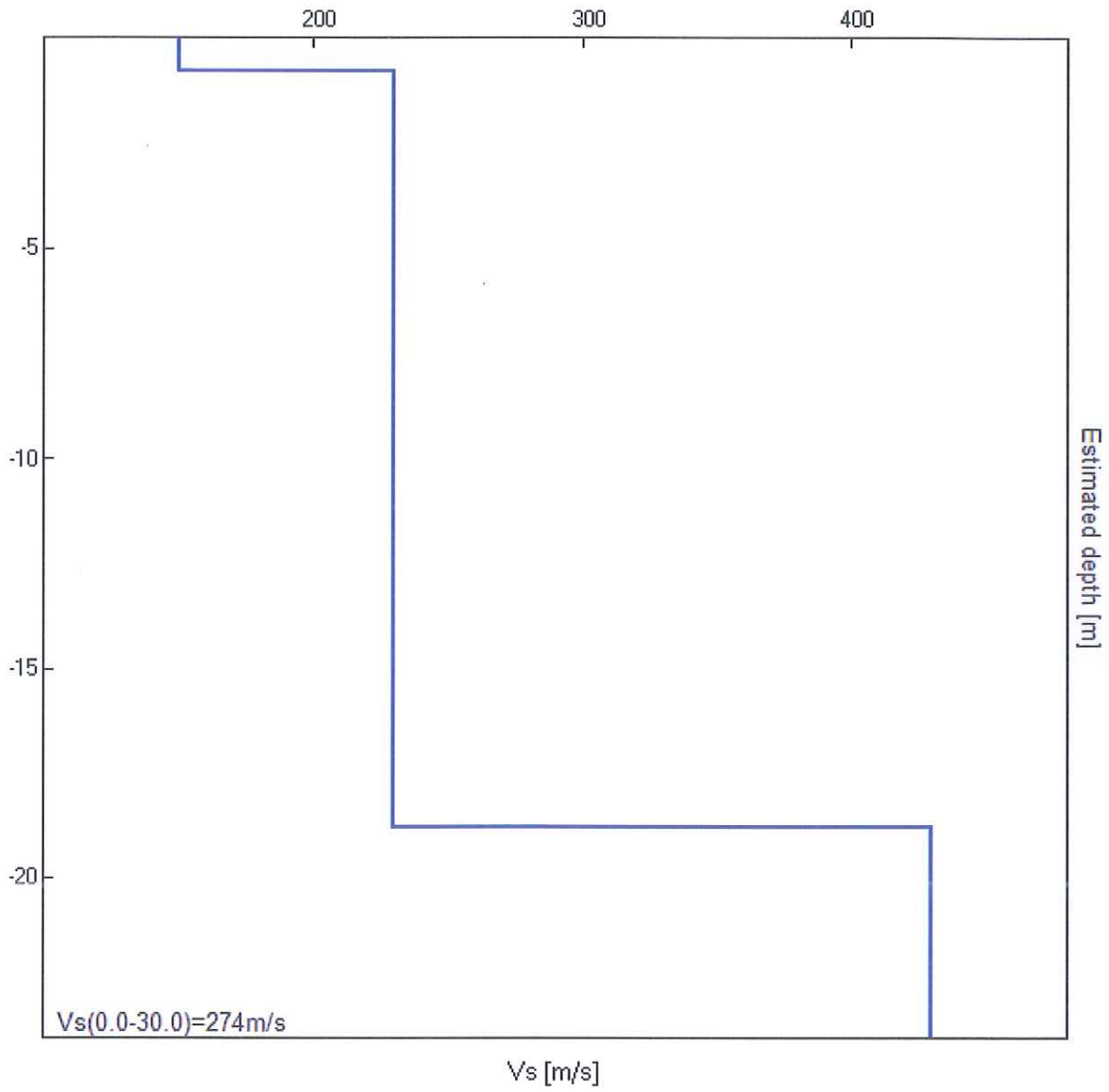


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	150	0.42
18.80	18.00	230	0.42
inf.	inf.	430	0.42

Vs(0.0-30.0)=274m/s


200
300
400
-5
-10
-15
-20
Estimated depth [m]
Vs(0.0-30.0)=274m/s
Vs [m/s]

[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 2.97 ± 0.74 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	2.97 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	1781.3 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$Hz $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$Hz	Exceeded 0 out of 144 times	OK	
Criteria for a clear H/V peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$		OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	6.938 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.14 > 2	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	0.24888 < 0.05	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.73885 < 0.14844		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2694 < 1.58	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{logH/V}(f)$	standard deviation of log $A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{logH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20