



committente

GIANNINI MARIA PAOLA
(Presidente del Consorzio 23 S.M. Vico Storto della Cuoca)

localizzazione

COMUNE DI BARISCIANO

provincia di L'Aquila
Ambito SMP.A2 del Piano di Ricostruzione
Vico Storto della Cuoca
Foglio 72, Particelle 619 - 2960 - 621 - 2151 - 651 - 652 - 653 - 655 - 657 - 661 - 660 - 659 - 658 - 647 - 648 - 649 - 650
- 623 - 624 - 625 - 627 - 626

oggetto

LAVORI CONSEGUENTI AL SISMA DEL 6 APRILE 2009

RIPARAZIONE DANNI E MIGLIORAMENTO SISMICO DI AGGREGATO
EDILIZIO CON ESITO "E" - PARTI COMUNI
(L. 24.06.09 N. 77 - O.P.C.M. 3790/09 - O.P.C.M. 3820/09 e **Decreto n. 1 USRC del 02/2014**)

Progettazione e Direzione Lavori: Arch. Giuseppe Bocci

San Ginesio, lì Settembre 2015

Timbro e firma

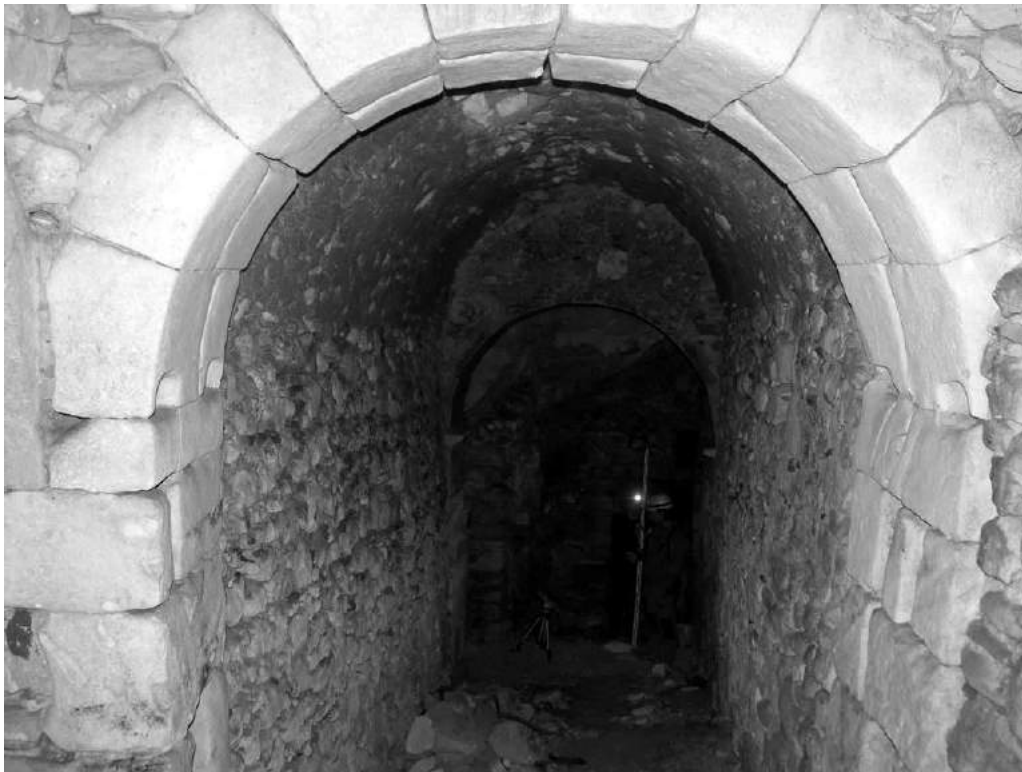
tav. n.

C23M



Dott. Geol. Andrea Burza
Via M. Dodaro, 6 Mendicino
Tel.: 0984-631978

RELAZIONE GEOLOGICA, TECNICA E SISMICA
PER IL RIPRISTINO DI UN AGGREGATO EDILIZIO IN
PICENZE DANNEGGIATO IN SEGUITO AL SISMA DEL
06/04/2009.





INDICE

Premessa	pag 3
Inquadramento geologico-tettonica-stratigrafia e geomorfologia	pag 6
Microzonazione sismica	pag. 12
Geologia di sottosuolo e stratigrafia di dettaglio.	Pag 16
Tettonica ed analisi strutturale	pag. 20
Pericolosità sismica, aspetti sismotettonici e liquefazione	pag. 22
Indagini microsismiche- sondaggi HVSR e MASW	pag. 28
Report sismico	pag. 44
P.A.I.	pag. 46
Caratterizzazione geotecnica	pag 48
Calcolo carichi ammissibili	pag 50
Conclusioni	pag 54

Allegati:

- Relazione ed indagini sismiche UNIVAQ
- Relazione Ing. Niro La Torretta



PREMESSA

L'Assemblea del Consorzio Obbligatorio per la Ricostruzione "23 Sm - Vico Storto della Cuoca" in Picenze, c.f./P.I. 93060950669, rappresentata dal Presidente S.^{ra} Maria Paola Giannini, mi ha incaricato di redigere uno studio geologico dell'aggregato edilizio oggetto del Consorzio, sito in località Picenze del Comune di Barisciano (AQ), per un progetto finalizzato al ripristino strutturale ed in parte alla ricostruzione del gruppo di edifici (vedi fig. 1) danneggiati in seguito al sisma del 06/04/2009.





Il sito oggetto dello studio è censito al Foglio Catastale n°72, part. 619-621-622-624-625-626-627-647-648-649-650-651-652-653-654-656-657-658-659-660-661-662-2151-2960-3021 del Comune di Barisciano.

È inoltre incluso nella Sez. I – Foglio 359 della nuova Carta d'Italia in scala 1:25.000 e ricade in zona sismica “di tipo 2” con grado di sismicità medio-elevato ($S=9$) e Coefficiente di intensità sismica ($C=0,25$).

Lo scopo di questo studio è quello di individuare le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, stratigrafiche e tecniche della zona, inquadrata nel contesto generale del territorio. Si è proceduto, pertanto, al rilevamento geologico di superficie nell'immediato intorno della zona in esame ed alla raccolta di dati bibliografici riguardanti l'area. I dati di superficie sono stati integrati con quelli relativi alla geologia ed alla litostratigrafia rilevata in sottosuolo dagli speleologi del Laboratorio di Geologia e Sismologia dell'Università dell'Aquila su incarico del Consorzio.

Il presente studio è stato realizzato in osservanza alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (**NTC 2008**) - D.M. 14.01.2008 e successive disposizioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 2/2/2009 (Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008) e sulla base delle seguenti categorie di lavori:

- Rilevamento Geologico del sito in oggetto e delle aree adiacenti
- Analisi litologica del terreno di fondazione
- Caratterizzazione geotecnica e sismica del terreno in base ai sondaggi microsisimici HVSR, SASW e MASW.
- Elaborazione e sintesi dei dati acquisiti.

Le tematiche affrontate sono state desunte attraverso un rilievo preliminare di campagna, i sondaggi in situ, lo studio aereofotogeologico e la visione della cartografia e della documentazione riportata nelle carte di microzonazione sismica prodotte dalla Protezione Civile e nei relativi allegati mentre, per le



Dott. Geol. Andrea Burza
Via M. Dodaro, 6 Mendicino
Tel.: 0984-631978

eventuali criticità legate alla pericolosità ed al rischio derivante da frane, si è fatto riferimento agli elaborati cartografici contenuti nel P.A.I. della Regione Abruzzo.



INQUADRAMENTO GEOLOGICO: TETTONICA, STRATIGRAFIA E GEOMORFOLOGIA

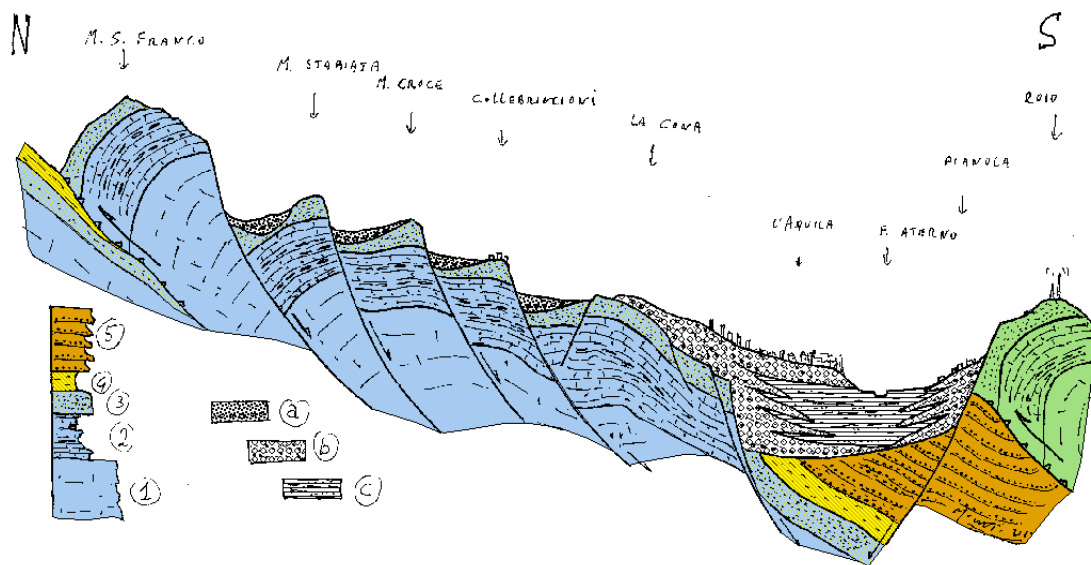
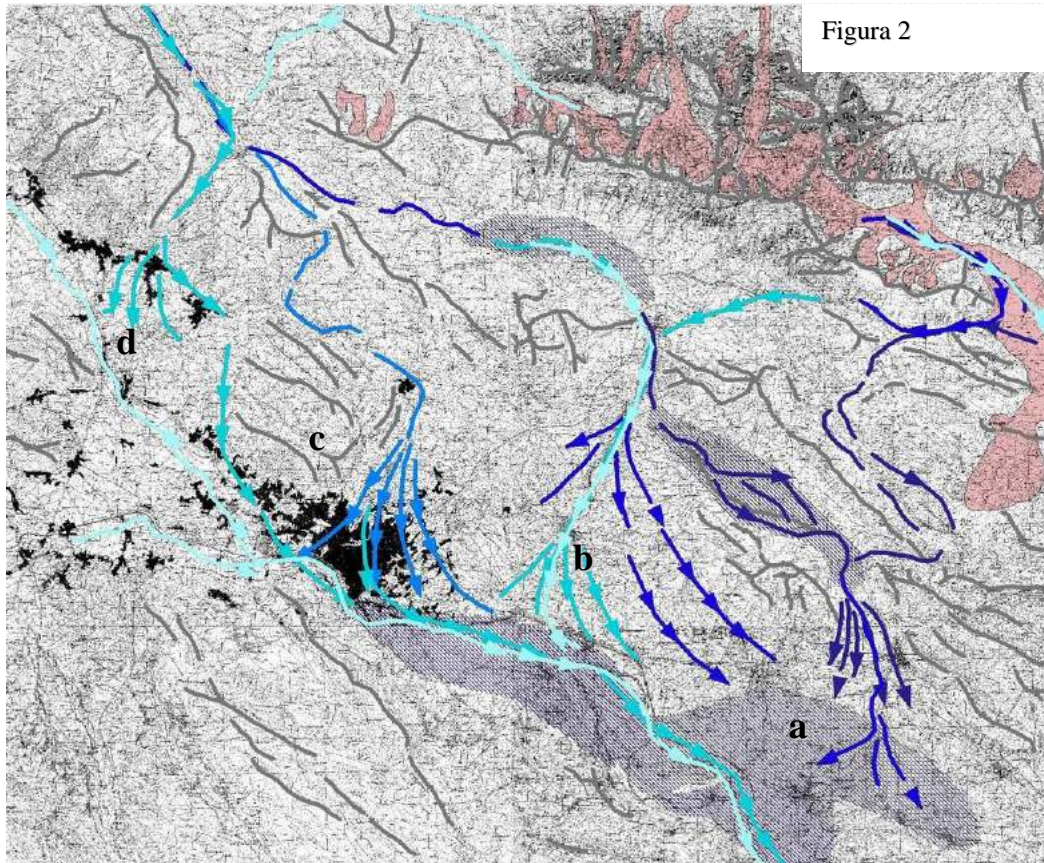


Figura 3



L'assetto geologico dell'area d'interesse è intimamente connesso all'orogenesi delle Catene Appenniniche; questa è cominciata tra l'Oligocene superiore ed il Miocene inferiore (tra 30 e 16 Ma) a causa del movimento rotatorio antiorario della Corsica e della Sardegna, le quali si sono scontrate con il bordo occidentale della placca Adria (appartenente al margine africano), ed è continuata con l'apertura del Mar Tirreno iniziato nel Miocene superiore (8 Ma circa).

