



GEOLOGI ASSOCIATI
Dr. Demetrio Bastianelli – Dr. Flavio Carlini

47843 Misano Adriatico (RN) – Via Repubblica, 75

Tel./Fax 0541 610614

C.F. e P. IVA 04042090409

COMUNE DI GABICCE MARE
Provincia di Pesaro - Urbino

**PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA
PER LA STRUTTURA RICETTIVA DENOMINATA
"HOTEL VALLUGOLA" AI SENSI DELLA L.R. 22/09
(C.D. "PIANO CASA") E DELLA L.R. 9/2006.**

Committente: NEW VALLUGOLA S.r.L

RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA

NTC 2018 (D.M. 17/01/2018)

FIRMATO DIGITALMENTE DA:

Dott. Geol. Demetrio Bastianelli

Iscritto al n. 294 Sez. A dell'Ordine dei Geologi dell'Emilia Romagna

Dott. Geol. Flavio Carlini

Iscritto al n. 731 Sez. A dell'Ordine dei Geologi dell'Emilia Romagna

1^ STESURA

Marzo 2022

INTEGRAZIONI

RIFERIMENTO

08/20

INDICE

- 1 PREMESSA
- 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO
- 3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO ED IDROLOGIA
 - 3.1 Analisi dei rischi geomorfologici ed idraulici
- 4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E COSTRUZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO
 - 4.1 Indagini geognostiche
 - 4.2 Stratigrafia
 - 4.3 Idrogeologia
- 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE
 - 5.1 Magnitudo di riferimento
 - 5.2 Determinazione della V_{seq} - Strumentazione e metodologia adottata
 - 5.3 Procedura ed analisi dei dati per stazioni singole H/V
 - 5.4 Categoria di sottosuolo
 - 5.5 Coefficiente di amplificazione topografico
 - 5.6 Parametri sismici e accelerazione massima attesa al sito
 - 5.7 Rischio di liquefazione dei terreni
- 6 VERIFICHE DI STABILITA'
- 7 CONCLUSIONI

ELENCO FIGURE E TABELLE ALLEGATE IN CALCE

- FIG. 1 – Inquadramento area in studio (stralcio)
- FIG. 2 – Inquadramento geologico
- FIG. 3 – Stralcio delle tavole di analisi dei rischi geomorfologici
- FIG. 4 – Planimetria di progetto con ubicazione indagini effettuate (Scala 1:500)
 - Stratigrafia sondaggio a carotaggio S1
 - Stratigrafia sondaggio a carotaggio S2
 - n. 5 grafici prove penetrometriche DPSH
- FIG. 5 – Sezione litostratigrafica A – A' (Scala grafica)
- FIG. 6 – Sezione litostratigrafica B – B' (Scala grafica)
- FIG. 7 – Sezione litostratigrafica C – C' (Scala grafica)
- Foto cassette catalogatrici carotaggio S1
- Foto cassette catalogatrici carotaggio S2

1. PREMESSA

La presente relazione geologica è relativa al progetto di “**Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata per la struttura ricettiva denominata Hotel Vallugola, ai sensi della L.R. 22/09 (C.D. “piano casa”) e della L.R. 9/2006**”, in Comune di Gabicce Mare (PU) (vedi ubicazione in **FIG. 1**).

Lo studio è stato sviluppato nelle seguenti fasi:

- rilievo geomorfologico dell’area ed analisi della cartografia tematica esistente;
- determinazione della stratigrafia del sottosuolo e parametrizzazione geomeccanica media dei terreni mediante l’esecuzione di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo e n° 6 prove penetrometriche dinamiche pesanti;
- caratterizzazione sismica dei terreni interessati dal progetto con metodologia di sismica passiva HVSR.

Lo studio è condotto in osservanza alla normativa vigente **NTC 2018 (D.M. 17/01/2018)**.

*Lo studio, con l’indagine geognostica effettuata, ha lo scopo di definire la **modellazione geologica del sito**. Potranno essere effettuate ulteriori indagini in sito o in laboratorio in fase di modellazione geotecnica svolta dal Progettista, qualora lo ritenga necessario in relazione alla tipologia dell’intervento in progetto.*

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La storia geologica del territorio in cui ricade l’area in esame, si riassume brevemente a partire dalla fine del Tortoniano (età del **Miocene** - circa 7 mil. anni B.P.) quando durante una prima fase diastrofica (di tipo compressivo) si sono formate ampie e regolari pieghe sia emerse che sommerse; tale fase si esaurisce alla fine del **Messiniano** (età finale dell’epoca miocenica – 5 mil. anni circa), con l’emersione della catena romagnolo-marchigiana e con l’ulteriore approfondimento dell’Avanfossa. I sedimenti di conoide sottomarina depositatisi durante il Tortoniano (età antecedente il Messiniano), in prevalenza arenarie molassiche, venivano ricoperti da sedimenti pelitici. Alla fine del Pliocene inferiore (circa 4 mil. anni B.P.), una seconda fase diastrofica provocò la compressione delle pieghe profonde e portò alla formazione di grandi faglie inverse e dirette sui fianchi delle anticlinali e alle iniezioni pseudodiapiriche dello Schlier ancora allo stato plastico. Tale fase fu seguita da una grande trasgressione marina nel Pliocene Medio e successivamente tutta la regione, Catena ed Avanfossa, subì un progressivo sollevamento con il ritiro definitivo del mare alla fine del Pliocene Superiore (2 mil. di anni circa B.P.). Dal punto di vista strutturale, dunque, il Comune di Gabicce Mare occupa la porzione esterna dell’alto costiero di Gradara-Cuccurano-Mondolfo che rappresenta un’anticlinale orientata in direzione appenninica. L’asse dell’anticlinale corrisponde ad un allineamento di Schlier e di Gessoso-solfifera. Il rilievo è in genere interessato da fratture con andamento appenninico ma anche con andamento NE-SW.

Per l’analisi geologica di dettaglio, ci si riferisce alla Carta Geologica a scala 1: 10.000 della Regione Marche - Edizione CTR - Sezione 268020 Gabicce Mare, di cui si riporta stralcio in **FIG. 2**. L’area in studio ricade nella zona di affioramento della **Formazione di San Donato (FSD)**, costituita da torbiditi pelitico-arenacee in strati da sottili a spessi, molto simili agli intervalli pelitico-arenacei della Formazione a Colombacci (FCO); entrambe le formazioni sono infatti del *Messiniano medio e superiore*. La formazione, ove affiorante, appare stratificata con strati di arenaria poco o mediamente cementati in alternanza a livelli argilloso-marnosi; la litofacies arenacea è costituita da arenarie, medie o grossolane, con fitta laminazione piano-parallela, ondulata e incrociata, in strati medi, più raramente sottili o spessi; la litofacies argilloso-marnosa è costituita da marne e marne argillose grigio scure, verdastre o viola/nere, in strati sottili o medi con intercalati livelli carbonatici biancastri (Colombacci), con spessore variabile da 2 a 40 cm fortemente laminati. La distribuzione areale dei litotipi è piuttosto variabile, a luoghi prevalendo nettamente le arenarie

che si possono presentare anche in grosse bancate, a luoghi gli strati argillo-marnosi. All'interno degli strati arenacei si ritrovano talora alcuni inclusi fortemente cementati (cògoli) di forma globoidale.

Nei pressi dell'area in esame, come mostra la carta geologica, gli strati hanno un'immersione di 35-40° NE, determinando una condizione a reggipoggio sul versante SW e a franapoggio sul versante NE, che si affaccia verso il Rio Vallugola, ma con strati molto più inclinati del pendio che risulta una giacitura favorevole alla stabilità.

3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO ED IDROLOGIA

Il rilievo collinare che va da Gabicce Mare a Pesaro, rappresenta il promontorio che costituisce la prima costa alta dell'Adriatico, dopo oltre 300 km di litorale completamente pianeggiante; la sua quota è di +145 m s.l.m. in corrispondenza di Gabicce Monte e raggiunge i +195 m s.l.m. a Casteldimezzo. L'area in esame è ubicata circa a metà strada tra le due località e ricade in prossimità del crinale collinare "Gabicce Monte – Vigna del Mar – Casteldimezzo", approssimativamente percorso dalla Strada Panoramica San Bartolo, ad una quota di circa 70 m s.l.m.. In questo tratto il crinale morfologico si allontana dal ciglio della falesia costiera per l'incisione della stretta e breve valle del Rio Vallugola, che ha le sue origini poco più a Est. Rispetto all'area in esame il versante interno, rivolto verso S-SW, assume una pendenza di 8° mentre quello esterno, rivolto verso NW, risulta di circa 10°.

Per analizzare più in dettaglio i caratteri geomorfologici dell'area, si è svolto uno studio foto interpretativo basato sui seguenti fotogrammi aerei:

- Anno 1985 RER b) n fotogrammi 250-252 scala appross.va 1:35.000
- Anno 1985 IGMI b/n fotogrammi 254-255 scala appross.va 1:35.000
- Anno 1991 IGMI b/n fotogrammi 3039-3040 scala appross.va 1:35.000
- Anno 1996 IGMI b/n fotogrammi 1057-1058 scala appross.va 1:40.000

Le risultanze dello studio sono sintetizzate in **FIG. 3**.

Dall'analisi svolta si rileva che l'area dove ricade la struttura alberghiera, prossima al crinale, non è interessata da aree in dissesto. Le aree immediatamente circostanti hanno subito modificazioni antropiche (tagli e sbancamenti) per la realizzazione dell'edificio, delle sue pertinenze e di Strada della Vallugola; si sono perciò venute a creare delle gradonature rispetto alla pendenza naturale del terreno; tuttavia l'utilizzo antropico del sito non ha alterato l'assetto geomorfologico originario dell'area.

3.1 Analisi dei rischi geomorfologici ed idraulici

Per l'analisi dei **rischi ambientali** della zona, si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

1. **P.A.I. Autorità Interregionale di Bacino Marecchia – Conca Progetto Variante 2016 – Tavola unica territorio del Comune di Gabicce Mare** - L'area in esame non è coinvolta in tipologie di rischio per fenomeni di dissesto quiescenti o in atto.
2. **Vincoli geologici del Piano del Parco del Monte San Bartolo (2010)** - stralcio della **Tav. C4**. In tale tavola è cartografata un'area in dissesto sul versante esposto verso il Rio Vallugola, a valle di Via Vallugola, che però non coinvolge l'area in esame.

Gli stralci delle carte menzionate sono riportati in **FIG. 4**

Data la posizione morfologica del sito (70 m s.l.m.) e la differenza di quota rispetto al Rio Vallugola (46 m s.l.m.), non sussistono rischi idraulici conseguenti ad eventuali esondazioni del fosso.

Nel complesso l'area non ricade in particolari ambiti di pericolosità geomorfologica od idraulica.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E COSTRUZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO

4.1 Indagini geognostiche

Per definire la stratigrafia del sottosuolo, sono stati effettuati due sondaggi a carotaggio continuo, spinti nella formazione fino alla profondità di -11/12 m p.c., così da superare completamente la porzione alterata ed indagare un volume significativo di terreno, in relazione al progetto. I sondaggi sono stati eseguiti dalla *Ditta Intergeo di San Marino*, con utilizzo di sonda Beretta T 41 con utilizzo di carotiere semplice $\varnothing = 101$ mm ed L = 1500 mm e carotiere doppio a fine foro.



FOTO 1 – Esecuzione del sondaggio n. 1
(Settembre 2020)

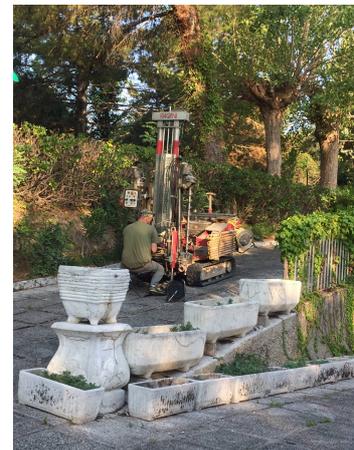


FOTO 2 – Esecuzione del sondaggio n. 2
(Settembre 2020)

Durante l'esecuzione dei carotaggi, si sono effettuate prove SPT a punta chiusa, a vari livelli di profondità, con maglio 63,5 kg, volata 75 cm, per valutare le caratteristiche geomeccaniche dei terreni, ed alcune misure pocket penetrometer in S2.

A copertura dell'area occupata dalla struttura esistente, sono state inoltre effettuate n° 6 prove penetrometriche dinamiche pesanti (DPSH – Dinamic Penetration Super Heavy), con utilizzo di penetrometro semovente modello "Pagani" tipo Emilia, con peso del maglio: 63.5 kg; caduta maglio: 75 cm; sezione punta: 20 cmq; peso aste. 6.2 kg/ml.

FOTO 3 – Esecuzione di prove penetrometriche DPSH (Luglio 2020)



Nota: la tipologia di tali prove è stata condizionata dalla natura della formazione con strati marnoso-arenacei litoidi con presenza di cogoli, che avrebbero l'avanzamento di prove di tipo statico (CPT).

A causa della presenza della formazione sub affiorante, le prove DPSH si sono spinte a modeste profondità, comprese tra -2.4 e -4.4 m p.c., dove sono andate a rifiuto sugli strati litoidi; le prove penetrometriche hanno comunque permesso, a livello areale, di valutare lo spessore della copertura e dello strato più alterato e decompresso della formazione medesima.

In **FIG. 5** è riportata la planimetria di progetto con l'ubicazione delle indagini geognostiche effettuate. A seguire, in allegato, vengono riportate le colonne stratigrafiche dei carotaggi, i diagrammi penetrometrici delle prove DPSH e le foto delle cassette catalogatrici.

L'indagine geognostica ha consentito di definire il quadro stratigrafico dell'area interessata dall'edificio in progetto come di seguito descritto.