Tale apertura ha provocato una compressione ed un conseguente accavallamento delle rocce della piattaforma appenninica (Panormide) sul margine africano-adriatico; nel Pliocene (5-2 Ma circa), a causa di un collasso tettonico generale a retro dei fronti della compressione, si generano in tutta l'area centro-appenninica ed in quella aquilana in particolare una serie di depressioni (*graben*) che poi evolveranno verso la fine del periodo in bacini lacustri o fluvio.lacustri, progressivamente colmati da sedimenti clastici e detritici provenienti dal disfacimento dei versanti meridionali della nascente catena del Gran Sasso d'Italia.

Nel Pleistocene inferiore (1.8 – 0.5 Ma), età in cui si impostava il paesaggio ed i depositi attuali, lo scenario era quello di un'ampia vallata intramontana (l'attuale valle dell'Aterno) occupata alternativamente da un bacino lacustre o, a seconda della fase climatica, da estensioni paludoso-limose, nel quale cui sedimentavano le attuali argille e sabbie che costituiscono buona parte del sottosuolo di Pícenze.

Il margine settentrionale di questo bacino corrispondeva all'attuale allineamento Cansatessa-Pettino-S.Giuliano-S.Elia-Barisciano, già allora controllato dall'attuale sistema di faglie attive. Nel bacino lacustre confluiva da N-NW l'importante alveo fluviale del paleo-Aterno, di cui sono conservati



evidenti tratti relitti in molte delle valli sospese a N e ad W della conca aquilana, uno dei quali sfociava in corrispondenza dell'attuale paese di Barisciano. Questo, favorito anche da un regime di piogge molto superiore all'attuale, deponeva nella conca sedimenti ciottolosi, ghiaiosi e sabbiosi che andavano a formare una serie di delta-conoidi di età progressivamente più giovane procedendo da E verso W (conoidi di Barisciano, di Paganica, dell'Aquila e di S.Vittorino - **a, b, c, d** in figura 2), le quali si espandevano al di sopra dei sedimenti lacustri colmando progressivamente il bacino. I rapporti stratigrafici tra i diversi corpi sedimentari sono riportati in fig. 3, tracciata in corrispondenza della città dell'Aquila, ma valida nelle sue linee sostanziali anche nei settori sud-orientali. In fig. 4 si riporta la sezione interpretativa tratta dal volume di microzonazione sismica per l'area di Pienze.

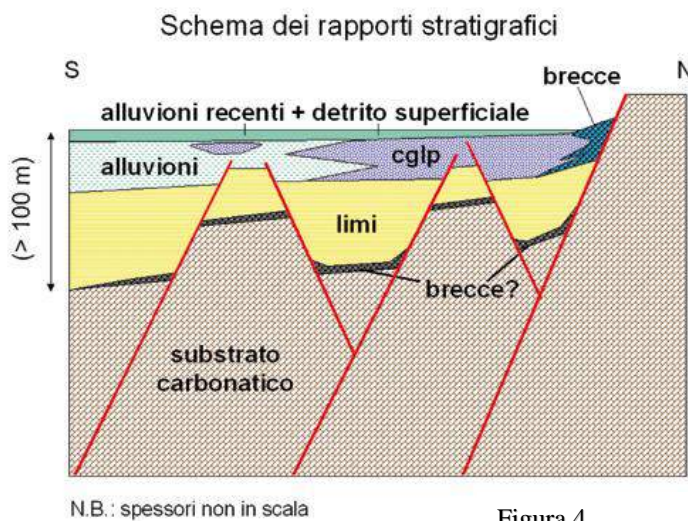


Figura 4

Nell'area di interesse affiora la parte intermedia e sommitale di questi depositi, dislocati ed attraversati da una gradinata di faglie attive che li separa, verso S, dal fondovalle dell'Aterno e verso N, dai contrafforti calcarei mesozoici della catena del Gran Sasso d'Italia.



I depositi più profondi affioranti sono rappresentati dalla formazione di San Nicandro (Limi di San Nicandro Auct), spesso mediamente alcune decine di metri ed è costituita da una successione di limi calcarei bianchi ben stratificati/laminati di ambiente lacustre. I depositi, che appaiono talvolta varvati, si presentano di colore biancastro e contengono una percentuale di CaCO₃ variabile dal 70 al 95%; talvolta ai limi si intercalano sottili livelli sabbiosi anch'essi biancastri.

Al di sopra dei limi, con contatto per alternanze progressive, si trova la formazione di Valle Colle, costituita da banchi di conglomerati ad elementi arrotondati e sub-arrotondati. Nei suoi affioramenti più tipici la formazione presenta uno spessore massimo di 45-50 m, ma nella zona di nostro interesse è ridotta a non più di 5-8 m. La formazione ricopre in continuità stratigrafica i sottostanti limi di San Nicandro e rappresenta la conoide fluviale-alluvionale di chiusura del ciclo sedimentario pleistocenico.

Al di sotto dei limi, e lateralmente agli stessi fino al contatto per faglia dei versanti calcarei, si rinvengono depositi di breccie di versante, spigolose ed eterometriche, con tasche sabbioso-limose, localmente ben cementate. Nella sezione fornita dal volume di microzonazione sismica (fig. 4) lo spessore delle breccie appare molto ridotto, ma una netta discontinuità sismica evidenziata sia dalle misure HVSR sia dai profili MASW ci induce a pensare che nella nostra area le breccie sottostanti ai limi raggiungano spessori nettamente maggiori (vedi oltre).

Geomorfologicamente il paese giace alla sommità di una conoide fossile, colmata come evidenziato dai conglomerati della formazione di Valle Colle, con pendenza regolare verso S di circa 12°. Verso N una brusca rottura di pendio in corrispondenza della faglia bordiera la separa dai versanti calcarei mesozoici. Poco a monte della parte apicale della conoide è ben visibile un tratto idrografico



Dott. Geol. Andrea Burza
Via M. Dodaro, 6 Mendicino
Tel.: 0984-631978

fossile, in forma di semimeandro con concavità occidentale, che costituiva probabilmente il punto di alimentazione della conoide stessa. Attualmente, per effetto delle dislocazioni imposte dalla tettonica, l'alveo non è più attivo ed il suo bacino imbrifero è ridotto a poco più di 2 Km², insufficienti per una se pur ridotta attività di trasporto di materiali alluvionali anche nelle più intense precipitazioni atmosferiche.

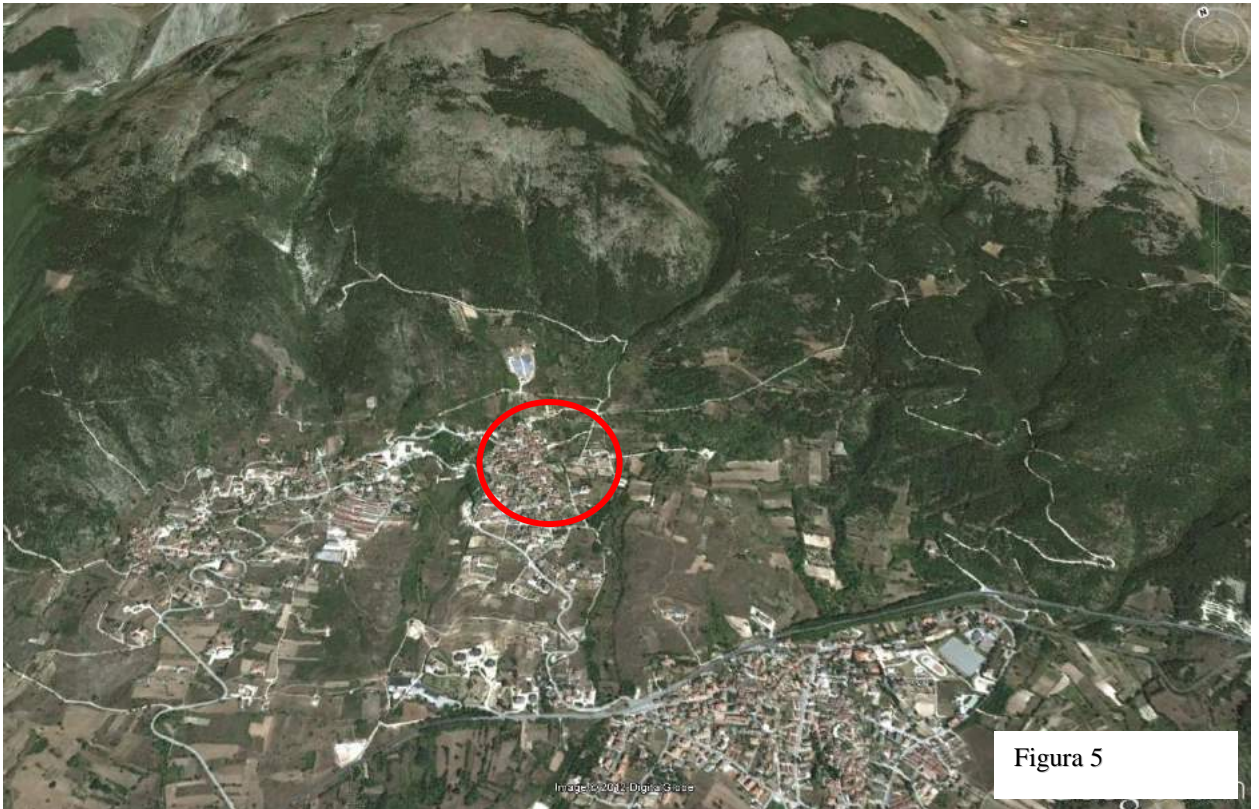


Figura 5

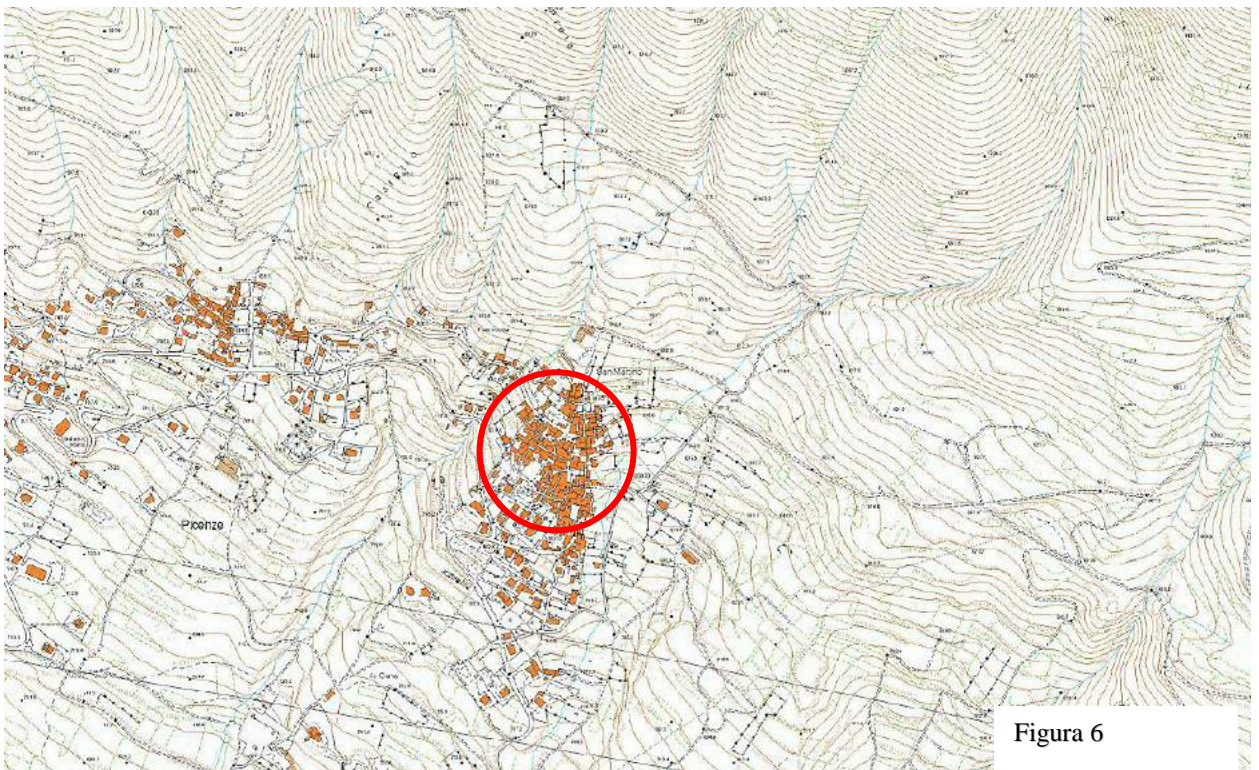


Figura 6



MICROZONAZIONE SISMICA

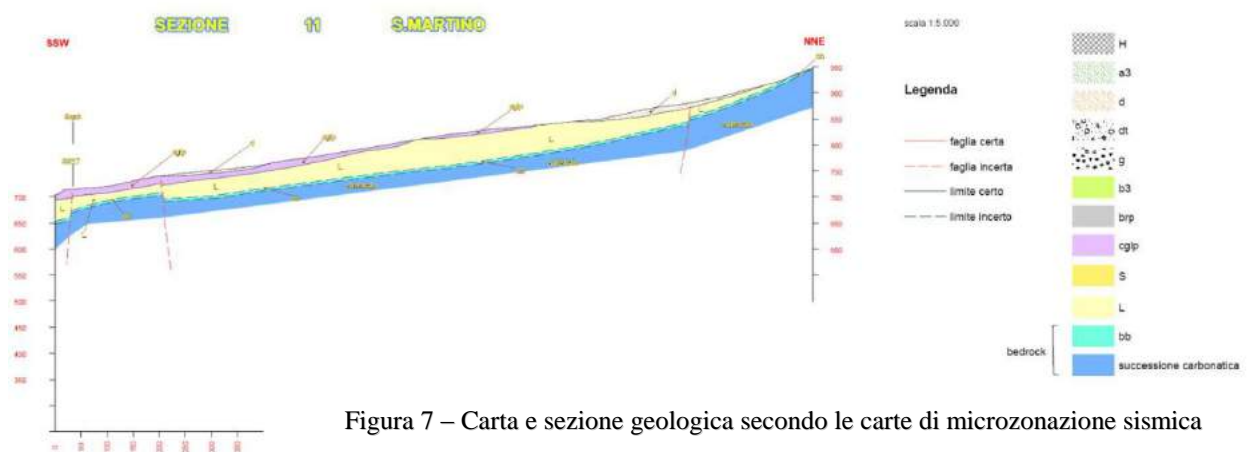
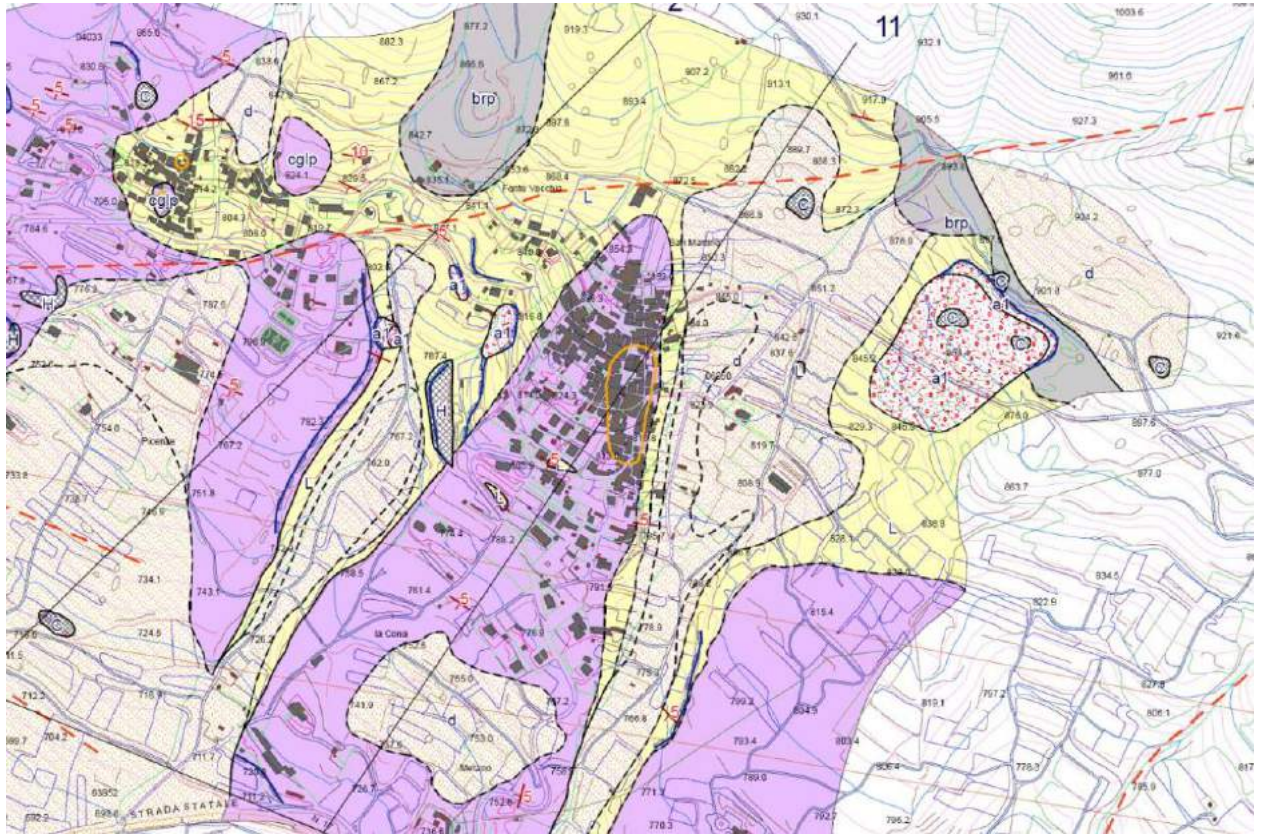


Figura 7 – Carta e sezione geologica secondo le carte di microzonazione sismica

A seguito del terremoto del 6 aprile 2009 la Protezione Civile ha eseguito dettagliati rilevamenti geologici sull'intera area urbana di Pienza – S.Martino, supportati da numerosi sondaggi a carotaggio continuo, profili geofisici attivi e



misure sismiche di microtremori, finalizzate alla redazione delle carte di microzonazione sismica dell'area.

Analizzando le carte geologiche disponibili sul sito della Protezione Civile Nazionale (fig. 7) si può notare che l'area oggetto di indagine ricade su di una conoide alluvionale (fig. 5 e 6) coperta da pochi metri di detriti calcareo-dolomitici olocenici costituiti da clasti prevalentemente sub-angolosi e ben classati, immersi in una matrice fine limoso-argillosa poco consistente, da abbondante sino a prevalente. Al di sotto dei depositi alluvionali giace la potente successione dei limi di S.Nicandro ed infine il substrato meso-cenozoico.

Nella Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (fig. 8),

l'area in studio ricade nella zona 1021 (substrato granulare cementato stratificato, conglomerati e breccie cementate) ed in parte alla zona 3050 (aree suscettibile di cedimenti differenziali per presenza di cavità sotterranee), ed attribuita alla zona suscettibile di amplificazioni locali ($F_a-F_v = 2$) nella Carta di Microzonazione Sismica di terzo livello (fig.9).