4.2 Stratigrafia

Dall'analisi geologica e geognostica effettuata è possibile differenziare il terreno nei litotipi principali che vengono di seguito descritti ed ai quali si possono attribuire, in base alle misure di nSPT del carotaggio continuo, di pocket penetrometer e vane test e dalle correlazioni di Qd del penetrometro dinamico pesante (*Qd = resistenza dinamica alla punta; per la conversione alla resistenza statica Rp, può essere fatto riferimento alla formula $Rp = 0,5-0,8 Qd$*), i seguenti valori medi o intervallo di valori dei parametri geomeccanici:

PARAMETRIZZAZIONE GEOMECCANICA MEDIA

UNITA' LITOLOGICHE	Sondaggio	Prof. m. p.c.	UNITA' LITOTECNICHE	γ t/mc	ϕ gradi	Cu t/mq	Ed kg/cmq
A	SOND. 1 SOND. 2 DPSH 1 DPSH 2 DPSH 3 DPSH 4 DPSH 5 DPSH 6	0.0-1.8 0.0-3.5 0.0-1.6 0.0-1.0 0.0-0.8 0.0-1.2 0.0-0.8 0.0-0.6	Terreno di riporto o di alterazione superficiale di natura eterogenea (maggiore spessore in S2 per accumuli detritici antropici).	1.8-1.9	28-30	3 - 6	-
B <i>Substrato formazionale decompresso</i>	SOND. 1 SOND. 2 DPSH 1 DPSH 2 DPSH 3 DPSH 4 DPSH 5 DPSH 6	1.8-3.0 3.5-6.7 1.6-3.4 1.0-4.2 0.8-2.8 1.2-2.2 0.8-3.0 0.6-2.2	Alternanza di livelli sabbiosi e argille limoso -sabbiose.	2.0-2.1	28-30	6 - 8	150-250

Segue tabella

C <i>Substrato formazionale compatto</i>	SOND. 1	3.0-7.7	Litofacies arenacea costituita da arenarie grigie, medie o grossolane, stratificate (più alterata in S2).	2.2	>40	>20*	>300
	SOND. 2	6.7-10.3					
	DPSH 1	3.4-3.6					
	DPSH 2	4.2-4.4					
	DPSH 3	2.8-3.0					
	DPSH 4	2.2-2.4					
	DPSH 5	3.0-3.2					
DPSH 6	2.2-2.4						
C1 <i>Substrato formazionale compatto</i>	SOND. 1	7.7-12.0	Litofacies marnosa costituita da marne argillose grigio-azzurre, marne sabbiose in alternanza con livelli arenacei.	2.2	26-28	>20*	150-200
	SOND. 2	10.3-11.0					
	DPSH 1	-					
	DPSH 2	-					
	DPSH 3	-					
	DPSH 4	-					
	DPSH 5	-					
DPSH 6	-						

Valore in grassetto = fondo foro

* per cementazione

dove:

γ = peso di volume; ϕ = angolo d'attrito interno; C_u = coesione non drenata; E_d = modulo edometrico;

Nota: La modellazione geologica (art. 6.2.1. del D.M. 2018), non prevede la parametrizzazione geomeccanica dei terreni indagati; i valori indicati in tabella rappresentano un intervallo di valori, che permette comunque l'inquadramento degli aspetti geotecnici dell'area interessata dal progetto. Il Progettista, responsabile della modellazione geotecnica (art. 6.2.2. del D.M. 2018), una volta scelta la tipologia fondale più idonea per la struttura in progetto, potrà eventualmente richiedere approfondimenti di indagine (ulteriori indagini in sito e/o specifiche analisi di laboratorio su campioni rappresentativi del terreno), per definire la parametrizzazione geotecnica caratteristica.

La parametrizzazione geomeccanica del locale substrato non è di immediata risoluzione sia perché costituito da una stratificazione di livelli a litologia molto diversa, sia per il fatto che gli strati possono avere caratteristiche più simili a quelle di una "roccia" (cementazione, elevata sovra consolidazione, ecc.), che a quelle di una "terra"; nella tabella sopra riportata, sono indicati valori medi ricavati con i metodi di analisi della meccanica delle terre.

In **FIG. 6, 7 e 8** sono riportate le **sezioni litostratigrafiche interpretative** con proiezione delle strutture in progetto a scopo orientativo per le scelte progettuali.

Dalle sezioni si può notare che:

- *I carichi dell'edificio da ristrutturare, sono trasmessi ad una unità litologica avente buone caratteristiche geomeccaniche (l'Ingegnere strutturista valuterà l'idoneità, in termini di portanza, delle fondazioni dell'edificio, in relazione ai reali carichi trasmessi).*
- *Lo sbancamento che verrà effettuato per la realizzazione del nuovo vano interrato sarà realizzato previa messa in opera, a monte, pertanto anche a protezione della strada, di un diaframma o paratia di contenimento opportunamente dimensionata secondo le caratteristiche del terreno rilevato.*

Nota: il sondaggio n° 2 (eseguito per altro progetto), si riporta come riferimento per ricostruire l'andamento del substrato, anche più a valle, tuttavia nel punto in cui è stato eseguito, sono stati operati dei riporti per un utilizzo agricolo del passato, per cui risulta uno spessore maggiore del livello A.

4.3 Idrogeologia

Al momento dell'esecuzione dei sondaggi penetrometrici (Luglio 2020), non è stata rilevata presenza d'acqua. Sono state perciò installate cannette piezometriche nelle prove 2, 3 e 4 ed un piezometro nel foro di sondaggio n. 1 (cieco fino a 3 metri e poi fessurato), che hanno fornito i seguenti dati nel tempo:

Piezometro:	Profondità	misura: 04/08/2020	misura: 29/09/2020	misura: 13/10/2020	misura: 17/12/2021
DPSH 2	-4.00	Assenza di acqua	Assenza di acqua	Assenza di acqua	Divelto
DPSH 3	-3.00	Assenza di acqua	Assenza di acqua	Assenza di acqua	Divelto
DPSH 4	-2.40	-2.40 m p.c. (fondo foro)	-2.40 m p.c. (fondo foro)	-2.40 m p.c. (fondo foro)	Divelto

Piezometro:	Profondità	misura: 13/10/2020	misura: 17/12/2021
Piez. S1	-12.00	-6.70 m p.c.	-4.65 m p.c.
Foro S2	-11.00	-9.70 m p.c.	Occluso

La formazione geologica presente, sub affiorante, non consente l'instaurarsi di una falda freatica; sono possibili tuttavia circolazioni idriche ipodermiche nei livelli a maggior componente limoso-sabbiosa (permeabilità primaria) della copertura e nelle fratture e diaclasi della porzione superficiale decompressa della formazione stessa (permeabilità secondaria). Tali circolazioni sono discontinue poiché condizionate dagli apporti stagionali dovuti prevalentemente ad acque di infiltrazione meteorica. Anche la posizione dell'edificio ubicato in prossimità di un crinale non favorisce l'insorgenza di falde freatiche.

- *Significativi sono i dati rilevati nel piezometro del sondaggio S1 per cui, nel dimensionamento della paratia lato strada, occorrerà tenere conto della presenza di acqua.*
- *Si consiglia l'impermeabilizzazione dei muri contro terra e vani interrati.*

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

5.1 Magnitudo di riferimento

La magnitudo massima storica stimata sulla base del catalogo aggiornato DBMI15* è la seguente:

▶ CPTI15-DBMI15 homepage							
1916 agosto 16 07:06:14.00							
Riminese							
EqID 19160816_0706_000							
	Rif	Lat	Lon	Io	Mw	ErMw	Profond.
★	CPTI15	CFTI4med	44.019 12.737	MM	8	5.82 ± 0.08	Wmim
□	Macro	CFTI4med	44.019 12.737	bx4	8	5.71 ± 0.10	bxn
	Instr	-				6.14 ± 0.17	Pry_msmb

* Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>

5.2 Determinazione della V_{seq} - Strumentazione e metodologia adottata

Come previsto dalla normativa, per caratterizzare il terreno dal punto di vista sismico dalla base di fondazioni superficiali o dalla testa di pali di fondazione fino ad una profondità di 30 m o fino al bedrock sismico con $V_s \geq 800$ m/s (qualora inferiore a 30 metri), occorre definire la categoria di sottosuolo. Per la sua definizione si procede attraverso la determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio (V_{seq}). La caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione, è stata svolta con metodologia di sismica passiva a stazione singola H/V per mezzo di strumento *Tromino*®, Micromed S.p.a.

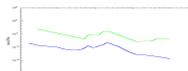


Trattasi di un tromografo digitale progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico ambientale. Lo strumento (10x7x14 cm per 1 kg di peso) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza cavi esterni. La tecnica si basa sulla misura del microtremore sismico ambientale come di seguito descritto.

Oggetto della misura: il microtremore sismico ambientale

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

Nelle zone in cui non è presente alcuna sorgente di rumore locale e in assenza di vento, lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso e pianeggiante presenta l'andamento illustrato nella figura sottostante. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie o anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.



Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la terra secondo il servizio geologico statunitense (USGS). Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del sito.

La tecnica impiegata. Cenni storici

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo a partire dagli spettri del rumore sismico registrati in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è la tecnica dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), applicata da Nogoshi e Igarashi (1970). Il metodo fu in seguito reso popolare principalmente da Nakamura (1989) come strumento per la determinazione dell'amplificazione sismica locale. Mentre su questo punto non è stato raggiunto consenso, è invece ampiamente riconosciuto che la curva H/V è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali di risonanza dei sottosuoli e, tramite opportuna inversione, delle profondità dei substrati rocciosi sotto le coperture sedimentarie. Studi recenti hanno dimostrato che ulteriori picchi a frequenze maggiori di quelle del bedrock sono riconducibili a contrasti di impedenza interni alla copertura sedimentaria e picchi a frequenze minori di quella del bedrock sono invece riconducibili a contrasti di impedenza interni al bedrock stesso. Riconosciuta questa capacità e dato che, se è disponibile una stima delle velocità delle onde elastiche, le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo H/V può essere usato come strumento stratigrafico. Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente semplici in un sistema bistrato del tipo sedimenti + bedrock in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). In questi casi la profondità h della discontinuità sismica viene ricavata tramite la formula semplice della risonanza $h=V/(4fr)$ o, al più, tramite la formula [1] in cui v_0 è la velocità al tetto dello strato, x un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione ecc.) e f_r la frequenza fondamentale di risonanza (cf. ad esempio Ibs-Von Seht e Wohlenberg, 1999).

$$h = \left[\frac{V_0(1-x)}{4f_r} + 1 \right]^{\frac{1}{1-x}} - 1 \quad [1]$$

Nei sistemi multistrato, teoricamente l'effetto di risonanza è sommabile, ma non in modo lineare e senza una corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza [1]. L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per:

- il contenuto in frequenza,
- la risposta strumentale,
- l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

L'inversione delle misure di tremore a fini stratigrafici, nei casi reali, sfrutta la tecnica del confronto degli spettri singoli e dei rapporti H/V misurati con quelli "sintetici", cioè con quelli calcolati relativamente ad un modello. L'interpretazione è tanto più soddisfacente, e il modello tanto più vicino alla realtà, quanto più i dati misurati e quelli sintetici sono vicini. I modelli sintetici di inversione impiegati in questo lavoro partono dalla modellizzazione del campo d'onde superficiali (onde di Rayleigh e Love) in sistemi multistrato (Aki, 1964; Ben-Menahem e Singh, 1981). L'inversione delle curve H/V per ottenere un profilo di vs è possibile a patto di disporre di un punto di taratura (es. penetrometria o sondaggio) che fornisca la profondità di un riflettore – anche molto superficiale – riconoscibile nella curva H/V oppure a patto di conoscere la vs del primo strato a partire da tecniche indipendenti (Castellaro e Mulargia, 2007).

Il tipo di stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire si basa sul concetto di *contrasto di impedenza* ovvero il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e la densità del mezzo stesso tra due diversi strati. Per *strato* si intende un'unità distinta da quella sopra o sottostante caratterizzate dunque da contrasti d'impedenza diversi. L'interpretazione della curva sperimentale (curva blu di **Fig. 4 a pag. 11**) è stata svolta con apposito programma "Grilla" agganciandosi alla stratigrafia della prova penetrometrica pesante DPSH 4 e al limitrofo carotaggio n. 2 (v. ubicazione misura in **FIG. 4**).

5.3 Procedura ed analisi dei dati per stazioni singole H/V

Instrument: TEN-0035/01-08
Data format: 16 bytes
Full scale [mV]: n.a.
Start recording: 03/08/20 14:31:26 End recording: 03/08/20 14:49:27
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN
GPS data not available
Trace length: 0h18'00". Analyzed 94% trace (manual window selection)
Sampling rate: 256 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

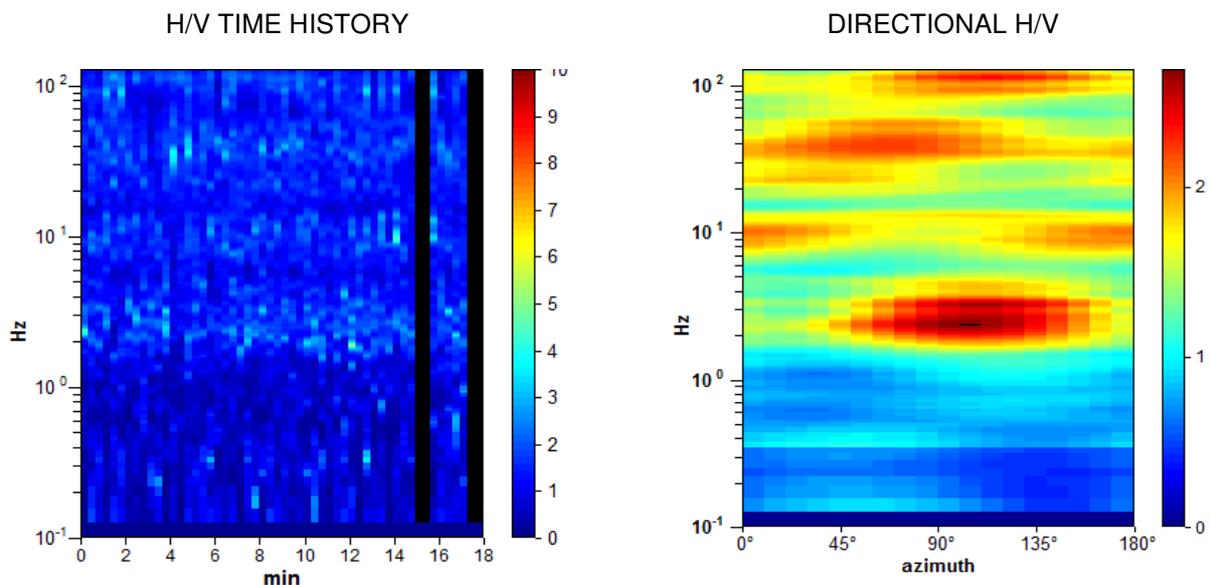


Fig. 1 – Sequenza temporale e direzionale di H/V

Dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero (**Fig. 2**), viene ricavata la curva sperimentale H/V (**Fig. 3**) secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), con parametri:

- larghezza delle finestre d'analisi 20 s.;
- lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale;
- rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V.