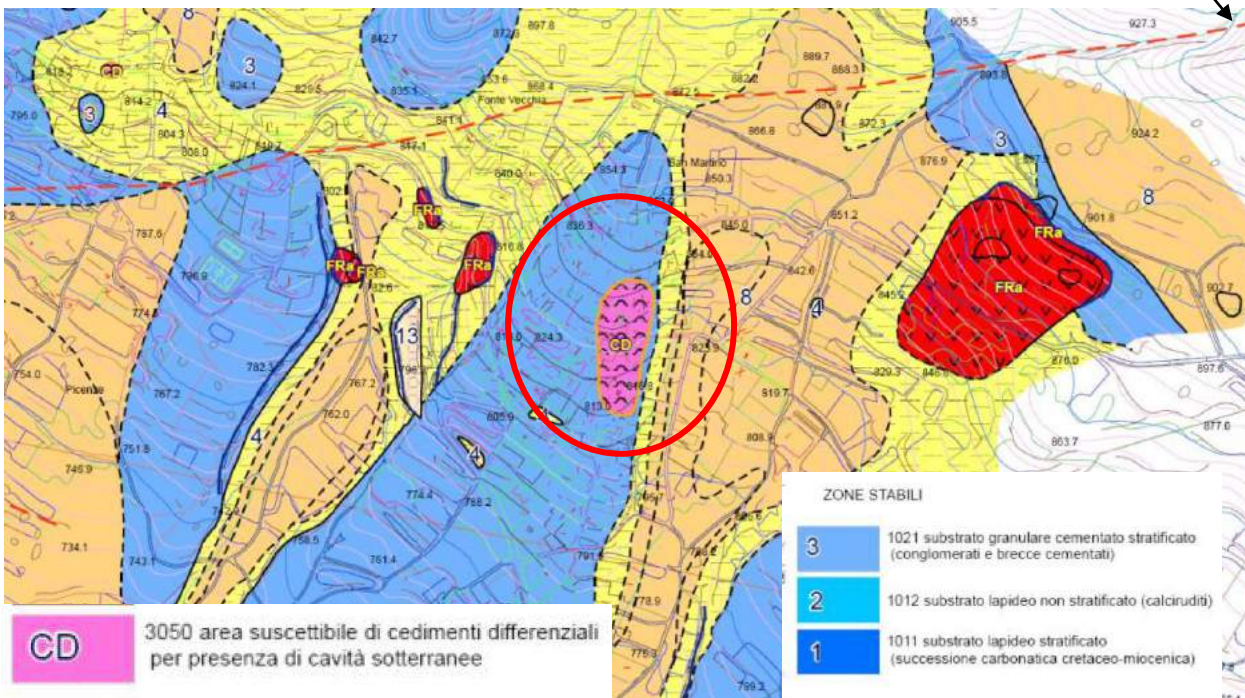
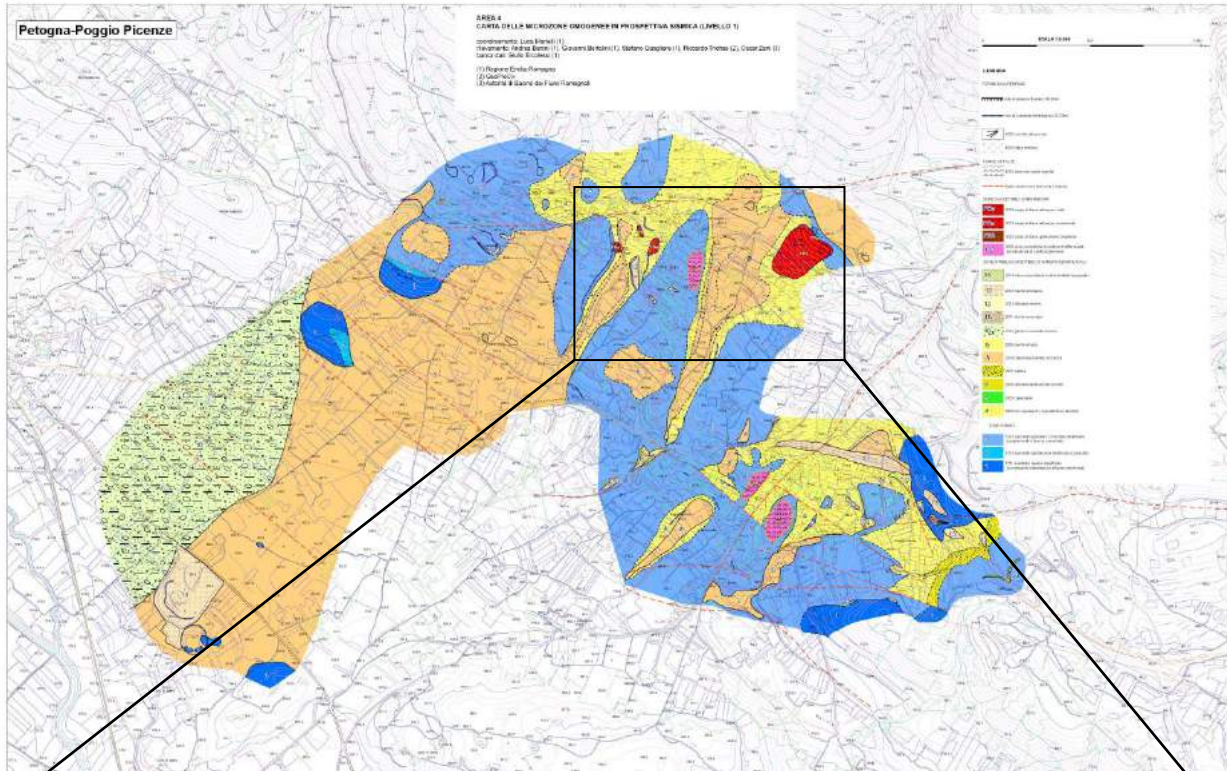
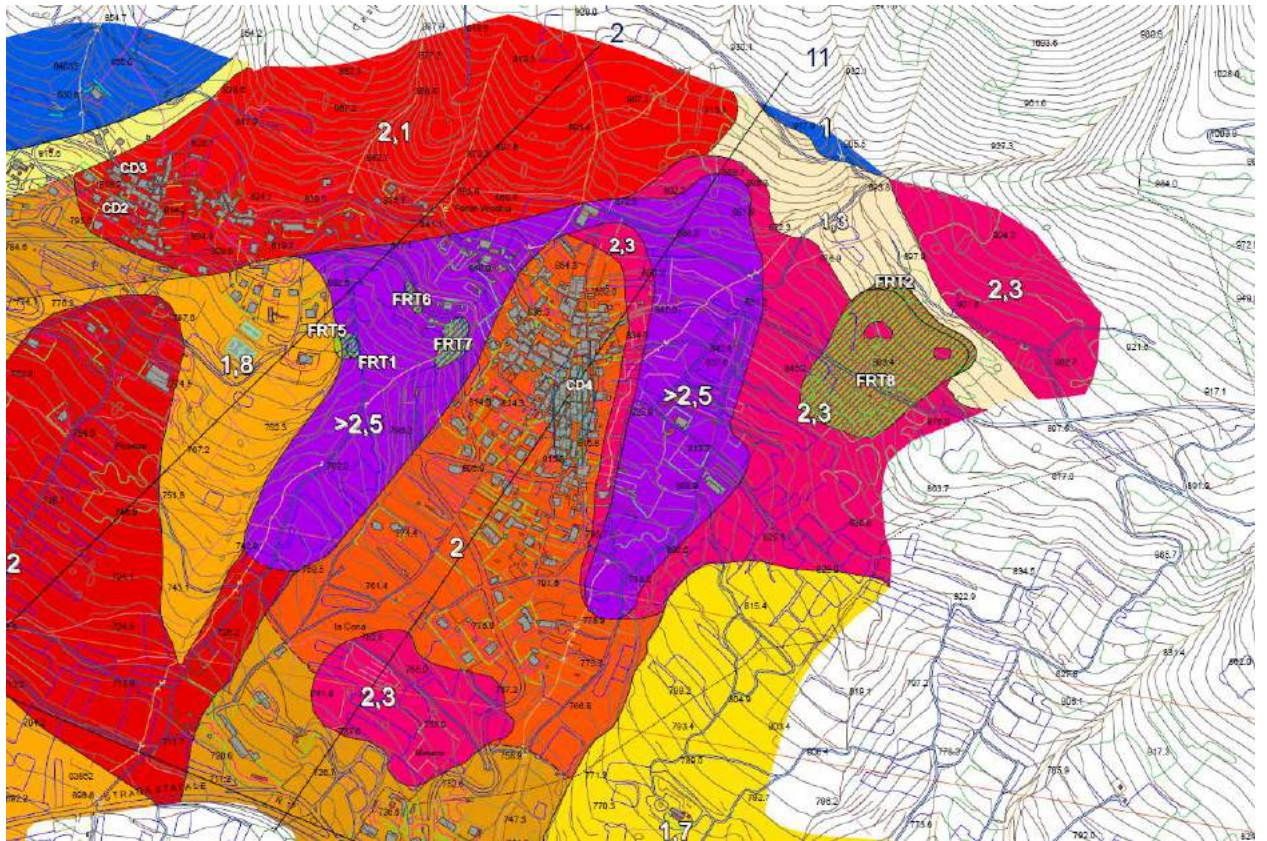
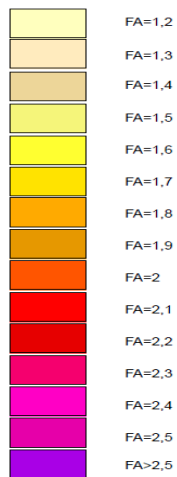


Figura 8 – Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



(Valore medio o intervallo)

Zone suscettibili di instabilità



Figura 9 – estratto dalla carta di microzonazione sismica di III livello



GEOLOGIA DI SOTTOSUOLO E STRATIGRAFIA DI DETTAGLIO

La situazione geologico-stratigrafica definita nelle carte di microzonazione appare estremamente semplificata (fig. 7, sezione in basso) e costituita semplicemente da una decina di metri di brecce e conglomerati (**cglp** in fig. 4 ed in fig. 7), quindi alcune decine di metri (50-70) di limi carbonatici (**L** in fig. 4 ed in fig. 7) direttamente sovrastanti il substrato carbonatico, dubitativamente con l'interposizione di pochi metri di brecce di base; in realtà, tanto dai nostri rilevamenti quanto dalla più recente bibliografia (MORETTI et al, 2013), la situazione reale appare molto più complessa. Pur mancando infatti nell'area sondaggi sufficientemente profondi da raggiungere il bedrock, le analisi microsismiche di dettaglio (vedi oltre) rivelano la presenza di un livello di forte contrasto sismico in posizione intermedia tra i limi e la base della successione, riferibile ad un corpo sedimentario profondo non definito.

È stato quindi necessario ridefinire la stratigrafia locale per fornire le informazioni litologiche necessarie all'interpretazione delle successive analisi microsismiche per la definizione dei parametri geotecnici del terreno e della risposta sismica locale.

Come base abbiamo preso i rilevamenti geostrutturali e le indagini speleologiche eseguite in sottosuolo dall'Università dell'Aquila e riportati nell'allegata relazione, nonché i dati di sismica attiva e passiva derivanti dalle citate indagini.



Poche decine di M a sud dell'aggregato in studio la successione stratigrafica è stata attraversata da un sondaggio a carotaggio continuo per circa 30 m (fig. 10). Le carote rivelano uno spessore di circa 5m di conglomerati, quindi limi marnosi fino a fondo pozzo; le prove SPT eseguite sui limi in pozzo hanno dato sempre rifiuto, così come le prove con penetrometro a mano eseguite sui limi affioranti in grotta.



Fig 10 – limi calcarei in sondaggio nei pressi di Vico Storto

Nel sottosuolo dell'aggregato in indagine si sviluppa un complesso sistema di cunicoli, interamente scavato nelle marne calcaree lacustri della formazione dei Limi di S.Nicandro o, parzialmente

nelle brecce conglomerati della copertura. La stratigrafia rilevata nel corso delle indagini speleologiche è riportata in fig. 11.

In base a queste indagini il litotipo prevalente viene definito come formato da: *“limi calcarei bianchi ben stratificati/laminati di ambiente lacustre, sempre sottilmente laminati e talvolta varvati, di colore biancastro e contenenti una percentuale di CaCO₃ variabile dal 70 al 95%; talvolta ai limi si intercalano sottili livelli sabbiosi anch'essi biancastri. L'ambiente di sedimentazione è chiaramente lacustre periglaciale, in particolare nella porzione più profonda; nella parte alta la laminazione sedimentaria diviene meno distinta ed aumenta la componente siltosa, denotando una progressiva riduzione della profondità del lago ed il conseguente aumento dell'ossigenazione del fondo”*