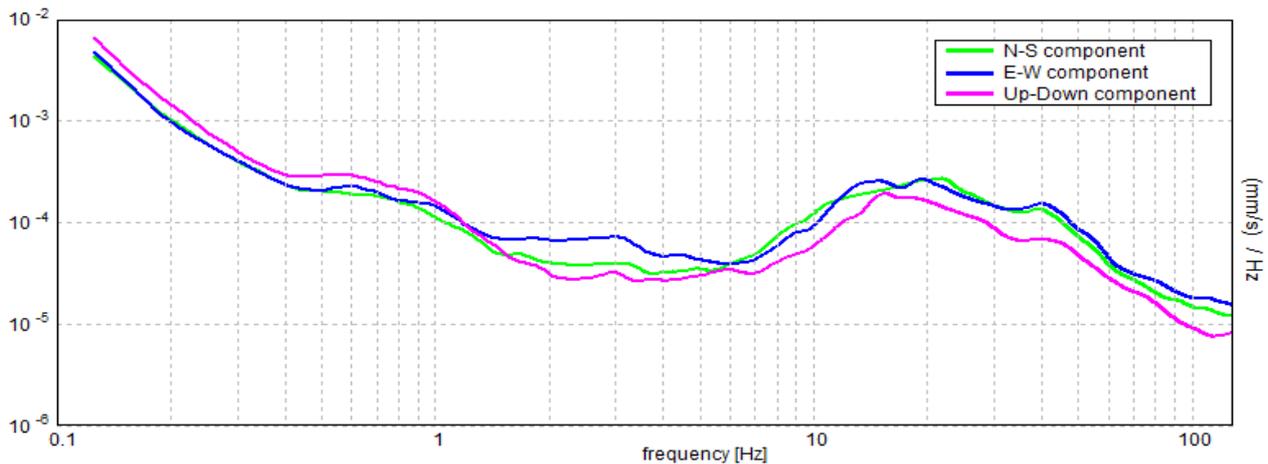


Fig. 2 – Spettri delle singole componenti

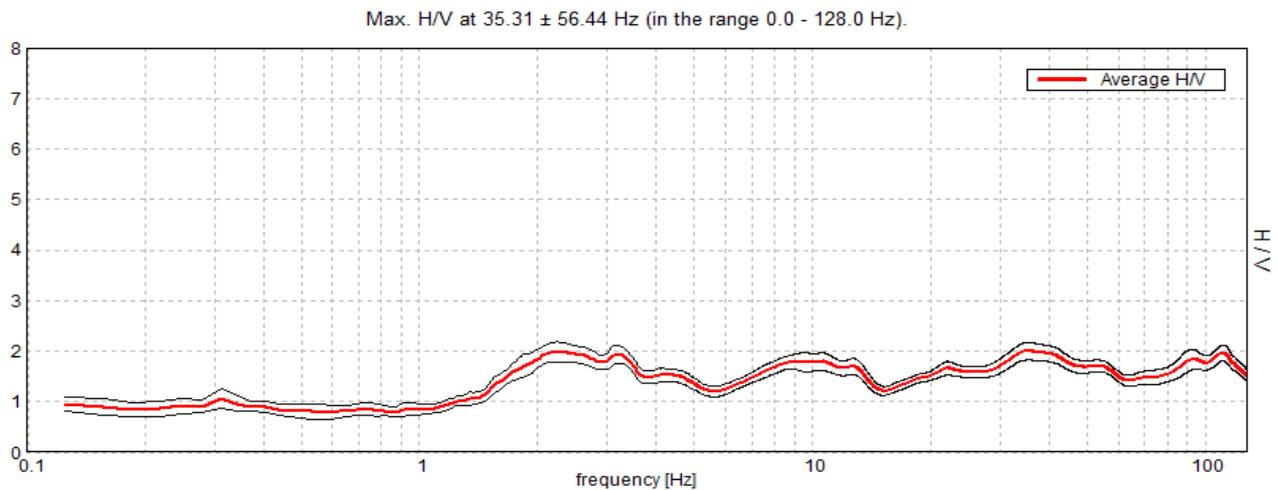


Fig. 3 – Curva H/V registrata nel sito

La curva H/V viene poi invertita creando una serie di modelli sintetici (che contengono la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato), fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali. L'inversione delle curve H/V è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo. Nel caso in questione tale vincolo è fornito dalla profondità del riflettore sismico noto tramite il sondaggio penetrometrico DPSH n° 4, il cui marker è riconoscibile nelle curve H/V (Castellaro e Mulargia, 2007). Dall'analisi congiunta della curva sperimentale H/V (**Fig. 3**) e degli spettri da cui essa deriva (**Fig. 2**) è stata ricavata la curva teorica di **Fig. 4** che corrisponde agli **strati di tabella 1** e al **grafico Vs di Fig. 5**.

- La curva di Fig. 3 non presenta picchi significativi dal punto di vista sismico (rapporto $H/V \leq 2.0$) e senza elevati contrasti di impedenza.

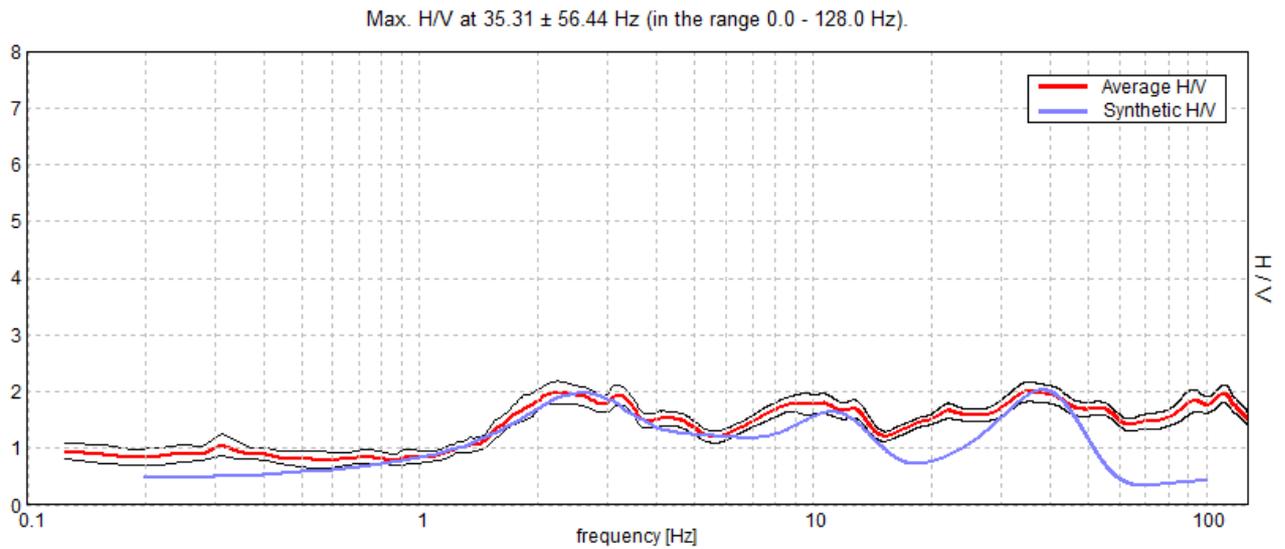
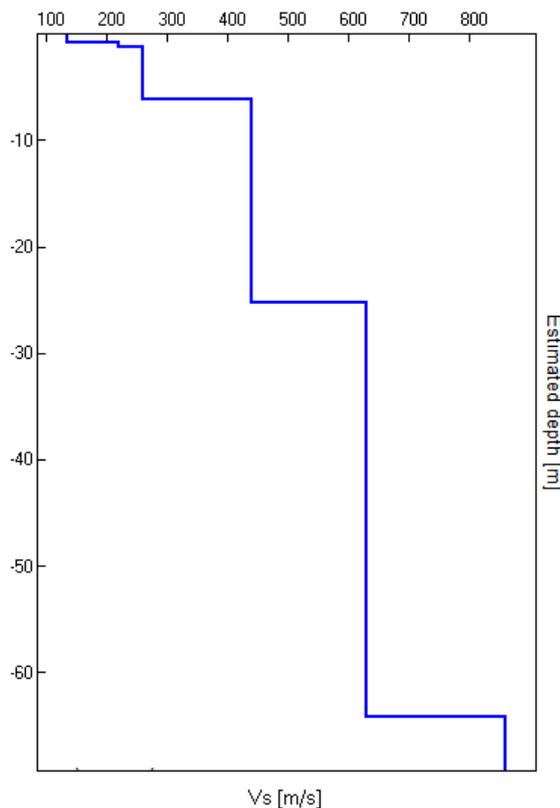


Fig. 4 – Curva teorica (blu) selezionata come rappresentativa del sito in esame

Profondità di base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.80	0.80	135
1.20	0.40	220
6.20	5.00	260
25.20	19.00	440
64.20	39.00	630
inf.	inf.	860

Tabella 1



$$V_{Seq} (0.5 - 30.5) = 401 \text{ m/s}$$

$$V_{Seq} (1.0 - 31.0) = 414 \text{ m/s}$$

$$V_{Seq} (1.5 - 31.5) = 421 \text{ m/s}$$

Fig. 5 – Modello del sottosuolo in termini di Vs per il sito in esame

Si riportano di seguito i **tabulati del METODO SESAME 2005** (Site EffectS assessment using AMBient Exitations) applicati alla curva. Trattasi di un progetto di ricerca internazionale sull'utilizzo di strumentazioni sismiche idonee alla registrazione del rumore ambientale che costituisce il presupposto fondamentale per una corretta applicazione del metodo Nakamura. In tale tabulato i premi tre parametri debbono essere tutti verificati in quanto rappresentano la correttezza della misura, mentre gli ulteriori sei non debbono essere necessariamente tutti verificati in quanto evidenziano picchi non significativi dal punto di vista sismico. Un bedrock roccioso, per esempio, potrebbe dare tutti NO in quanto non presenterebbe picchi significativi.

Max. H/V at 35.31 ± 56.44 Hz (in the range 0.0 - 128.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$35.31 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$35312.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 1696 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$2.00 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 1.59842 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$56.44427 < 1.76563$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1779 < 1.58$	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
$\sigma_{\log H/V}(f)$	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 $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

5.4 Categoria di sottosuolo

Sulla base dell'indagine sismica effettuata e descritta nei paragrafi precedenti, è possibile determinare la categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica di progetto. Ai sensi del **D.M. 17/01/2018**, viene considerata la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di terreno dalla base delle fondazioni superficiali, in quanto il **substrato sismico** con $V_s \geq$ di 800 m/s è a profondità superiore ai 30 metri. La V_{seq} viene calcolata, con la seguente formula:

$$V_{seq} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

Dove h_i e V_{s_i} sono spessori e velocità dei singoli strati.

- L'analisi sismica effettuata conduce a $V_{seq} = 401-414-421\text{m/s}$; tale valore rientra nella categoria di sottosuolo di tipo B. Tuttavia la misura può essere affetta da una percentuale d'errore sperimentale stimabile in circa 15%, come si evince da "Seism.res.let.,2009,80, 985-889" Per cui tenendo conto, in via cautelativa, di tale percentuale, si rientra nella **categoria di sottosuolo C**.

Tabella 3.2.II - *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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 max pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresa tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresa tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresa tra 100 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

5.5 Coefficiente di amplificazione topografico

L'edificio ricade su un versante collinare con pendenza inferiore a 15° per cui, con riferimento alla tabella 3.2.III della normativa, la categoria topografica entro la quale ricade il sito in esame è dunque **T1**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Alla Categoria **T1** è associabile un coefficiente topografico **St=1.00**.

5.6 Parametri sismici e accelerazione massima attesa al sito

I parametri sismici sono ricavati utilizzando il foglio di calcolo della *Geostru software* “Parametri sismici” dal sito www.geostru.com inserendo le coordinate del sito in esame, le caratteristiche dell’edificio e la categoria di sottosuolo ricavata dall’indagine sismica.

Per il manufatto in esame può essere posto:

- CLASSE D’USO II (par. 2.4.2. delle NTC 2018);
- VITA NOMINALE 50 anni (par. 2.4.1. tab. 2.4.I delle NTC);
- COEFFICIENTE D’USO 1.0 (par. 2.4.3. tab. 2.4.II delle NTC)

Sito in esame.

latitudine: 43,958242
longitudine: 12,78879

Siti di riferimento

Sito	ID	Lat	Lon	Distanza
Sito 1	ID: 19192	Lat: 43,9824	Lon: 12,7258	Distanza: 5711,417
Sito 2	ID: 19193	Lat: 43,9829	Lon: 12,7953	Distanza: 2786,531
Sito 3	ID: 19415	Lat: 43,9329	Lon: 12,7959	Distanza: 2878,706
Sito 4	ID: 19414	Lat: 43,9324	Lon: 12,7265	Distanza: 5755,321

Stati limite

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_0 [s]
Operatività (SLO)	30	0.048	2.424	0.276
Dianno (SLD)	50	0.062	2.571	0.277
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.183	2.477	0.296
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.238	2.519	0.309
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,43	1,34
CC Coeff. funz. categoria	1,61	1,60	1,57	1,55
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
Acc. ne massima attesa al sito [m/s ²]	0.6			
Coefficienti				
kh	0.014	0.019	0.063	0.089
kv	0.007	0.009	0.031	0.045
Amax [m/s ²]	0.702	0.914	2.568	3.122
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Schermata Geostru.com

L’accelerazione spettrale massima attesa al sito è data da: $a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$

con:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_t = coefficiente di amplificazione topografica

Sostituendo gli opportuni coefficienti si ottiene $a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.183 \cdot 1.43 \cdot 1.00 = 0.261 \text{ g}$

5.7 Rischio di liquefazione dei terreni.

I litotipi presenti essendo di natura litoide costituiti da arenarie e marne a diverso grado di cementazione, non rientrano nella tipologia di terreni soggetti a liquefazione.

6 VERIFICHE DI STABILITA'

Viene valutata la stabilità lungo la sezione B – B', in considerazione anche dei carichi trasmessi dall'edificio. Per l'ampliamento che prevede un piano interrato, le pareti contro terra saranno costituite da diaframmi con il compito di contenere gli scavi di cantiere prima e costituire parte dell'ossatura portante della struttura.

Per le verifiche si utilizza il **metodo di Jambu semplificato** (di seguito descritto in sintesi).

Il metodo consente di verificare superfici potenziali di scivolamento di forma qualsiasi, ovvero nei casi in cui la superficie potenziale di rottura presenta una forma irregolare lontana dalla circolarità. I singoli conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale. La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura è data, per ogni concio, da:

$$\tau_{i(\max)} = \frac{[c + (\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \operatorname{tg} \varphi] [1 + \operatorname{tg} \varphi^2] dl}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{F.S.}}$$

La resistenza al taglio mobilabile lungo il piano di taglio è per ogni concio data da:

$$\tau_{i(\text{mob})} = \gamma \cdot h \cdot dl \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F.S. = \frac{\sum \tau_{i(\max)}}{\sum \tau_{i(\text{mob})}}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza F_s , che è la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore della formula sopra riportata attraverso l'espressione della $\tau_{i(\max)}$. Di conseguenza non sarà possibile la sua risoluzione diretta. La procedura da adottare in questo caso dovrà essere di tipo iterativo fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di F_s .

L'analisi dell'influenza delle sollecitazioni sismiche sulla stabilità globale del versante può essere condotta attraverso due approcci differenti: metodo pseudo statico e metodo dinamico. Nel metodo pseudostatico si può introdurre la semplificazione che il sisma agisca come un sistema di forze sul pendio di intensità e verso costante per tutta la durata dell'evento sismico. Gli unici dati richiesti in questo caso sono l'accelerazione sismica massima orizzontale (ag_{\max}).

Per il parametro ag_v (accelerazione massima verticale) una stima può essere fatta applicando la relazione proposta da Tezcan et alii (1971):

$$ag_v = f * ag_{\max}$$

con:

f = fattore di trasformazione variabile da 0.5 a 0.67 ($f = 0.5$ secondo il D.M. 17/01/2018).

Una valutazione dell'effetto di un sisma sulla stabilità di un versante può essere fatta, supponendo che, durante l'intervallo di tempo in cui si ha la manifestazione dell'evento sismico, su ogni singolo concio venga applicata una forza orizzontale, applicata al baricentro del concio e diretta verso l'esterno, di modulo uguale a:

$$F_{\text{sisma}} = k_c W_i$$

con k_c = coefficiente sismico orizzontale dato da βag_{\max} ;

W = peso del concio i-esimo.

Nel D.M.17/01/2018 β va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β	β
$0,2 < a_g \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g \leq 0,1$	0,20	0,20

Nella verifica occorre tener conto anche dell'azione sismica verticale che va ad incrementare il peso dei singoli conci secondo l'espressione:

$$W_{is} = W_i (1 \pm k_v)$$

in cui k_v è il coefficiente sismico verticale, da porre uguale alla metà di k_c .

Nella stima del coefficiente di sicurezza la forza sismica calcolata va aggiunta alle forze in stabilizzanti:

$$F_s = \frac{Forze_{stab}}{Forze_{instab} + \sum F_{sisma} \cos \alpha_i}$$

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo (SLU) viene riferita al cinematisimo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore di coefficiente di sicurezza F_s .

Im **condizioni post sismiche**, una semplice relazione empirica che permette di stimare approssimativamente l'incremento di u in condizioni dinamiche nei terreni coesivi, è quella di Matsui et al. (1980):

$$\Delta u = \sigma'_0 \beta \text{Log}_{10} \left(\frac{\gamma_{max}}{\gamma_s} \right)$$

dove:

σ'_0 = pressione media efficace, data da:

$$\sigma'_0 = \sigma'_{v0} \frac{1 + 2k_0}{3}$$

in cui σ'_{v0} è la pressione verticale efficace e k_0 il coefficiente di spinta a riposo del terreno, stimabile con la relazione:

$$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi$$

con φ angolo di attrito del terreno;

β = fattore empirico sperimentale che vale circa 0,45;

γ_s = deformazione corrispondente alla soglia volumetrica, stimabile con la formula:

$$\gamma_s = A(OCR - 1) + B$$

dove A e B si ricavano in funzione dell'indice di plasticità IP:

IP= 20% - A=0,4 10^{-3} B=0,6 10^{-3}

IP= 40% - A=1,2 10^{-3} B=1,1 10^{-3}

IP= 55% - A=2,5 10^{-3} B=1,2 10^{-3}

γ_{max} = deformazione massima indotta dal sisma nel terreno, data da:

$$\gamma_{max} = \frac{\tau_{max}}{G_\gamma}$$

in cui τ_{max} è lo sforzo di taglio massimo prodotto dal terremoto:

$$\tau_{max} = a_g \sigma_v r_d$$

con a_g l'accelerazione sismica espressa in g, σ_v la pressione verticale totale e $r_d = 1 - 0,015Z$, dove Z è la profondità dal piano campagna; G_γ è il modulo dinamico di taglio in corrispondenza del valore di deformazione γ ; G_γ , per elevate deformazioni, è sempre minore di G_0 , modulo per basse deformazioni, e, per valori di γ vicini a quelli della soglia volumetrica, può essere posto ragionevolmente uguale a circa 0,75 G_0 ; si ricorda che G_0 è correlato alla velocità delle onde S nel terreno in base alla relazione:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

dove ρ è la densità del terreno data dal rapporto fra il peso di volume del terreno e l'accelerazione di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$).

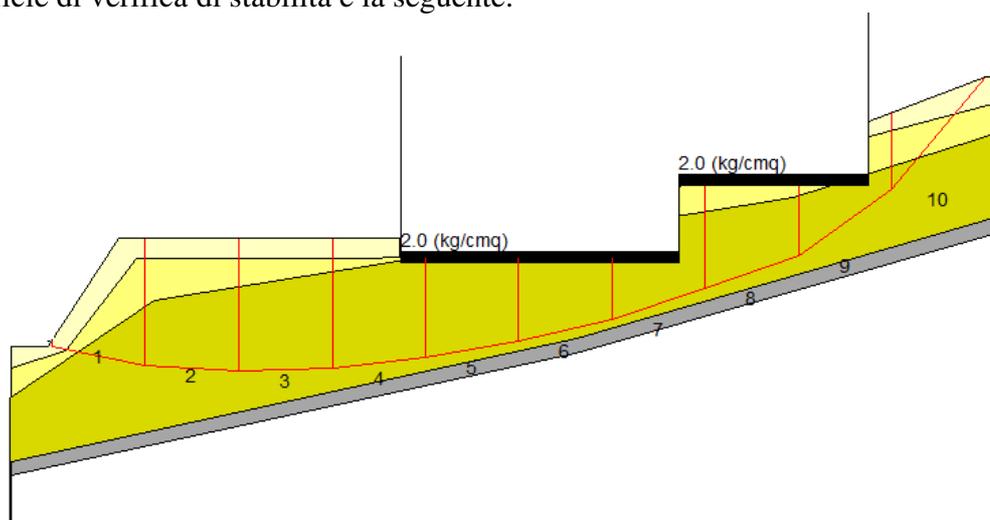
Dalla relazione di Matsui si evince che, perché ci sia un incremento di pressione interstiziale positivo, γ_{\max} deve essere maggiore di γ_s . Questo significa che significativi aumenti di u si possono avere solo in presenza di elevate sollecitazioni sismiche e in terreni con bassi valori di G_0 .

Le verifiche vengono condotte in osservanza alla normativa vigente D.M. 17/01/2018. Per quanto riguarda il fattore di sicurezza globale viene considerato un valore di $F_s \geq 1.1$ in condizione statiche ed un valore di $F_s = 1.2$ in presenza di sisma. Si è adottato **approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2 = 1.1**.

Come si può vedere dalla sezione di verifiche della stabilità di seguito riportata, la quota delle fondazioni ricade quasi interamente sul livello formazionale compatto C. Sono state svolte le verifiche in condizioni a breve termine con sima e a lungo termine, in considerazione dei sovraccarichi trasmessi dall'edificio (riferiti dal progettista).

Nota: secondo quanto espresso nell'Art. C6.2.2.4 della circolare applicativa del D.M. 2018, visto il coinvolgimento di un notevole volume di terreno, nei calcoli si sono utilizzati i parametri medi di cui alla tabella dei parametri geomeccanici di pag. 5/6.

La superficie di verifica di stabilità è la seguente:



1) VERIFICA DEL PENDIO A BREVE TERMINE CON SISMA: $F_s = 3.42$

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo														
Superf.	F_s minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghezza m	Inclinazione ^a	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm du (m)
1	3.421	Janbu semplificato		2.25	0									
			1	7.425	-1.07	5.28	-11.7	19.283	37725.73	0	0	0	0	2 0
			2	12.6	-1.345	5.18	-3	37.298	75503.25	0	0	0	0	2 0
			3	17.775	-1.207	5.18	1.5	37.852	78039.03	0	0	0	0	2 0
			4	22.95	-0.843	5.21	6.2	33.248	71208.01	0	26841.11	2924.96	0	2 0
			5	28.125	0.333	5.27	10.7	26.678	58063.49	0	101709.2	19169.38	0	2 0
			6	33.3	1.521	5.31	12.9	21.079	45539.97	0	100873.8	23167.19	0	2 0
			7	38.475	3.205	5.44	18	23.995	50145.73	0	98038.16	31908.04	0	2 0
			8	43.65	5.07	5.5	19.8	25.182	52112.24	0	97372.14	35084.34	0	2 0
			9	48.825	8.725	6.34	35.2	21.257	42693.74	0	61590.65	43494.36	0	2 0
			10	54	15	8.13	50.5	11.088	21372.76	0	0	0	0	0.7 0

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg) Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°) C= Coesione (kg/cmq)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0.26

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0.13

Coefficiente beta.....: 0.28

2) VERIFICA DEL PENDIO A LUNGO TERMINE (filtrazioni idriche): $F_s = 2.84$

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo															
Superf.	F_s minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghez- za m	Inclina- zione °	Volume m ³	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm ²)	du (m)
1	2.841	Janbu semplificato		2.25	0										
			1	7.425	-1.07	5.28	-11.7	19.283	37725.73	0	0	0	40	0	0
			2	12.6	-1.345	5.18	-3	37.298	75503.25	0.3	0	0	40	0	0
			3	17.775	-1.207	5.18	1.5	37.852	78039.03	1.2	0	0	40	0	0
			4	22.95	-0.843	5.21	6.2	33.248	71208.01	2.1	26841.11	2924.96	40	0	0
			5	28.125	0.333	5.27	10.7	26.878	58063.49	2.5	101709.2	19169.38	40	0	0
			6	33.3	1.521	5.31	12.9	21.079	45539.97	2.7	100873.8	23167.19	40	0	0
			7	38.475	3.205	5.44	18	23.995	50145.73	2.5	98094.81	131928.48	40	0	0
			8	43.65	5.07	5.5	19.8	25.162	52112.24	1.9	97372.14	35084.34	40	0	0
			9	48.825	8.725	6.34	35.2	21.257	42693.74	0.8	61590.65	43494.36	40	0	0
			10	54	15	8.13	50.5	11.088	21372.76	0	0	0	29	0	0

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg) Carichi T= Carichi tangenziali (kg)
Phi= Angolo di resistenza al taglio (°) C= Coesione (kg/cm²)

3) VERIFICA DEL PENDIO IN CONDIZIONI POST-SISMICHE: $F_s = 1.93$

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo															
Superf.	F_s minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghez- za m	Inclina- zione °	Volume m ³	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm ²)	du (m)
1	1.938	Janbu semplificato		2.25	0										
			1	7.425	-1.07	5.28	-11.7	19.283	37725.73	0	0	0	30	0	0
			2	12.6	-1.345	5.18	-3	37.298	75503.25	0.3	0	0	30	0	0
			3	17.775	-1.207	5.18	1.5	37.852	78039.03	1.2	0	0	30	0	0
			4	22.95	-0.843	5.21	6.2	33.248	71208.01	2.2	26841.11	2924.96	30	0	0
			5	28.125	0.333	5.27	10.7	26.878	58063.49	2.7	101709.2	19169.38	30	0	0
			6	33.3	1.521	5.31	12.9	21.079	45539.97	2.9	100873.8	23167.19	30	0	0
			7	38.475	3.205	5.44	18	23.995	50145.73	2.7	98373.46	32017.17	30	0	0
			8	43.65	5.07	5.5	19.8	25.162	52112.24	2.2	97372.14	35084.34	30	0	0
			9	48.825	8.725	6.34	35.2	21.257	42693.74	1	61590.65	43494.36	30	0	0
			10	54	15	8.13	50.5	11.088	21372.76	0	0	0	20	0	0

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg) Carichi T= Carichi tangenziali (kg)
Phi= Angolo di resistenza al taglio (°) C= Coesione (kg/cm²)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0.0

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0.0

Coefficiente beta..... 0.0

Verifica effettuata in condizioni post-sismiche.

Nota: secondo quanto espresso nell'Art. 6.3.4 del D.M. 2018 (verifiche di sicurezza relativamente alle sovrappressioni interstiziali), vista la mancanza di dati effettivi sulle sovrappressioni interstiziali in quanto si è in presenza di una roccia e non di un terreno saturo, tale verifica è stata effettuata considerando cautelativamente i parametri minimi di cui alla tabella dei parametri geomeccanici di pag. 5/6, ridotti in considerazione delle sollecitazioni sismiche.

Le verifiche svolte portano a concludere che il pendio risulta stabile in tutte le condizioni analizzate.

6. CONCLUSIONI

La presente relazione geologica è relativa al progetto di **“Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata per la struttura ricettiva denominata Hotel Vallugola, ai sensi della L.R. 22/09 (C.D. “piano casa”) e della L.R. 9/2006”**, in Comune di Gabicce Mare (PU) (vedi ubicazione in FIG. 1).

Lo studio è condotto in osservanza alla normativa vigente **NTC 2018 (D.M. 17/01/2018)**.

*Lo studio, con l'indagine geognostica effettuata, ha lo scopo di definire la **modellazione geologica del sito**. Potranno essere effettuate ulteriori indagini in sito o in laboratorio in fase di modellazione geotecnica svolta dal Progettista, qualora lo ritenga necessario in relazione alla tipologia dell'intervento in progetto.*

Lo studio svolto porta a concludere che il sito in esame, sulla base delle caratteristiche geologiche, morfologiche, idrologiche, idrogeologiche, stratigrafiche e sismiche descritte nei capitoli precedenti, risulta idoneo alla realizzazione del progetto.

L'analisi svolta fa ritenere che nel complesso, l'area non ricade in particolari ambiti di pericolosità geomorfologica od idraulica.

La **stratigrafia del sottosuolo** è descritta al **Cap. 4** ed illustrata nelle sezioni litostratigrafiche riportate in **FIG. 6, 7 e 8**. La tabella riporta inoltre la **parametrizzazione geomeccanica media** dei livelli litologici principali.

La formazione geologica presente e subaffiorante, non consente l'instaurarsi di una falda freatica; sono possibili tuttavia circolazioni idriche ipodermiche nei livelli a maggior componente limoso-sabbiosa (permeabilità primaria) della copertura e nelle fratture e diaclasi della porzione superficiale decompressa della formazione stessa (permeabilità secondaria). Tali circolazioni sono discontinue poiché condizionate dagli apporti stagionali dovuti prevalentemente ad acque di infiltrazione meteorica.

- *I carichi dell'edificio da ristrutturare, sono trasmessi ad una unità litologica avente buone caratteristiche geomeccaniche (l'Ingegnere strutturista valuterà l'idoneità, in termini di portanza, delle fondazioni dell'edificio, in relazione ai reali carichi trasmessi).*
- *Lo sbancamento che verrà effettuato per la realizzazione del nuovo vano interrato sarà realizzato previa messa in opera, a monte, pertanto anche a protezione della strada, di un diaframma o paratia di contenimento opportunamente dimensionata secondo le caratteristiche del terreno rilevato.*
- *Significativi sono i dati rilevati nel piezometro del sondaggio S1 per cui, nel dimensionamento della paratia lato strada, occorrerà tenere conto della presenza di acqua.*
- *Si consiglia l'impermeabilizzazione dei muri contro terra e vani interrati.*

La **caratterizzazione sismica del sito** è svolta al **Cap. 5**.