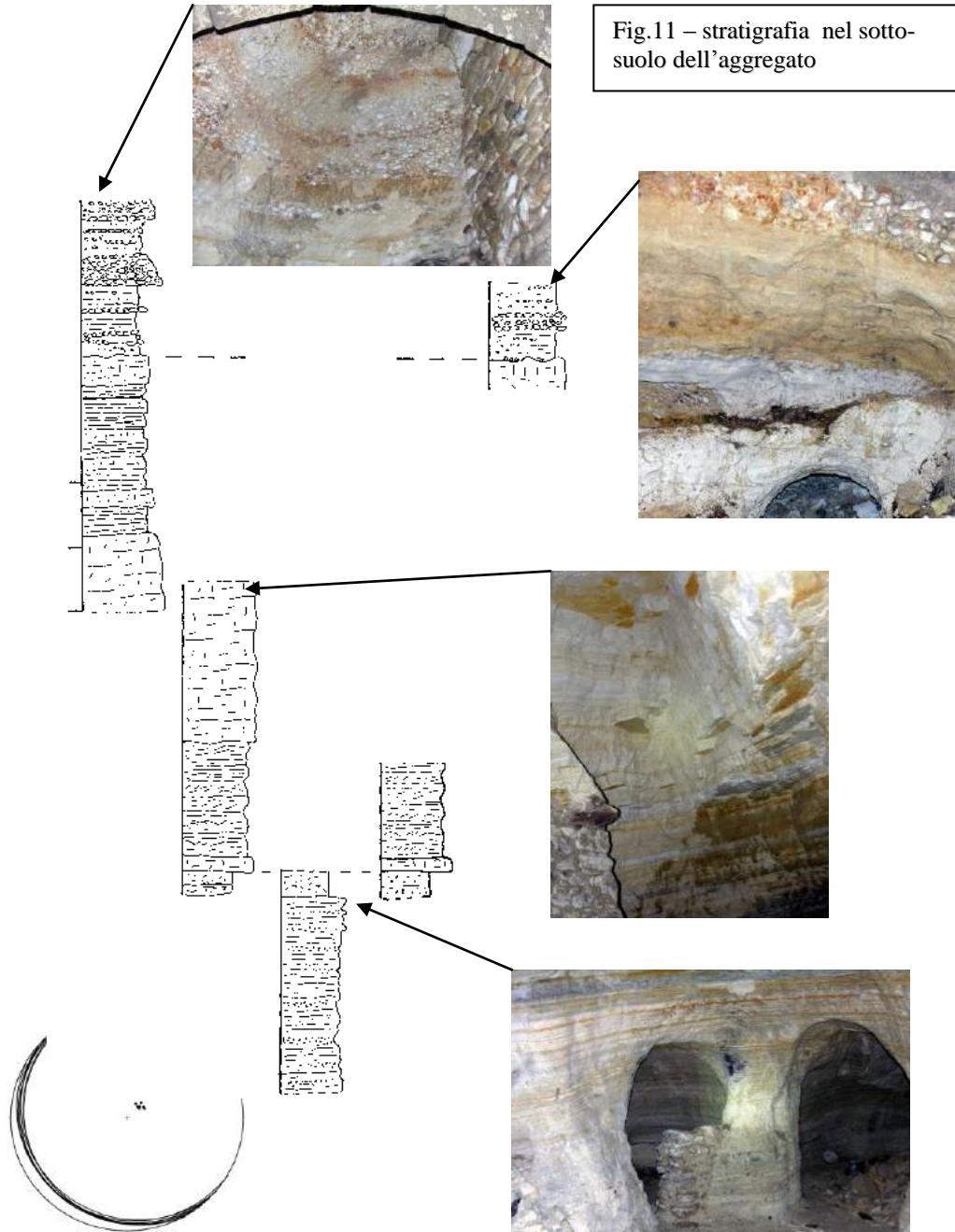




Fig 12, Conglomerati di Valle Colle.

Delle due formazioni affioranti nell'area e rilevate in sottosuolo, la formazione superiore è costituita da banchi di conglomerati ad elementi arrotondati e sub-arrotondati (fig. 12), con frequenti livelli arrossati e tasche carboniose, riferibili ad esposizione subaerea e conseguente pedogenizzazione. I conglomerati presentano nell'area spessori locali complessivi di 45-50 m, ma nelle immediate adiacenze dell'aggregato non superano i 5m., ricoprendo in continuità stratigrafica i sottostanti limi di San Nicandro, testimoniando la progressiva

chiusura del ciclo sedimentario pleistocenico. Il passaggio tra le due formazioni è talvolta per alternanze, talvolta netto, con il tetto dei depositi lacustri visibilmente troncato, ed è marcato, nella formazione inferiore, dalla scomparsa delle laminazioni sedimentarie e dall'aumento della componente siltosa. Di particolare interesse alcune strutture cosismiche che insistono sulla paleo superficie sommitale dei depositi limosi e coinvolgono i conglomerati la cui sedimentazione inizia con piccoli livelli a ciottoli ben arrotondati alternati a livelli sabbiosi.

I livelli sommitali conglomeratici si presentano mediamente cementati, proteggendo così dall'erosione, in affioramento, i sottostanti limi argillosi fortemente compattati. In galleria viceversa mostrano frequenti fenomeni di sfornellamento delle volte, con distacco progressivo di ciottoli, specie dove sono presenti fratture tettoniche spesso accompagnate da piccole venute idriche.



TETTONICA ED ANALISI STRUTTURALE

Tanto i limi quanto i conglomerati sono attraversati da frequenti piccole faglie normali (fig. 13), di rigetto da centimetrino a metrico, accompagnate spesso da una fitta rete di fratture, particolarmente evidenti nei limi, ma riconoscibili anche nei conglomerati.



Fig. 13 – micro faglie a rigetto decimetrico nei limi di S.Nicandro

Le faglie di maggiore rigetto possono essere accompagnate da una modesta fascia cataclastica, raramente di spessore non superiore alla decina di cm., che tuttavia influisce in maniera significativa sulla stabilità degli ipogei, sia favorendo il distacco e lo sfornellamento di materiale marnoso, sia costituendo vie di infiltrazione del-

le acque superficiali, le quali costituiscono il maggiore agente di erosione e di instabilità delle volte in particolare. In alcuni casi sono evidenti fratture beanti, larghe anche 10-20 cm, impostate su faglie ed evidentemente causate dall'erosione progressiva delle acque di infiltrazione. Anche i sistemi delle fratture, ove sono particolarmente fitte, possono mostrare infiltrazioni di acqua ed evidenti fenomeni di erosione.

Dal punto di vista spaziale faglie e fratture si organizzano in due sistemi distinti, orientati rispettivamente circa NNW-SSE e N-S; tra questi il primo, maggiormente rappresentato dalle faglie, appare essere più antico e spesso tiltato assieme alla stratificazione; il secondo è maggiormente rappresentato nei diaclasi e nelle fratture. Entrambi i sistemi tuttavia attraversano sia i limi che i



Dott. Geol. Andrea Burza
Via M. Dodaro, 6 Mendicino
Tel.: 0984-631978

conglomerati. Maggiori dettagli sui sistemi di fratture e sulla loro distribuzione in sottosuolo sono riportati nell'allegata relazione speleologica dell'Università dell'Aquila.



STUDIO DI PERICOLOSITA' SISMICA : ASPETTI SISMOTETTONICI e LIQUEFAZIONE.

Per la situazione geostrutturale e per l'elevata sismicità dell'area, la legge nazionale n° 64/74 e successive modificazioni ed integrazioni classificava il territorio comunale di Barisciano come area sismica di II categoria con grado di sismicità medio-alto (S=9).

Questa classificazione si basa su previsioni di tipo statistico e probabilistico più che su nozioni deterministiche e, nella fattispecie, si elabora in riferimento all'intensità ed alla frequenza dei movimenti sismo-tettonici che si sono verificati in passato nell'area da classificare.

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n. 3274 recante *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*, nelle more dell'espletamento degli adempimenti di cui all'art. 93, 1g) del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, definisce i criteri per l'individuazione delle zone sismiche, ed ai sensi dell'art. 94, 2°) del medesimo decreto fissa i criteri per la formazione e l'aggiornamento delle stesse zone da parte delle Regioni.

In prima applicazione, sino alle deliberazioni delle Regioni, le zone sismiche sono individuate sulla base del documento *“Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale”* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito sulla base della risoluzione della Commissione nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997.

La riclassificazione sceglie come parametro rappresentativo della *“pericolosità sismica”* l'intensità di Housner (H), utilizzando due tipi di indicatori: H50 significativo per la protezione dal collasso dovuto a rari eventi distruttivi



(tempo di ritorno $t = 475$ anni e intervallo spettrale 0,2 – 2 sec), e H10 significativo per individuare il livello di protezione per eventi sismici meno pericolosi ma più frequenti (tempo di ritorno $t = 95$ anni e intervallo spettrale 0,1 – 0,5 sec). H50 rappresenta l'indicatore principale.

Come detto, la zona interessata dall'intervento è considerata dalla normativa in vigore "*Zona sismica di tipo 2*", prescrivendo un valore del grado di sismicità "S" pari a 9 ed un coefficiente di intensità sismica "C" pari a 0,07.

Il coefficiente "C" ($C = (S-2)/100$), rappresenta la massima accelerazione orizzontale (espressa in termini di frazioni di g) cui si vuole che i manufatti rispondano elasticamente: si avrà allora, nel caso in esame $C = 0,07$ g.

Il limite di questa procedura semplificata del calcolo di C è nel non considerare gli effetti notevoli che le condizioni geologiche locali hanno sull'intensità dell'accelerazione sismica in superficie. A parte ciò si ricorda che in occasione del recente terremoto sono state registrate accelerazioni ben maggiori di quelle ipotizzate in base alla classificazione sopra descritta.

In alternativa, la proposta di normativa sismica del G.N.D.T. (Gruppo Nazionale Difesa Terremoti) consiglia l'adozione dei seguenti coefficienti:

S - C

12 – 0,35

9 – 0,25

6 – 0,15

In questo caso viene preso come riferimento il valore di C legato alle condizioni di amplificazione sismica più sfavorevoli.

Con la cessazione del regime transitorio in seguito alla Circolare n. 5 agosto 2009, pubblicata sulla G.U. del 13-08-2009, emanata sulla scorta degli episodi sismici dell'Abruzzo dell'aprile 2009, l'intero territorio nazionale è considerato sismico pertanto, nella progettazione delle opere da realizzare, si deve tener conto



dell'assetto geologico-stratigrafico locale (microzonazione sismica) e di quella che è la storia sismica del comprensorio.

In tale ottica, il massimo evento sismico atteso e la massima accelerazione orizzontale provocata dal sisma (a_g) vengono individuati mediante l'immissione delle coordinate geografiche dell'area d'intervento in un apposito software predisposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulla base dei dati provenienti dalla mappatura geolitologica locale del territorio nazionale effettuata su oltre 10.000 punti di rilevamento, organizzati in corrispondenza dei vertici di un reticolo a maglia quadra, attraverso il quale è possibile determinare gli spettri di risposta sismica dei terreni presenti nelle aree di progetto.

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

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g



Terreno di fondazione

L'O.P.C.M. 3274 e s.m.i., coerentemente con quanto emanato nell'Eurocodice 8, prevede una classificazione del sito in funzione sia della velocità delle onde "S" nella copertura che dello spessore della stessa. Vengono quindi identificate 5 classi denominate A, B, C, D ed E ad ognuna delle quali viene associato un determinato spettro di risposta elastico.

Lo schema di riferimento per l'individuazione della classe del sito viene di seguito riportato:

Classe	Descrizione
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s ($N_{spt} > 50$ o coesione non drenata > 250 kPa).
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt} < 15$, $c_u < 70$ kPa).
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali non litoidi (granulari o coesivi), con valori di V_{s30} simili a quelli delle classi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Per V_{s30} si intende la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

In generale, il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più marcato passando dalla classe A alla E.

In aggiunta alle cinque categorie sopradescritte, ne sono state definite altre due per le quali vengono prescritti studi specifici per la valutazione dell'azione sismica da considerare.



lasse	C	Descrizione
1	S	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($IP > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa).
2	S	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria non rientrante nelle classi precedenti.

Liquefazione

Per quanto riguarda il fenomeno della liquefazione, sinteticamente possiamo asserire che esso si verifica quando sotto l'effetto di azioni dinamiche cicliche le particelle di terreno perdono il contatto tra loro per disporsi con un nuovo assetto.

In tale modo il terreno perde la sua funzione portante che viene assunta completamente all'acqua presente nello scheletro solido.

Secondo la definizione dell'Eurocodice 8, il fenomeno implica una diminuzione della capacità di resistenza al taglio e/o di rigidità indotta dall'aumento della pressione interstiziale in un terreno saturo, non coesivo, durante uno scuotimento ciclico come può essere quello causato da un sisma, tale da produrre deformazioni permanenti significative sino all'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Questo tipo di problematica si verifica quando il livello della falda si attesta in prossimità della superficie e il terreno di fondazione risulta costituito e/o comprende strati o lenti spesse ed estese di sabbie sciolte sotto falda, anche se presente una frazione più fina limo-argillosa. Il fenomeno, pertanto, si manifesta in terreni saturi superficiali; non risultano, infatti, casi verificatisi a profondità superiori a qualche decina di m per effetto dell'aumento della pressione geostatica con la profondità.



Diversi sono gli elementi che favoriscono l'innescò di tale evento. Oltre alle condizioni sopra esposte (livelli superficiali spessi ed estesi di sabbie sciolte in falda; scuotimento dinamico ciclico), contribuiscono notevolmente:

- ..l'assetto granulometrico (soprattutto terreni monogranulari con coefficiente di uniformità D compreso tra 2 e 10);
- .. la densità relativa (soprattutto terreni con $D_r < 75\%$);
- .. pressione interstiziale iniziale;
- .. pressione di confinamento;
- .. condizioni di drenaggio del sito.

Tali valori tengono conto che particolari condizioni geologiche locali possano incrementare l'effetto delle azioni geodinamiche e, nonostante si siano rivelati molto cautelativi in parecchie circostanze, sarebbero comunque in grado di assicurare un buon margine di sicurezza dell'insieme opera-terreno in concomitanza di scuotimenti sismici ad elevata magnitudo che già in passato si sono verificati nell'area con ingenti perdite di vite umane e danni infrastrutturali.

Nel nostro caso, considerando i litotipi ed anche l'assenza di falda freatica superficiale, non sussistono i presupposti necessari a determinare situazioni favorevoli all'innescò di tali tipi di fenomeni.



INDAGINI MICROSISMICHE, SONDAGGI HVSR E MASW

Al fine di confermare le caratteristiche litostatiche del sito, nonché di caratterizzare la risposta sismica locale, sono state eseguite dal Laboratorio di Geologia e Sismologia dell'Università dell'Aquila n. 24 misure di microtremore sismico con sismografo digitale 3D TROMINO della Micromed, delle quali 5 lungo le strade perimetrali, 6 in sottosuolo e 19 nei locali seminterrati od interrati interni agli edifici (fig. 14). Sono stati anche eseguiti n. 2 profili sismici attivi con energizzazione a mazza ripetuta nei due sensi ed elaborati sia con il metodo classico, tracciandone le dromocrone, sia con la tecnica MASW.

In particolare uno dei due profili è stato eseguito in sottosuolo su substrato praticamente affiorante ed ha fornito valori certi di riferimento delle onde P ed S per la formazione dei limi.

Tutte le misure ed i sondaggi sono state coordinate e seguite sul campo dallo scrivente. Le misure di microtremore sono state elaborate

con la tecnica di Nakamura per la definizione del rapporto HVSR ed i risultati va-

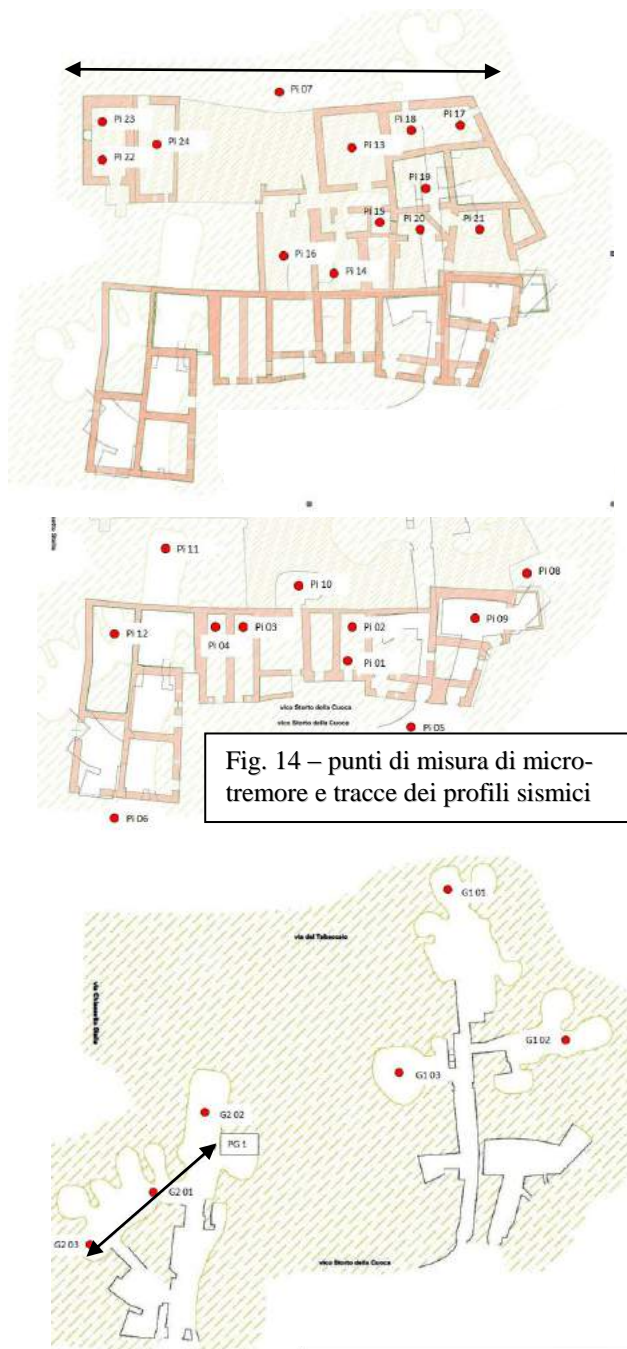


Fig. 14 – punti di misura di microtremore e tracce dei profili sismici



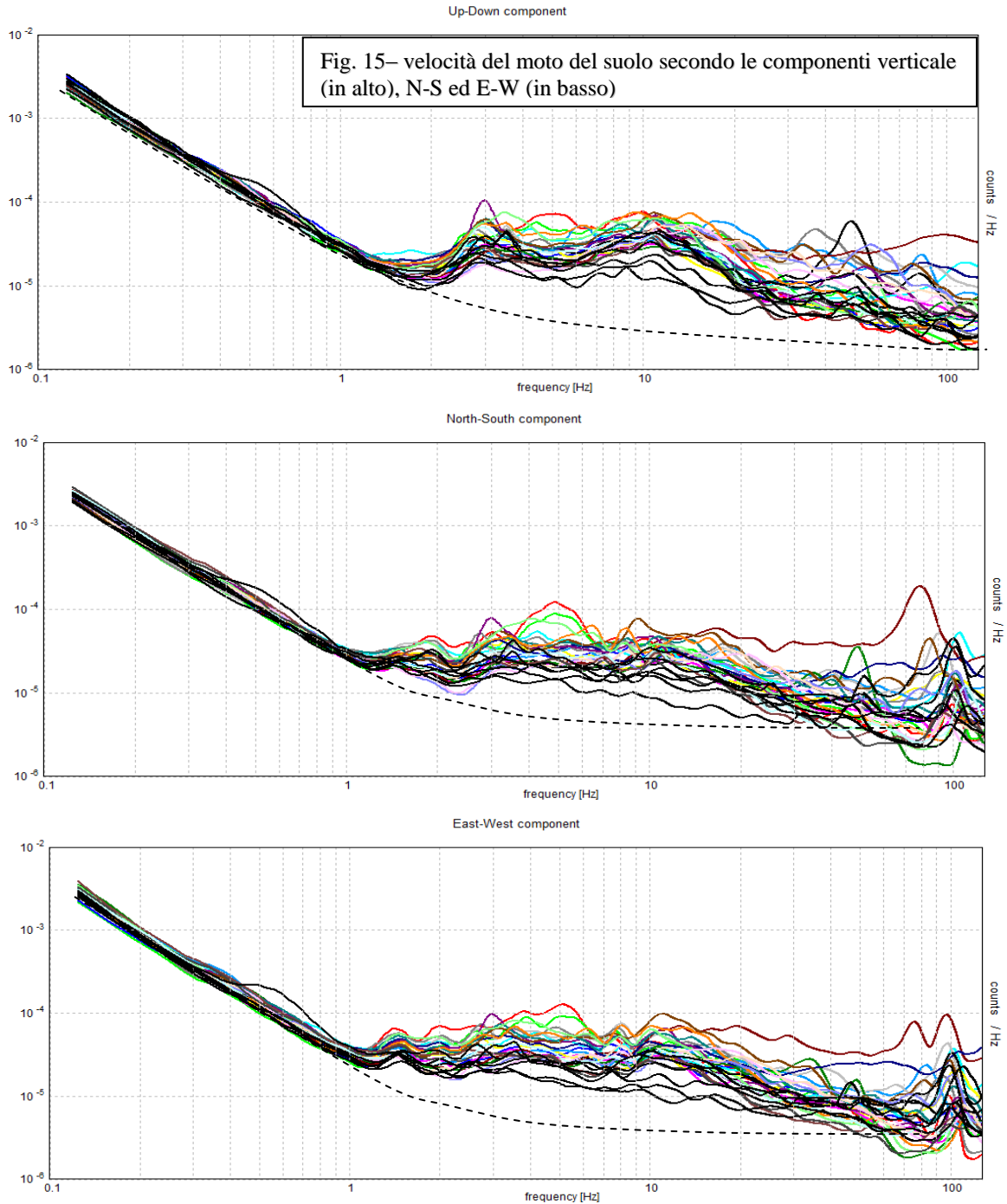
Dott. Geol. Andrea Burza
Via M. Dodaro, 6 Mendicino
Tel.: 0984-631978

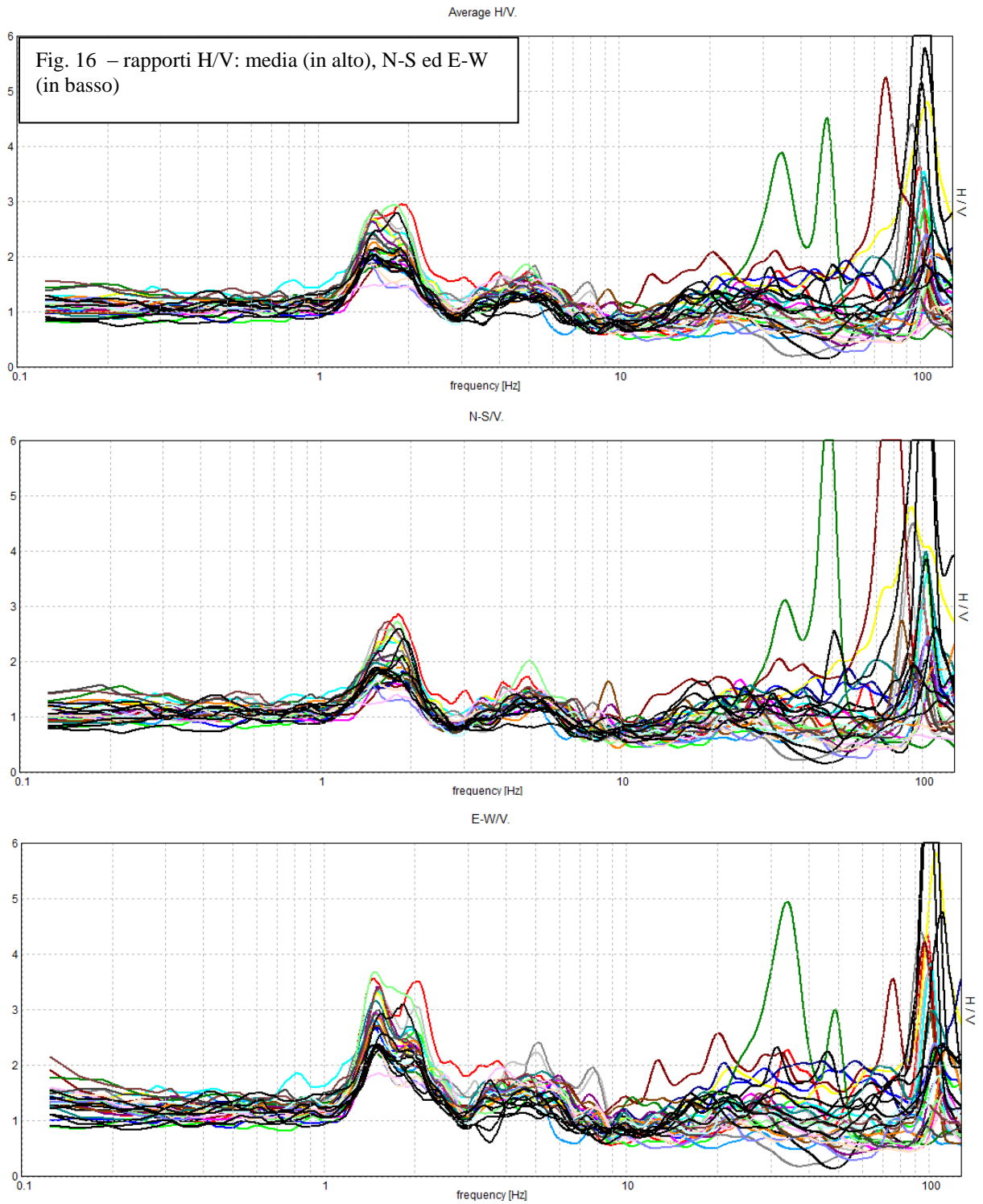
lutati tramite il protocollo SESAME. Le registrazioni sono poi state elaborate con l'apposito software GRILLA per definirne il rapporto HVSR e gli eventuali picchi di amplificazione.