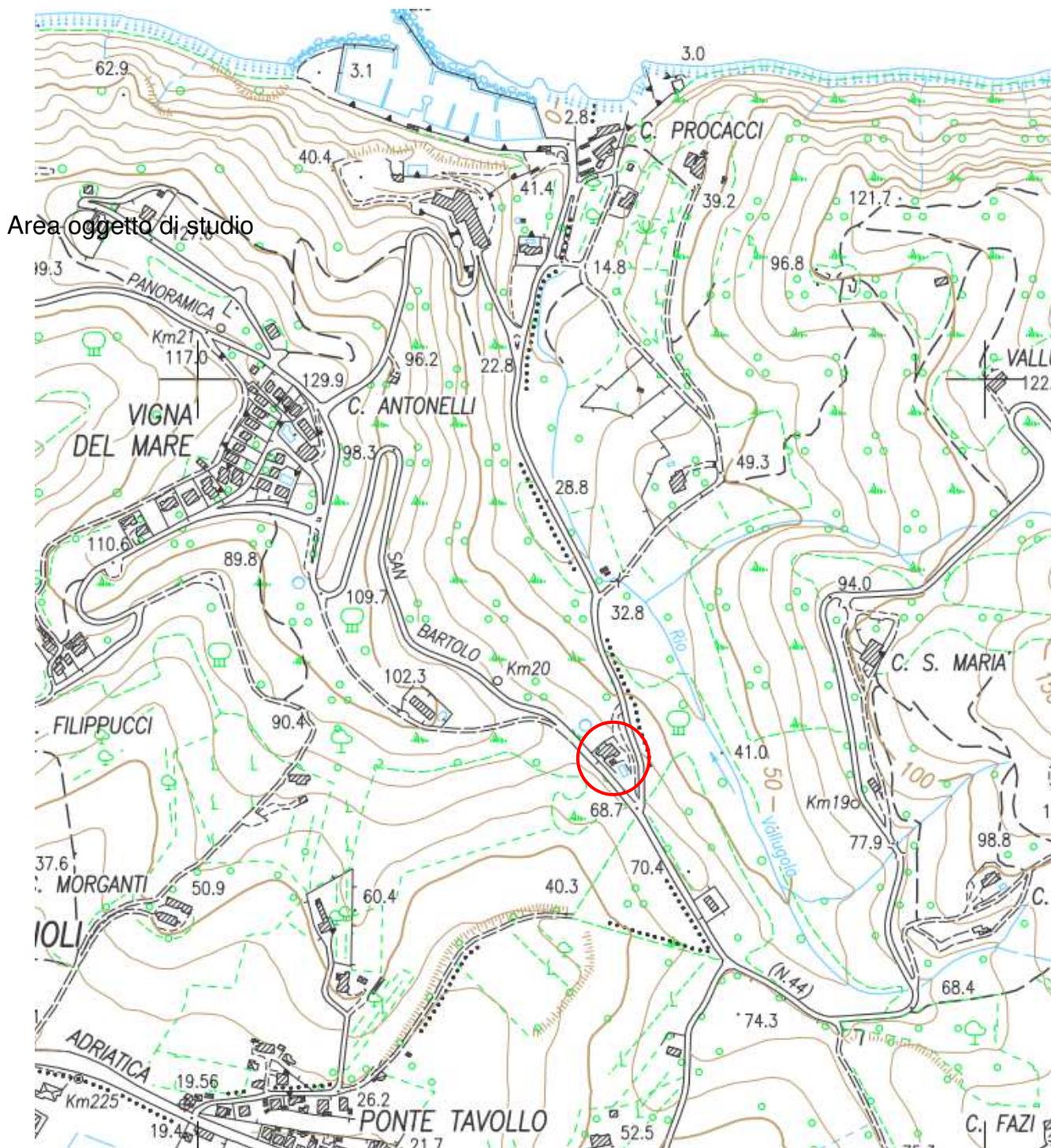
Per l'opera in esame può essere posto:

- CLASSE D'USO II (par. 2.4.2. delle NTC 2018);
- VITA NOMINALE 50 anni (par. 2.4.1. tab. 2.4.I delle NTC);
- COEFFICIENTE D'USO 1.0 (par. 2.4.3. tab. 2.4.II delle NTC)
- *L'analisi sismica effettuata conduce ad una categoria **di sottosuolo C** (tab.3.2. II delle NTC).*
- *Accelerazione massima attesa al sito $a_{max} = 0.261g$*

Rischio di liquefazione dei terreni – I litotipi presenti essendo di natura litoide costituiti da arenarie a diverso grado di cementazione, non rientrano nella tipologia di terreni soggetti a liquefazione.

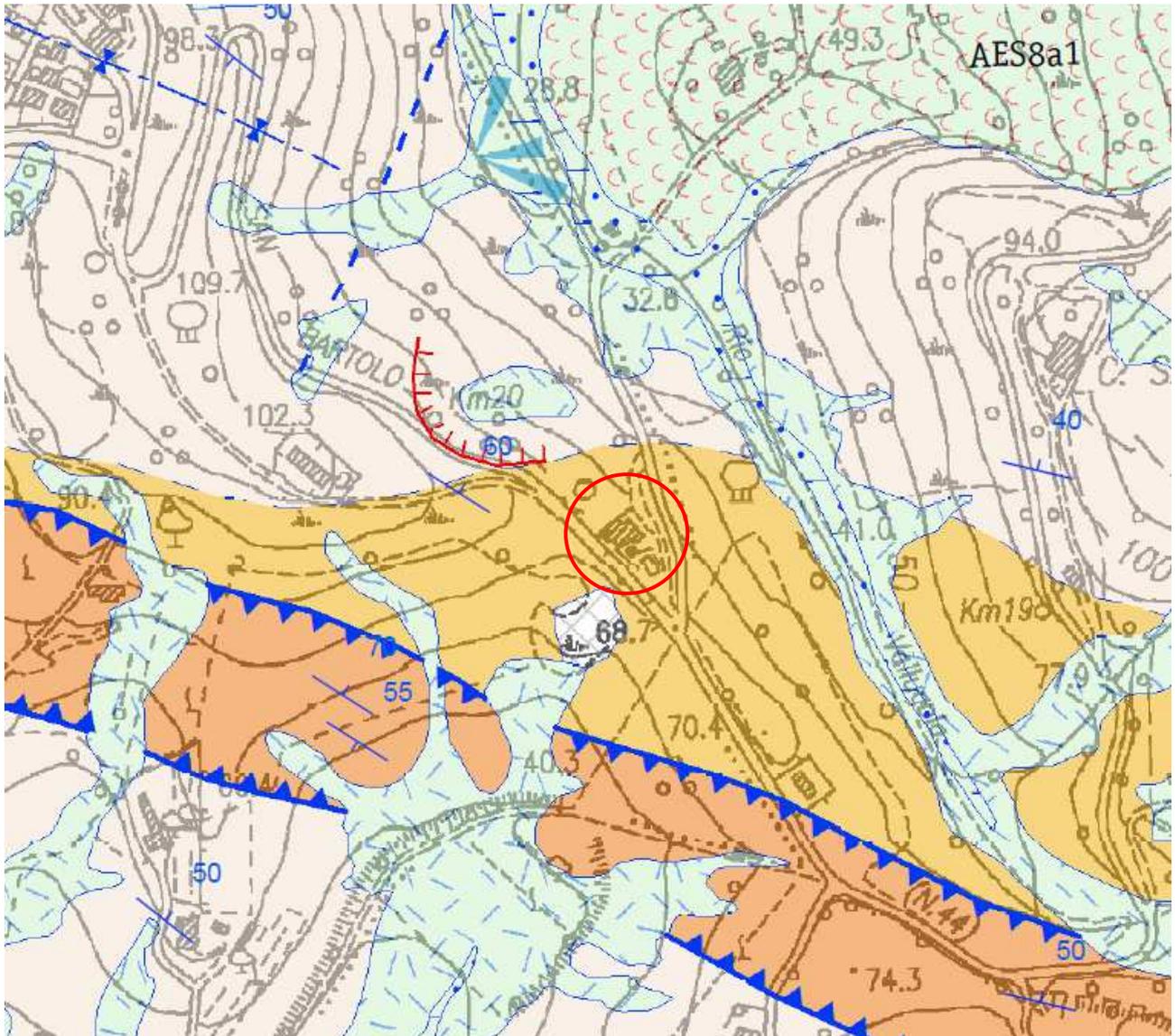
FIGURE E TABELLE ALLEGATE

- FIG. 1 – Inquadramento area in studio (stralcio)
- FIG. 2 – Inquadramento geologico
- FIG. 3 – Inquadramento geomorfologico da fotointerpretazione
- FIG. 4 – Stralcio delle tavole di analisi dei rischi geomorfologici
- FIG. 5 – Planimetria di progetto con ubicazione indagini effettuate (Scala 1:500)
- Stratigrafia sondaggio a carotaggio S1
- Stratigrafia sondaggio a carotaggio S2
- n. 5 grafici prove penetrometriche DPSH
- FIG. 6 – Sezione litostratigrafica **A – A'** (Scala grafica)
- FIG. 7 – Sezione litostratigrafica **B – B'** (Scala grafica)
- FIG. 8 – Sezione litostratigrafica **C – C'** (Scala grafica)
- Foto cassette catalogatrici carotaggio S1
- Foto cassette catalogatrici carotaggio S2



 Ubicazione edificio in oggetto

FIG. 1 – Inquadramento area in studio (stralcio)
(CTR Regione Marche Sez. n. 268020 Gabicce Mare – 1:10.000)



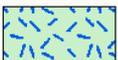
Legenda degli elementi d'interesse

DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI

SINTEMA EMILIANO - ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)
SUBSISTEMA DI RAVENNA (AES 8)
(PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE)



AES8a1 Frane in evoluzione



AES8b2 Depositi eluvio-colluviali



Orlo di scarpata di frana

SUCCESSIONE UMBRO-MARCHIGIANO-ROMAGNOLO

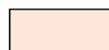
SUCCESSIONE MIOCENICA



FCO FORMAZIONE A COLOMBACCI
(Messiniano p.p.)



FSD FORMAZIONE di SAN DONATO
(Messiniano p.p.)



GES GESSOSO SOLFIFERA
(Messiniano p.p.)



SCH SCHLIER
Burdigaliano superiore p.p. - Messiniano inferiore p.p.



Sovrascorrimento

FIG. 2 – Inquadramento geologico
(Stralcio fuori scala della Carta Geologica Regionale a scala 1:10.000
Sezione 268020 Gabicce Mare)