In ultimo le curve ottenute sperimentalmente sono state invertite in base ai dati provenienti dall'osservazione diretta e/o dalla sismica attiva, per ricavare o confermare il modello di velocità del sottosuolo ed i relativi parametri geotecnici. Come dati di partenza sono stati utilizzate le informazioni stratigrafiche sopra descritte nel capitolo della stratigrafia.



Misure di microtremore sismico







Nell'area circostante l'edificio sono state effettuate 24 misure di rumore sismico, ciascuna della durata di 20 minuti con frequenza di campionamento pari a 256 Hz.

Lo strumento utilizzato per eseguire le misure di rumore sismico è un sismografo 3D digitale (Tromino[®]). I microtremori sono registrati da tre velocimetri elettrodinamici ad alta risoluzione, tre a bassa risoluzione e tre accelerometri

Dalle tracce così registrate, analizzate con apposito software (Grilla), si è calcolato il rapporto HVSR attraverso l'utilizzo di finestre temporali di 20 secondi e smoothing triangolare del 5%. I rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e quella verticale del moto del suolo (HVSR) risultano essere tutte conformi al protocollo SESAME: una serie di norme che definiscono sia le modalità ottimali con le quali devono essere eseguite le misure e le loro elaborazioni sia i parametri che definiscono l'affidabilità e la qualità dei loro risultati. Le elaborazioni ed i relativi parametri di valutazione della qualità delle risposte sono riportate in allegato; qui di seguito ne riportiamo solamente la sintesi utile all'interpretazione dei risultati (vedi Figg. 15 e 16).

Richiamiamo l'attenzione sul fatto che la parte utile ai fini ingegneristici degli spettri di frequenza è grossomodo quella compresa tra 1 e 10 Hz; frequenze più alte sono generalmente da riferire agli strati più superficiali del suolo (copertura erbosa, pavimentazioni ecc.), a rumori antropici o naturali (vento ecc.) ed alla frequenza di oscillazione propria dello strumento.

Tutta l'area su cui è fondato l'aggregato edilizio è caratterizzata da una buona uniformità nella risposta alla sollecitazione microsismica.

Sono evidenti amplificazioni sia nella componente verticale del moto del suolo che in quelle orizzontali, ben visibili nei grafici dei rapporti spettrali H/V, che presentano due picchi principali a frequenze rispettivamente di 1.6-1.8 e 4-5 Hz.



La base della successione sedimentaria è messa in evidenza dal picco principale di amplificazione nelle componenti orizzontali del tremore sismico ben visibile alla frequenza di 1.6-1.8 Hz; date le tipologie edilizie, a pietrame e mai superiori a 3 piani, è poco probabile che questo vada ad interferire in maniera significativa con le frequenze di vibrazione proprie degli edifici.

Il secondo picco, di minore evidenza ma più prossimo alle frequenze di interesse ingegneristico, compare a circa 4.5-5 Hz. Si tratta comunque, contrariamente a quanto riportato nelle carte di microzonazione, di fenomeni di modesta entità ($F_v < 2$).

E' da rilevare come questo picco individui nel sottosuolo un riflettore sismico posto a circa 20 m. Vedremo dalle successive analisi come a questo riflettore corrisponda un netto aumento della velocità delle onde sismiche, certamente riferibile ad un corpo litologico non affiorante che possiamo identificare con un consistente spessore di breccie di base interposte tra limi e *bedrock* carbonatico

I picchi di amplificazione visibili sulla destra dei diagrammi spettrali, a frequenze maggiori di 30 Hz sono relativi alle coperture stradali, detriti superficiali di spessore inferiore al metro, pavimentazioni ecc. e non hanno alcun interesse ingegneristico.

Altro elemento fortemente significativo e di notevole importanza in fase di progettazione degli interventi necessari al ripristino strutturale dell'aggregato è la polarizzazione del segnale sismico nella componente orizzontale E-W, parallela cioè al piano di faglia principale che emerge poche centinaia di metri verso monte.

Mediamente le velocità del moto del suolo misurate in direzione E-W, negli intervalli di frequenza di interesse, sono maggiori di 2 volte rispetto a quella misurata in direzione circa N-S.



Anche il diagramma relativo alla componente verticale del moto del suolo registrato in tutte le 24 stazioni riporta amplificazioni alle frequenze di interesse, superiori a due volte lo stato normale su bedrock (in accordo con le carte della Protezione Civile).

In assenza di significative amplificazioni di sito, il fenomeno deve essere correlato sia alla sorgente sismica, che ha fatto registrare nell'area epicentrale accelerazioni al suolo superiori a 0.5 g (vedi tabella sottostante), sia al fattore di trasferimento dell'energia, con canalizzazione delle onde P lungo la superficie di faglia e conseguente emersione dell'onda di picco (*impetus*) in corrispondenza della stessa.

UFFICIO VALUTAZIONE PREVENZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO
SERVIZIO MONITORAGGIO DEL TERRITORIO E GESTIONE BANCHE DATI



RAN - RETE ACCELEROMETRICA NAZIONALE

TERREMOTO DEL 6 APRILE 2009 - ore 01:32 (UTC) - AQUILANO - M = 5.8

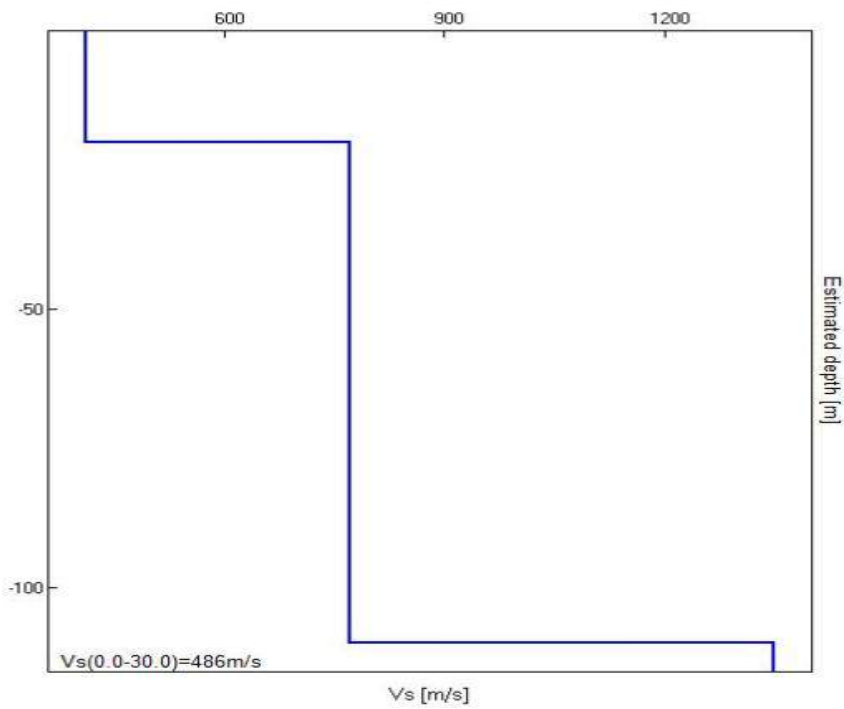
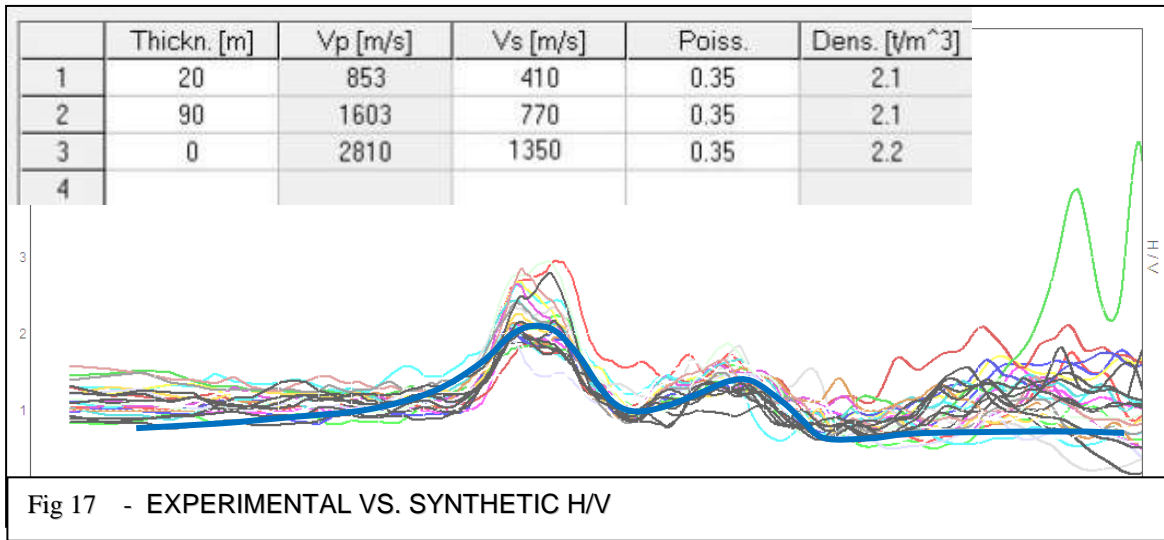
N.	Codice record	Codice stazione acc.	Località	Provincia	Regione	Lat N	Long E	PGA (cm/s ²)	Distanza epicentrale (Km)
1	GX066	agv	L'Aquila - V. Aterno - Centro Valle	L'Aquila	ABRUZZO	42,377	13,344	662,599	4,80
2	FA030	agg	L'Aquila - V. Aterno - Colle Grilli	L'Aquila	ABRUZZO	42,373	13,337	504,921	4,30
3	CU104	aga	L'Aquila - V. Aterno - F. Aterno	L'Aquila	ABRUZZO	42,376	13,339	478,000	5,80
4	AM043	agk	Aquil PARK ing.	L'Aquila	ABRUZZO	42,345	13,401	366,285	5,60
5	EF021	gsa	GRAN SASSO (Assergi)	L'Aquila	ABRUZZO	42,421	13,519	148,862	18,00
6	TK033	cln	CELANO	L'Aquila	ABRUZZO	42,085	13,521	89,381	31,60
7	BI106	avz	AVEZZANO	L'Aquila	ABRUZZO	42,027	13,426	67,687	34,90
8	CR008	orc	ORTUCCHIO	L'Aquila	ABRUZZO	41,954	13,642	64,399	49,40
9	BY048	mtr	MONTEREALE	L'Aquila	ABRUZZO	42,524	13,245	62,233	22,40



Inversione dei dati HVSR e calcolo del modello sintetico

La curva media del rapporto H/V di fig.16 può essere ricalcolata sperimentalmente invertendo il segnale sismico per ricavare il modello di sottosuolo che meglio approssimi le curve di amplificazione osservate. Il modello viene ricavato per approssimazioni successive utilizzando come valori di partenza per le velocità e gli spessori degli strati quelli forniti da sondaggi e misure down-hole eseguite dalla protezione civile nonché dai profili sismici da noi eseguiti (vedi oltre). Il modello finale, riportato in fig. 17, evidenzia la presenza di due corpi litologici principali di spessore rispettivamente di 20 e 70 m, con velocità delle onde S rispettivamente di 410 e 770 m/s, velocità caratteristiche la prima dei limi e la seconda delle breccie ben cementate che compaiono alla base della successione (vedi tab 4.2 del volume di Microzonazione, riportata in seguito)

Dallo stesso modello si può anche ricavare il valore del **Vs(30)**, che in questo caso risulta di **486 m/s²**.