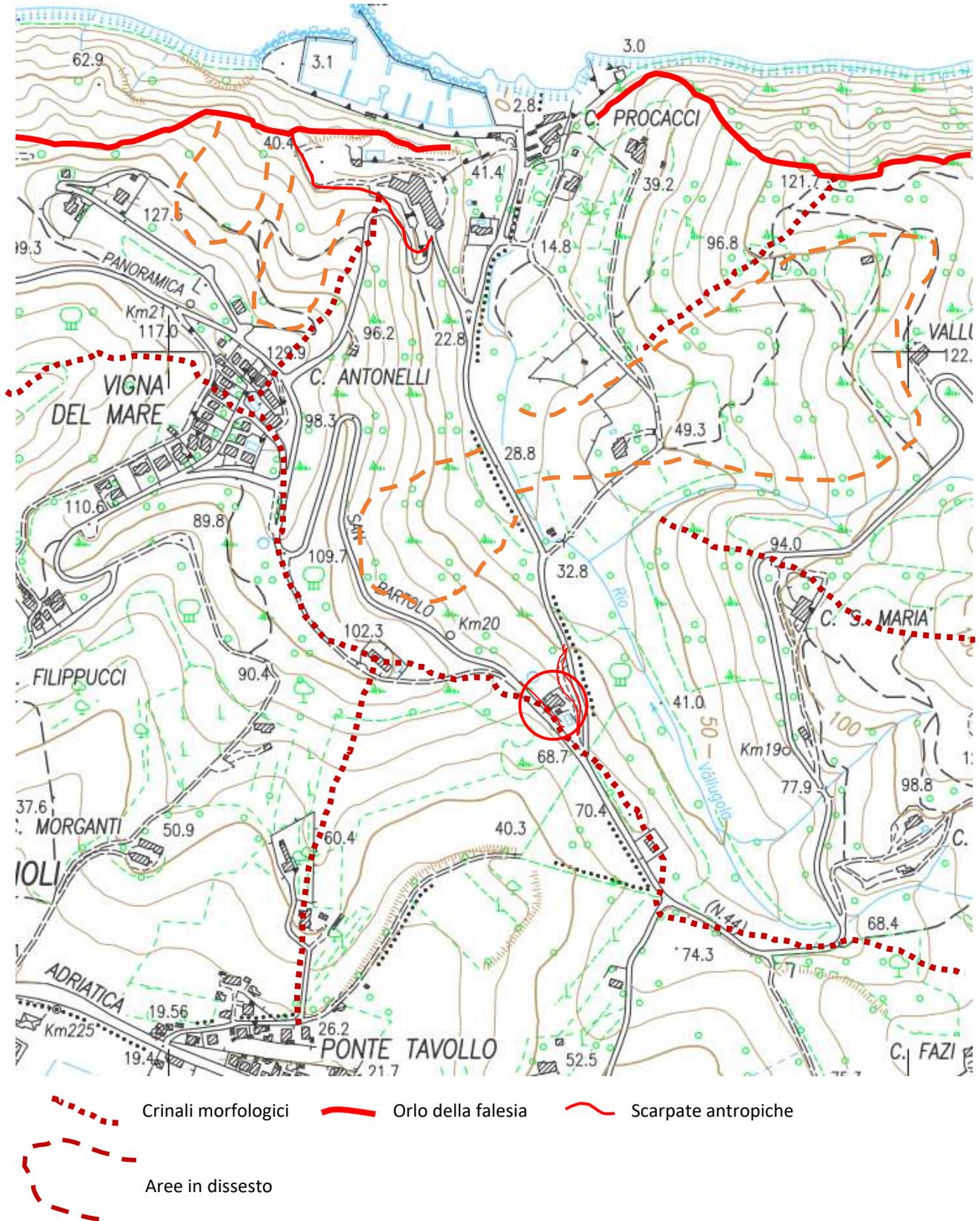
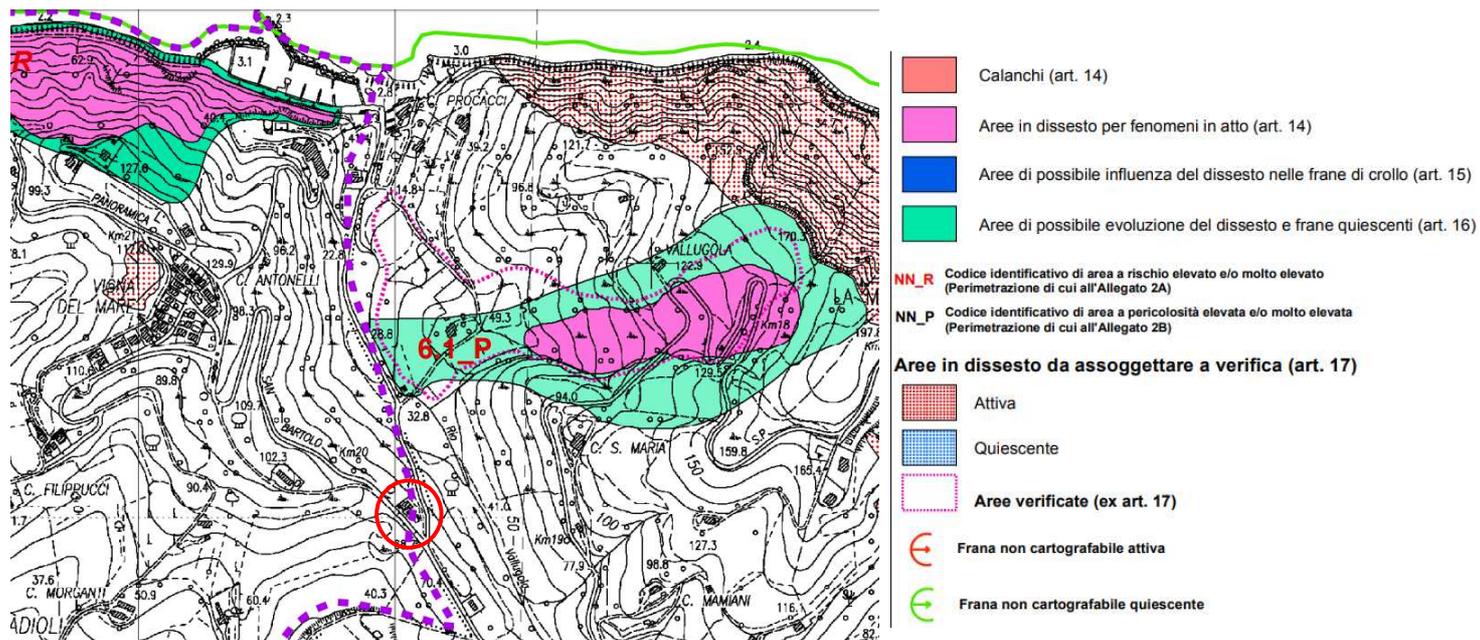
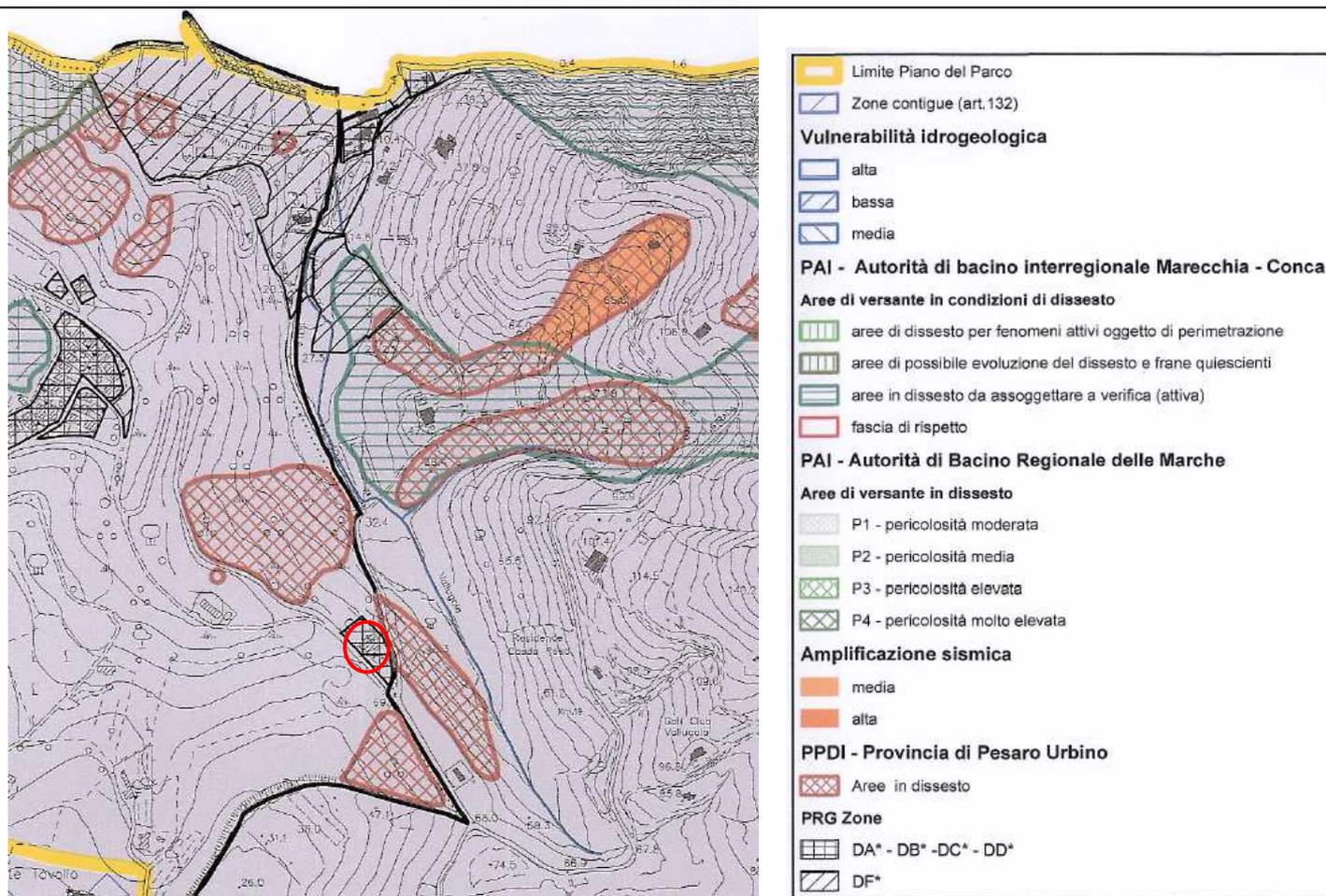


FIG. 3 – Inquadramento geomorfologico da fotointerpretazione
(CTR Regione Marche Sez. n. 268020 Gabicce Mare – 1:10.000)



PAI Bacino A.I. Bacino Marecchia – Conca – Progetto di Variante 2016



Piano del Parco del Monte san Bartolo - Stralcio fuori scala della Tavola C4

FIG. 4 – Stralcio delle tavole di analisi dei rischi geomorfologici

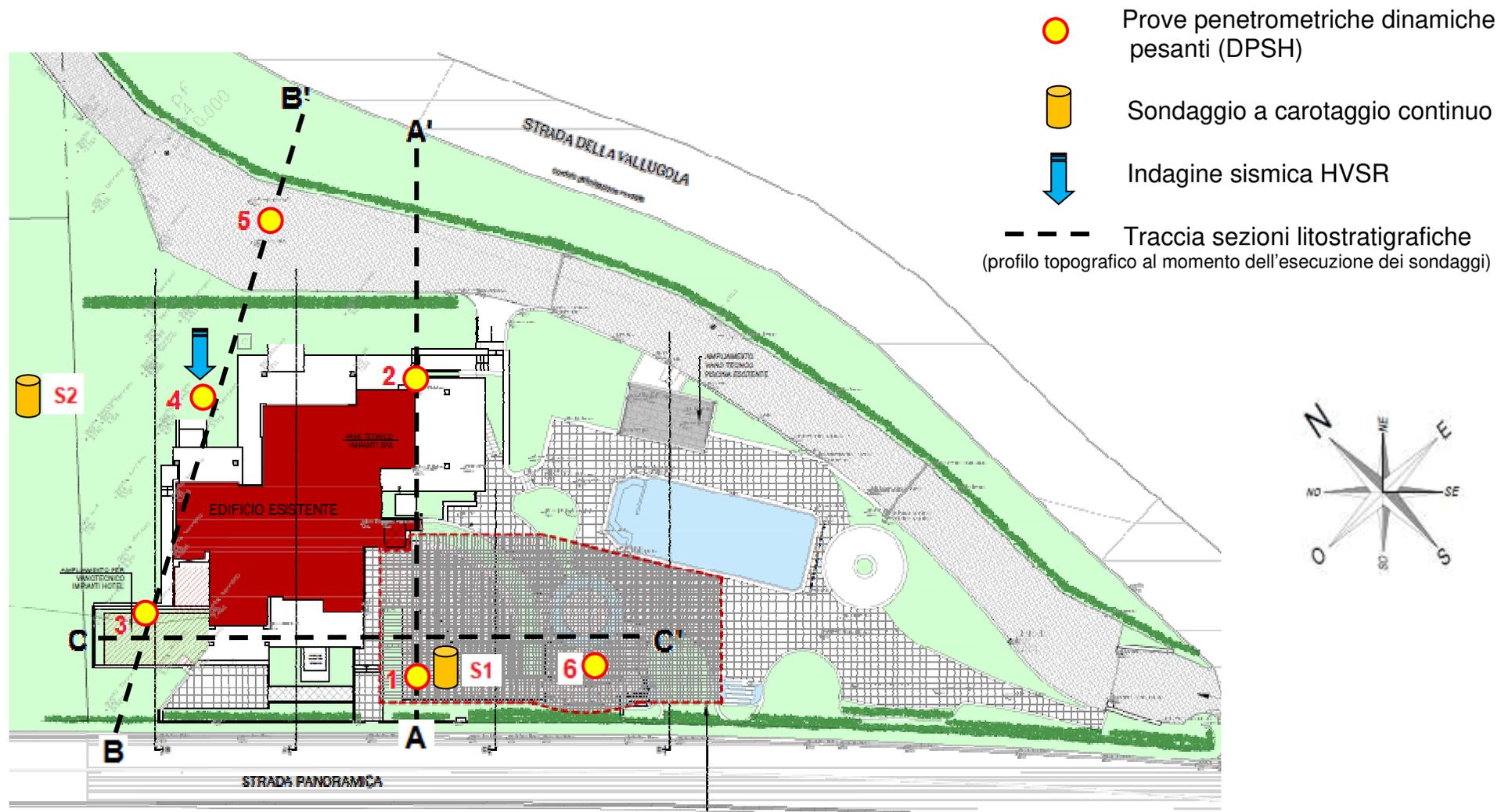


FIG. 5 – Planimetria di progetto con ubicazione indagini effettuate (Scala 1:500)

GEOLOGI ASSOCIATI – Dott. D. Bastianelli e Dott. F. Carlini
Via Repubblica, 75 - Misano Adriatico (RN)

INTERGEO S.R.L. - Via Rancaglia, 37 - 47899 Serravalle (RSM)

SONDAGGIO: 1 DA METRI: 0.0 A METRI: 12.0 Responsabile: COMMITTENTE: Geologi Associati CANTIERE: Vallugola (PU) LOCALITA': DATA INIZIO: 30-9-2020 DATA FINE: 30-9-2020 QUOTA BOCCAFORO (m s.l.m.):	LUNGHEZZA (m): 12.0 Sonda tipo: Beretta T 41 Operatore:	LEGENDA: PROVE S.P.T.: PA Punta aperta - PC Punta chiusa CAMPIONI: S Pareti sottili - O Osterberg - M Mazier R Rimaneggiato - Rs Rimaneggiato da S.P.T. PIEZOMETRI: A Aperto - C Casagrande - E Elettrico PERFORAZIONE: CS Carotiere semplice - CD Carotiere doppio - EC Elica continua STABILIZZAZIONE: RM Rivestimento metallico FB Fanghi bentonitici % CAROTAGGIO ——— R.Q.D. ———
---	---	---

S.P.T. Prof. Tipo Valori	CAMPIONI Prof. Tipo	STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE	Prof. (m)	Carot. (%) RQD (%) 20 40 60 80	Pocket Test kg/cmq	Vane Test	FALDA Rinv Stab	Piezo- metri	Diam. (mm)	Metodo Perf.ne	Metodo Stab.ne
		Piazzale e sottofondo ghiaioso	0.5								
	1	Coltre detritica: limi sabbiosi ocra con clasti arenacei	1.8				1.5 (1)				
2.9 PC 11 12 23	3	Substrato decompresso: Argille limose ocra ossidate con calcinelli e livelli sabbiosi; stratificazione 35-40 ° presenza di fratture subverticali aperte con apparato radicale	3.0							3.0 CS	
4.8 PC 26 34 42	5	Substrato arenaceo ossidato: Manovra con carotiere T 6 da 3.0 a 4.50: blocco arenaceo fratturato con apparato radicale, mame argillose a stratificazione 35-40 con strati da 35-50 cm con livelli sabbiosi fra gli strati. manovra con T6 da 4.5 a 6.0: blocco arenaceo fratturato, apparato radicale, presenza di 2 famiglie di fratture ortogonali alla stratificazione e a 120 ° tra loro. Mame argillose stratificate a 30-40 cm con livelli arenacei negli interstrati. da 5.80 a 6.00: banco calcarenitico fratturato; manovra con T6 da 6.0-7.50: mame e arenarie disturbate tettonicamente; da 7.0 a 7.10 banco calcarenitico fratturato da 7.10 a 7.50 sabbie debolmente cementate	7.7								
9.5 PC 20 25 41	9	Substrato color grigio: mame argillose grigio azzurre con livelli di mame calcaree fratturate e ossidate a 8.0 mt stratificazione 40-45 ° a 10.50 interstrato sabbioso con livelli carboniosi; alternanza di mame sabbiose e arenarie	12.0								
	12							A 12.0		12.0 CD	

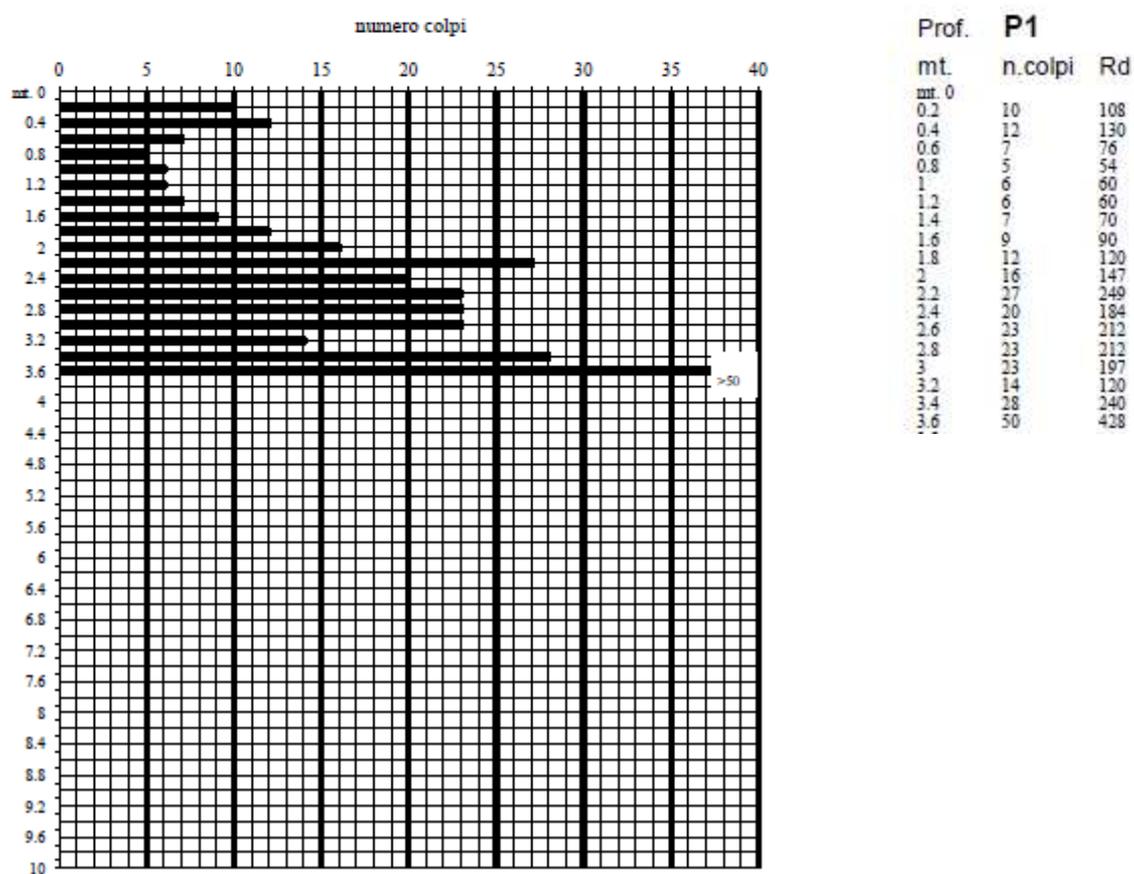
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Via Rancaglia, 37 - 47899 Serravalle - RSM
www.intergeom.com info@intergeom.com

cantiere: Vallugola (PU)-Hotel Vallugola
quota inizio: piano campagna data: Luglio 2020
prof. falda: assente

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH 1

Penetrometro dinamico pesante tipo "Emilia":

Peso maglio: 63.50 Kg. Caduta maglio: 75cm. Sezione punta: 20cmq. Peso aste: 6.20Kg/ml.



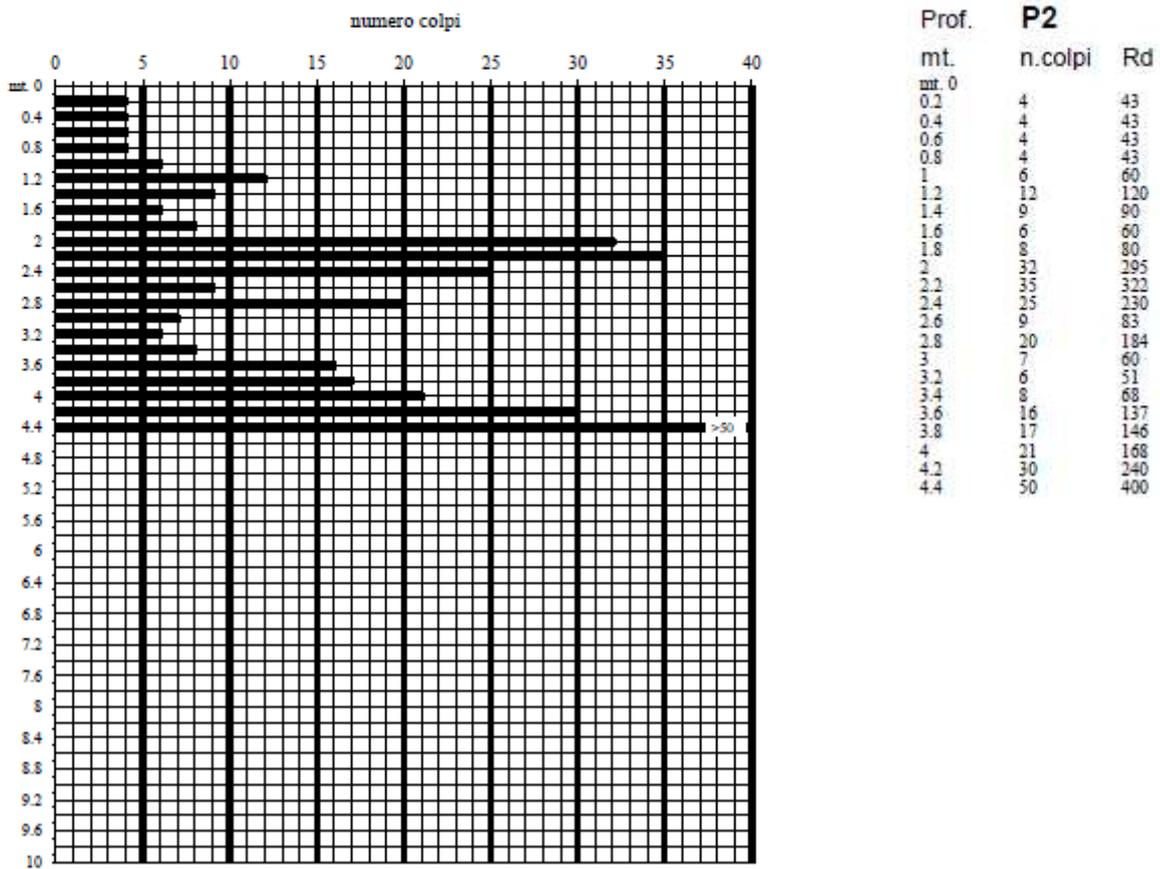
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Via Rancaglia, 37 47899 Serravalle - RSM
www.intergeo.com info@intergeo.com

cantiere: Vallugola (PU)-Hotel Vallugola
quota inizio: piano campagna data: Luglio 2020
prof. falda: assente (4.00 mt. Piezometro)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH 2

Penetrometro dinamico pesante tipo "Emilia" :

Peso maglio: 63.50 Kg. Caduta maglio: 75cm. Sezione punta: 20cmq. Peso aste: 6.20Kg/ml.



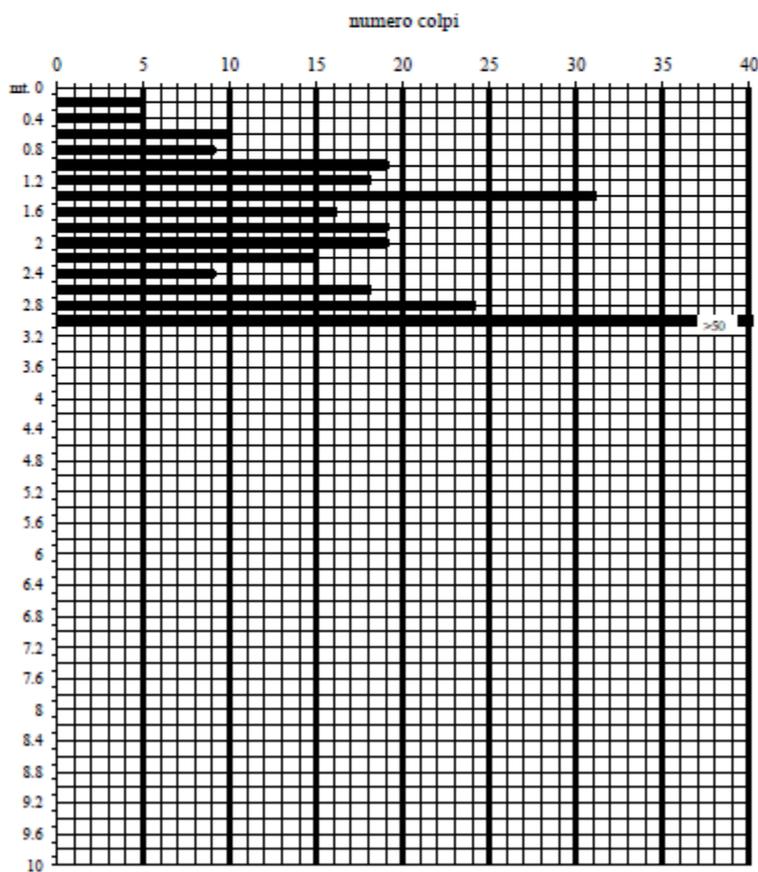
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Via Rancaglia, 37 - 47899 Serravalle - RSM
www.intergeosm.com info@intergeosm.com

cantiere: Vallugola (PU)-Hotel Vallugola
quota inizio: piano campagna data: Luglio 2020
prof. falda: assente (3.00 mt. Piezometro)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH 3

Penetrometro dinamico pesante tipo "Emilia":

Peso maglio: 63.50 Kg. Caduta maglio: 75cm. Sezione punta: 20cmq. Peso aste: 6.20Kg/ml.



Prof. mt.	P3	
mt. 0	n.colpi	Rd
0.2	5	54
0.4	5	54
0.6	10	108
0.8	9	98
1.0	19	189
1.2	18	179
1.4	31	309
1.6	16	159
1.8	19	189
2.0	19	175
2.2	15	138
2.4	9	83
2.6	18	166
2.8	24	221
3.0	24	221
3.2	50	428

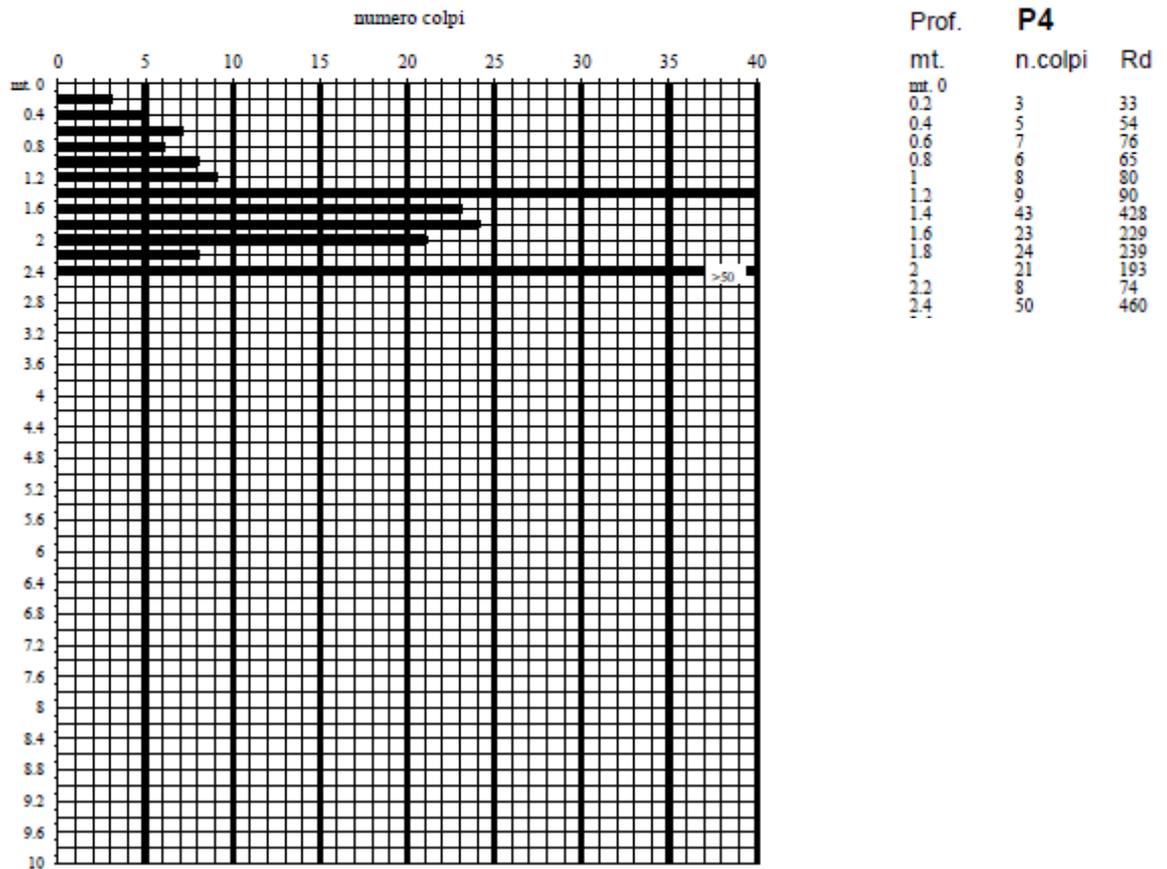
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Via Ruscaglia, 37 47899 Serravalle - RSM
www.intergeosm.com info@intergeosm.com

cantiere: Vallugola (PU)-Hotel Vallugola
quota inizio: piano campagna data: Luglio 2020
prof. falda: assente (2.00 mt. Piezometro)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH 4

Penetrometro dinamico pesante tipo "Emilia" :

Peso maglio:63.50 Kg. Caduta maglio:75cm. Sezione punta:20cmq. Peso aste:6.20Kg/ml.



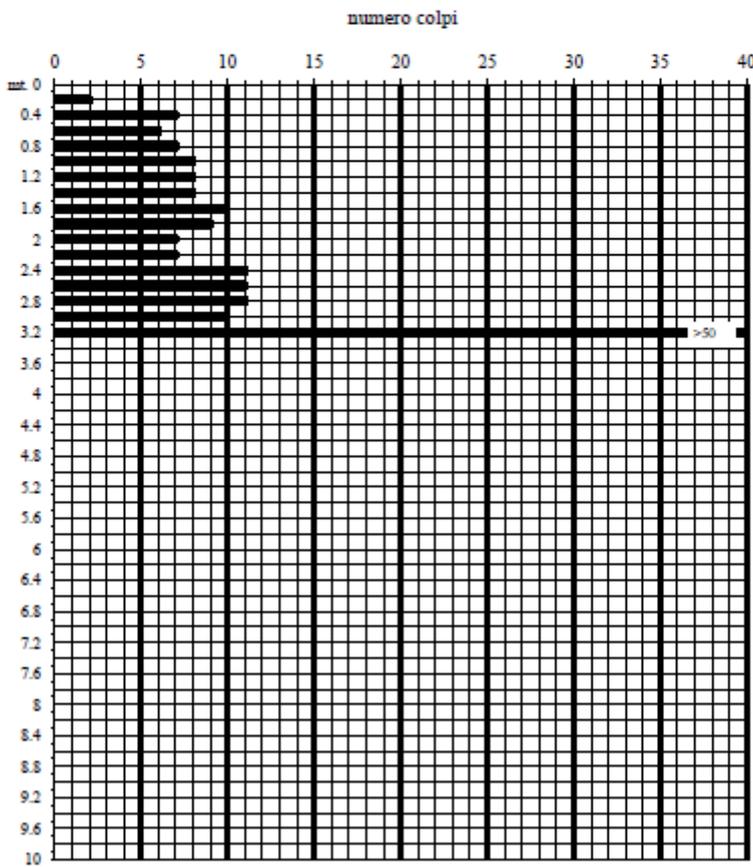
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Via Rancaglia, 37 - 47899 Serravalle - RSM
www.intergeosm.com info@intergeosm.com

cantiere: Vallugola (PU)-Hotel Vallugola
quota inizio: piano campagna data: Luglio 2020
prof. falda: assente

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH 5

Penetrometro dinamico pesante tipo "Emilia" :

Peso maglio: 63.50 Kg. Caduta maglio: 75cm. Sezione punta: 20cmq. Peso aste: 6.20Kg/ml.



Prof. mt.	P5 n.colpi	Rd
0		
0.2	2	22
0.4	7	76
0.6	6	65
0.8	7	76
1	8	80
1.2	8	80
1.4	8	80
1.6	10	100
1.8	9	90
2	7	64
2.2	7	64
2.4	11	101
2.6	11	101
2.8	11	101
3	10	86
3.2	50	428

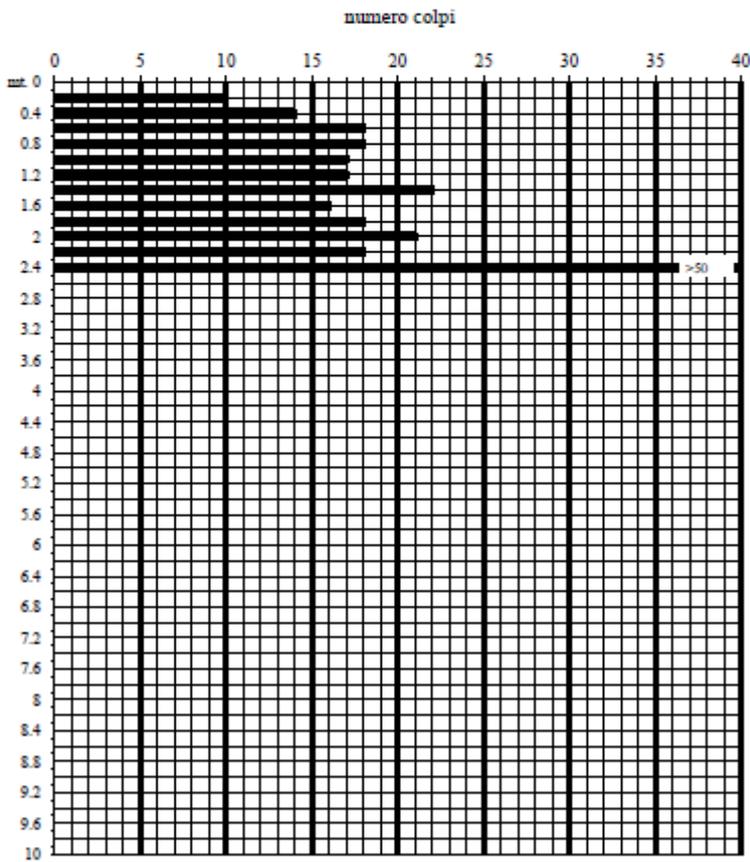
INTERGEO S.r.l. - Servizi Geologici
Via Rancaglia, 37 - 47899 Serravalle - RSM
www.intergeom.com info@intergeom.com

cantiere: Vallugola (PU)-Hotel Vallugola
quota inizio: piano campagna data: Luglio 2020
prof. falda: assente

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH 6

Penetrometro dinamico pesante tipo "Emilia" :

Peso maglio:63.50 Kg. Caduta maglio:75cm. Sezione punta:20cmq. Peso aste:6.20Kg/ml



Prof. (mt.)	n.colpi	Rd
0	10	108
0.2	14	152
0.4	18	195
0.6	18	195
0.8	17	169
1	17	169
1.2	22	219
1.4	16	159
1.6	18	179
1.8	21	193
2	18	166
2.2	50	460
2.4		

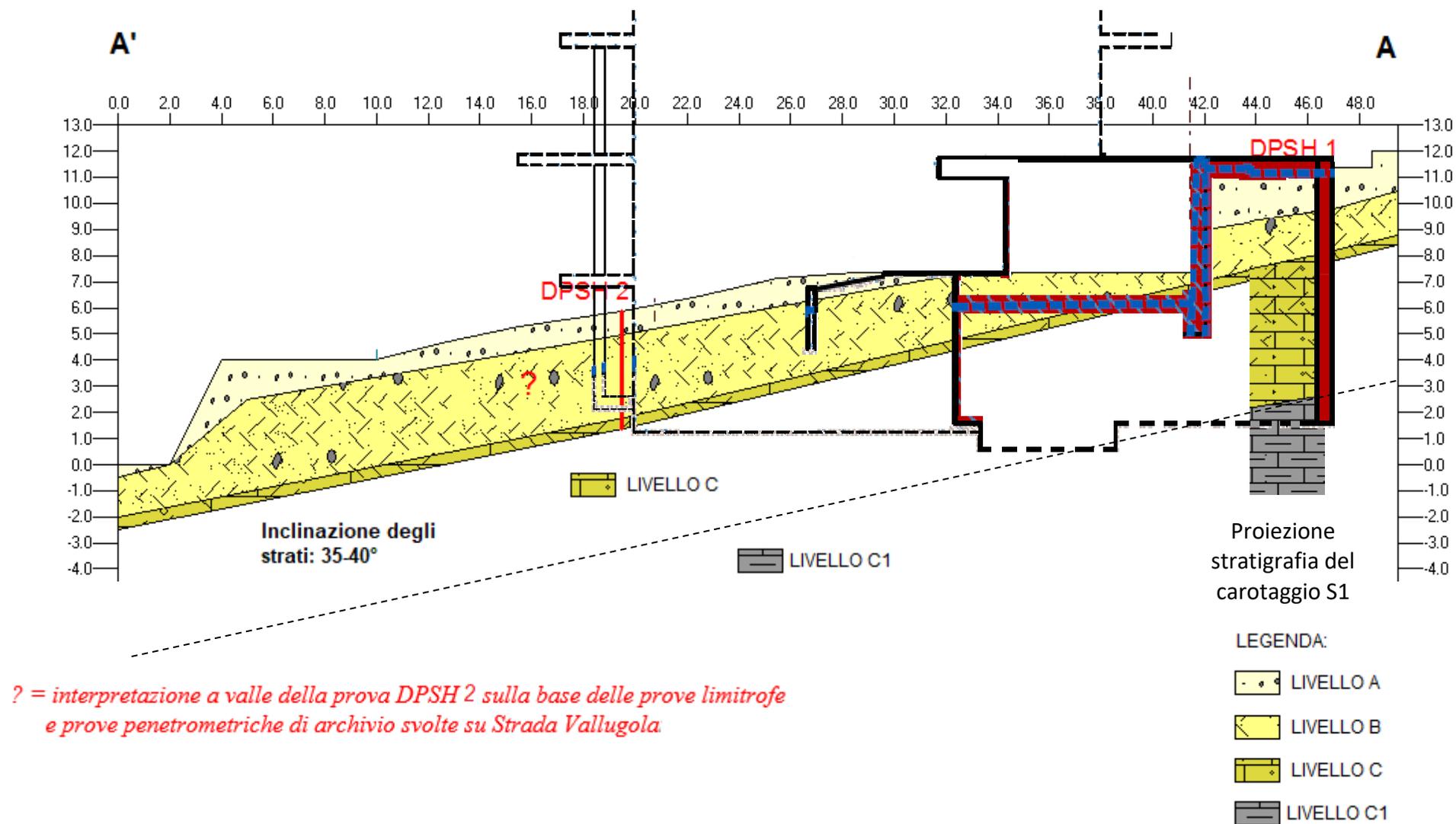
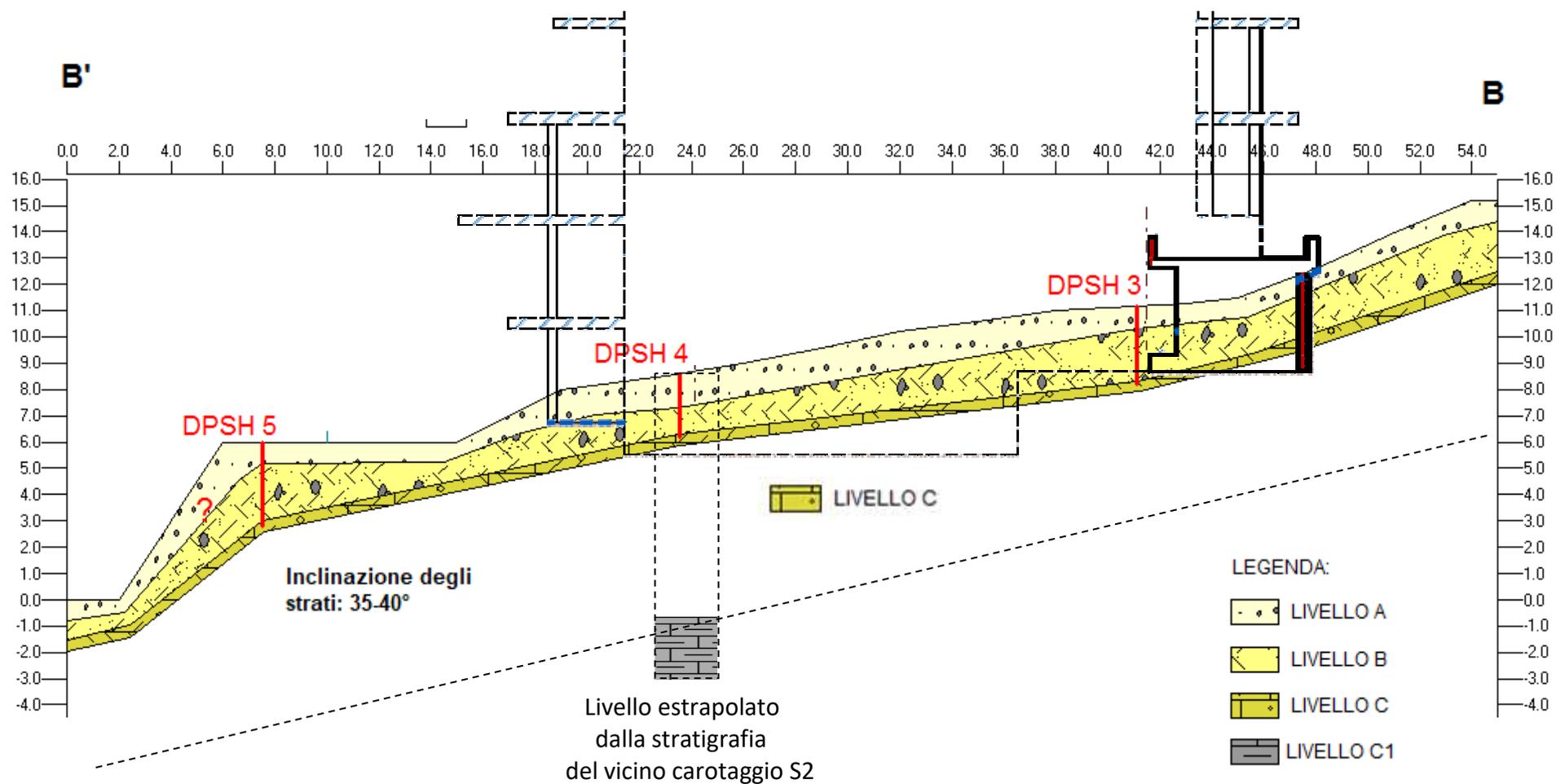


FIG. 6 – Sezione litostratigrafica A – A' con proiezione di sezione di progetto (Scala grafica)



? = interpretazione a valle della prova DPSH 5 sulla base delle prove limitrofe e prove penetrometriche di archivio svolte su Strada Vallugola

FIG. 7 – Sezione litostratigrafica B – B' con proiezione sezione di progetto (Scala grafica)

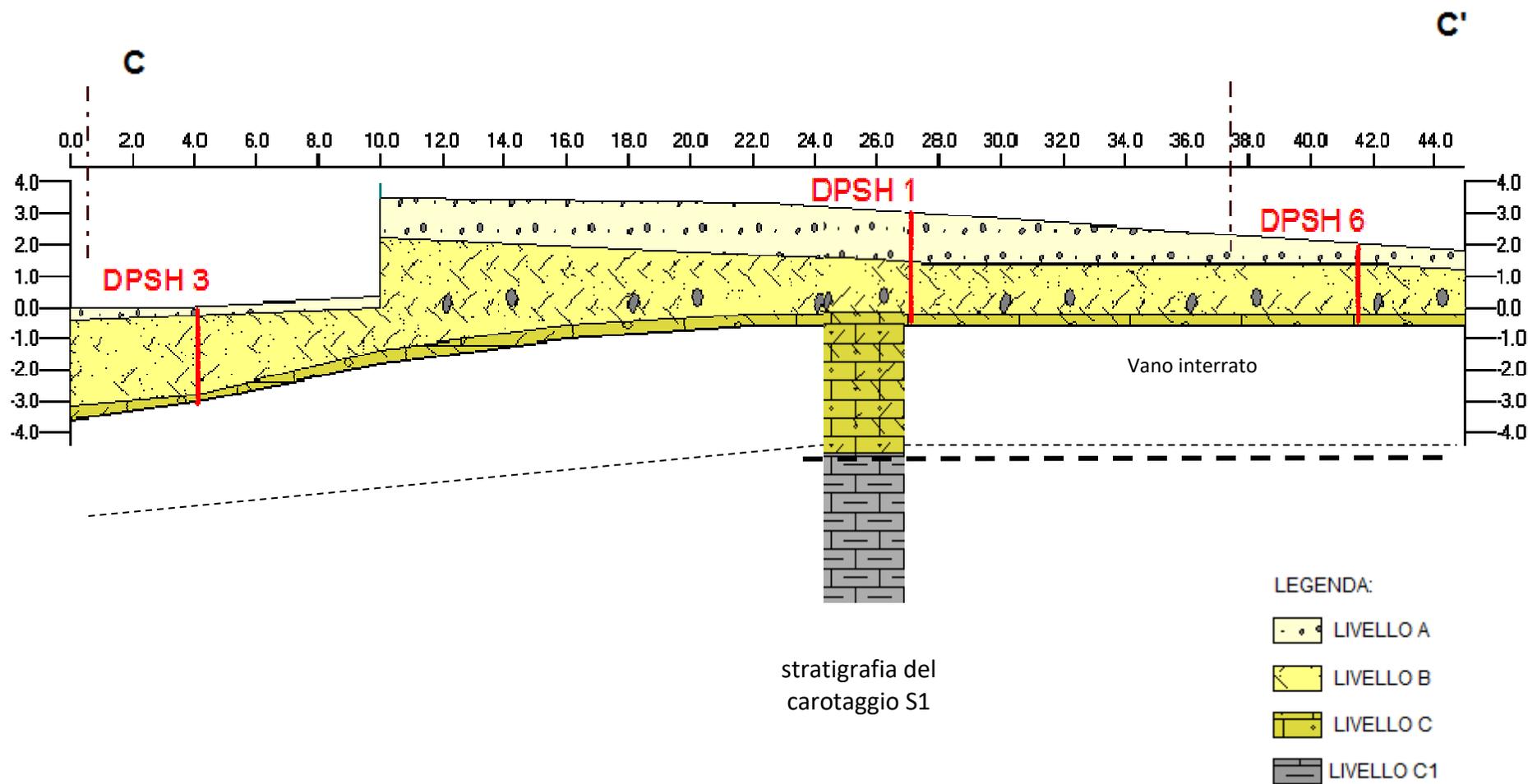


FIG. 8 – Sezione litostratigrafica C – C' (Scala grafica)

Foto cassette catalogatrici carotaggio S1



Foto cassette catalogatrici carotaggio S2



0 – 5 m p.c.



5 – 10 m p.c.



10 – 11 m p.c.