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
20.00	20.00	410
110.00	90.00	770
inf.	inf.	1350

Vs(0.0-30.0)=486m/s



Sismica attiva

Sono stati eseguiti 2 profili sismici attivi sulla distanza di 50 m con sismografo 3D fisso e punto di battuta variabile (vedi Fig. 14 in alto), costituito da 20 battute alla distanza di 2.5 m l'una dall'altra con energizzazione tramite mazza da 5 Kg, ripetute in entrambe le direzioni.

Le dromocrone sono state ricavate tramite *picking* manuale delle sezioni film; sono state analizzate tutte e tre le componenti spaziali per la valutazione dei parametri di velocità e spessore degli strati.

I dati sorgente dei profili eseguiti e le tracce numeriche delle sezioni rilevate con l'assistenza diretta dello scrivente sono fornite nel rapporto di indagine sismica elaborato dal *Laboratorio di geologia, sismologia e radioprotezione dell'Università dell'Aquila*, riportate in allegato.

Nel primo profilo (fig. 18), rilevato in sottosuolo sulla formazione dei Limi di S.Nicandro, le dromocrone corrispondenti alle tre componenti spaziali riportano velocità delle onde P superiori a 800 m/s, perfettamente correlabili al modello di velocità ricavato dall'inversione del rapporto H/V.

Nel secondo (fig. 19) rilevato in via del Tabaccaio, la dromocrona appare spezzata e parzialmente sovrapposta. Tale fenomeno viene nella relazione UNIVAQ attribuita alla presenza in sottosuolo di un'ampia cavità: le due dromocrone corrispondono quindi ai fasci di raggi sismici che percorrono rispettivamente il tragitto al di sopra ed al di sotto della cavità.

Migliori informazioni sulla stratigrafia di sottosuolo derivano dall'elaborazione delle onde di coda con la tecnica MASW.



	x [m]	t _{TR} [ms]	dt(Z) [ms]	dt(NS) [ms]	dt(EW) [ms]
1	1	6196.27	1.76	2.06	2.19
2	2	17442.93	4.14	4.03	4.82
3	3	32564.06	5.48	5.72	6
4	4	44018.5	6.51	7.04	6.79
5	5	60316.14	7.57	8.5	8.1
6	6	69693	8.89	9.94	9.55
7	7	83645.06	9.68	10.6	9.81
8	8	99004.98	11	11.91	10.73
9	9	112680.4	11.8	13.1	12.18
10	10	131025.2	12.83	14.28	13.23
11	11	139791.8	13.91	15.07	13.88
12	12	155188.2	15.49	16.64	15.46
13	13	165270.4	17.08	17.56	17.3

Vp1=420m/s [h1=3.0]. Vns1=508m/s [h1=2.7]. Vew1=380m/s [h1=4.5].
Vp2=895m/s [h2=10.1]. Vns2=827m/s [h2=10.1]. Vew2=894m/s [h2=11.9].

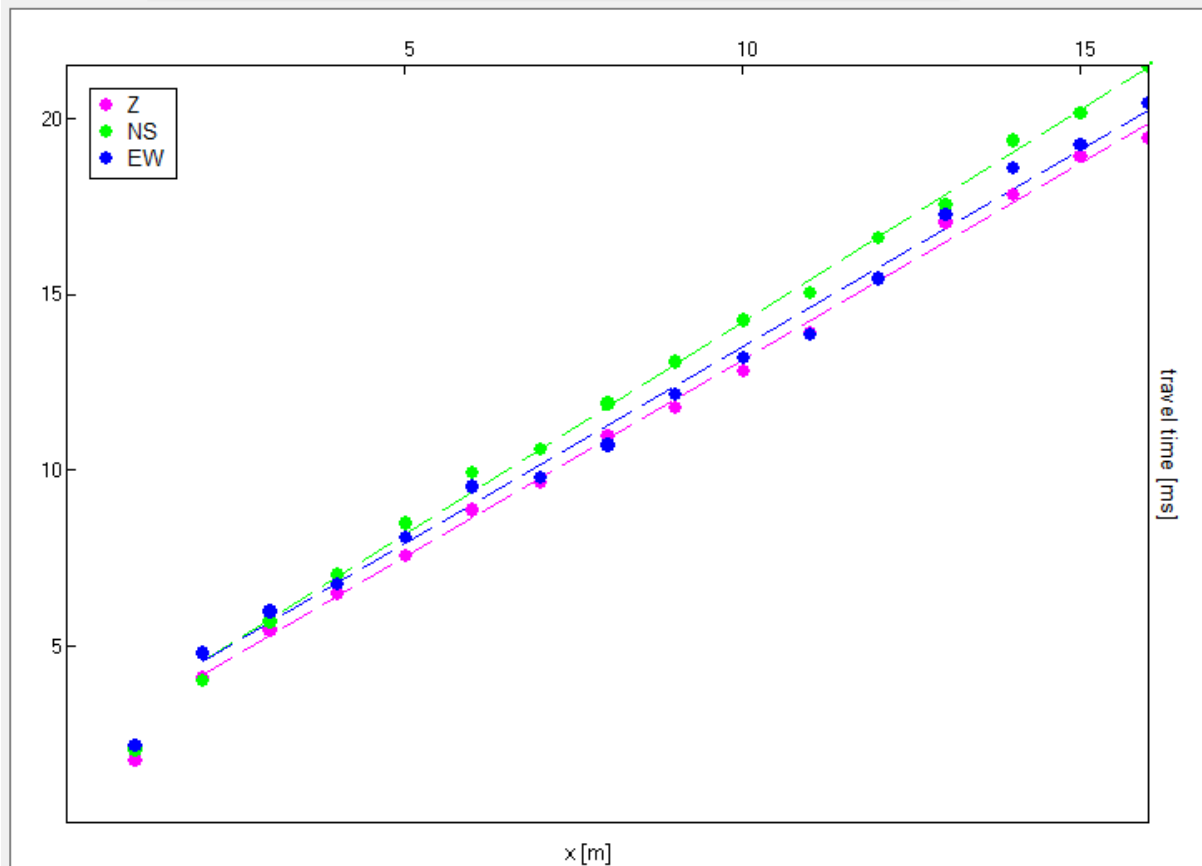


Fig. 18 – profilo sismico rilevato in sottosuolo



	x [m]	t _{TR} [ms]	dt(Z) [ms]	dt(NS) [ms]	dt(EW) [ms]
1	2.5	6557.3	3.08	0	3.09
2	5	14625.22	4.93	0	5.72
3	7.5	23169.52	6.51	0	7.31
4	10	34972.5	8.1	0	9.16
5	12.5	44674.64	10.21	0	11.00
6	15	57930.29	12.06	0	12.32
7	17.5	69118.31	14.44	0	15.23
8	20	81447.76	17.08	0	17.61
9	22.5	97471.84	19.46	0	19.46
10	25	109747.2	32.92	0	22.36
11	27.5	123314.2	36.36	0	36.2
12	30	138272.2	37.68	0	38.19
13	32.5	154558.8	39.79	0	40.17

Vp1=1232m/s

Vew1=1248m/s

Vp2=1325m/s

Vew2=1182m/s

Next shot (21/

Picking

Correct single p

Clear all

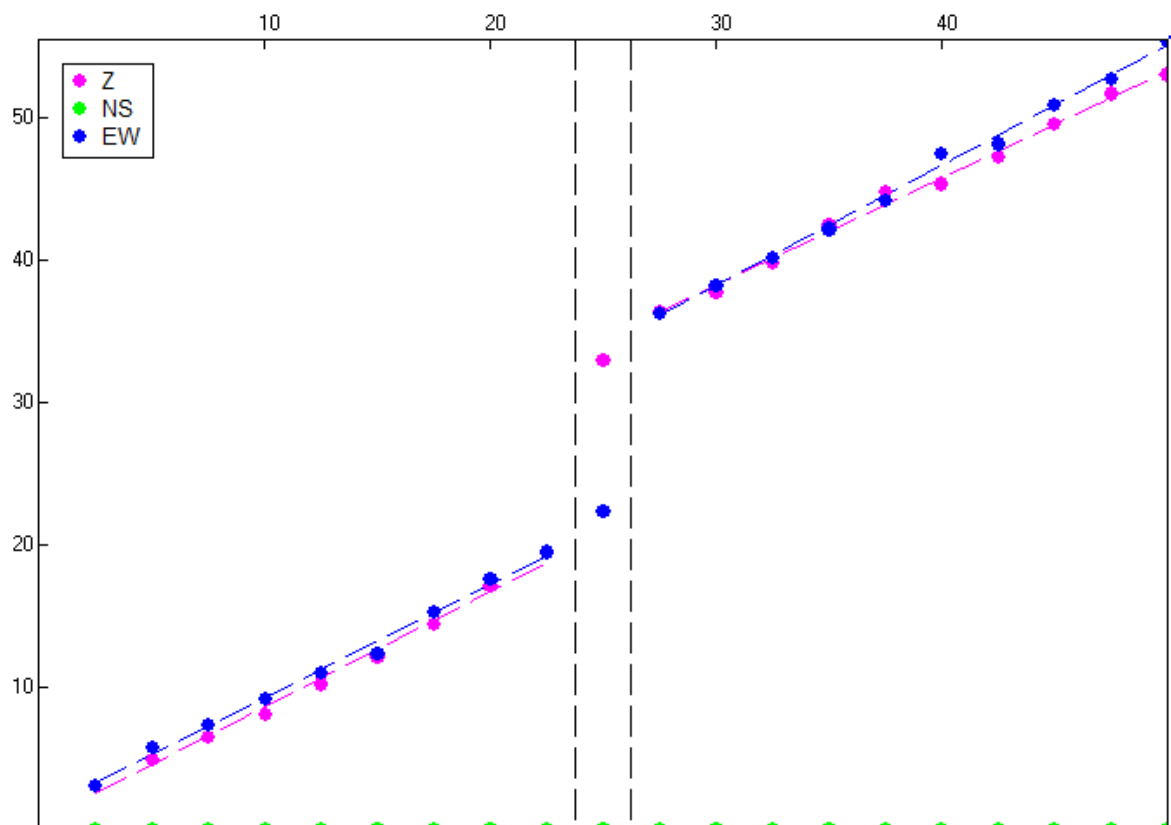


Fig. 19 – profilo sismico rilevato in via del Tabaccaio



Elaborazioni MASW

Per meglio definire la stratigrafia della zona e per conoscere la velocità delle onde di taglio V_s nei primi 30 m al di sotto del p.c. le sezioni film rilevate sono state rielaborate con la tecnica sismica MASW, che si basa sullo studio dell'andamento delle onde di Rayleigh.

Infatti la determinazione della velocità delle onde di taglio V_s tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da \sqrt{r} e non da r come per le onde di volume.

I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_p e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 14 gennaio 2008).

Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde S è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P, risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno. La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la



determinazione delle V_s , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati.

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione.

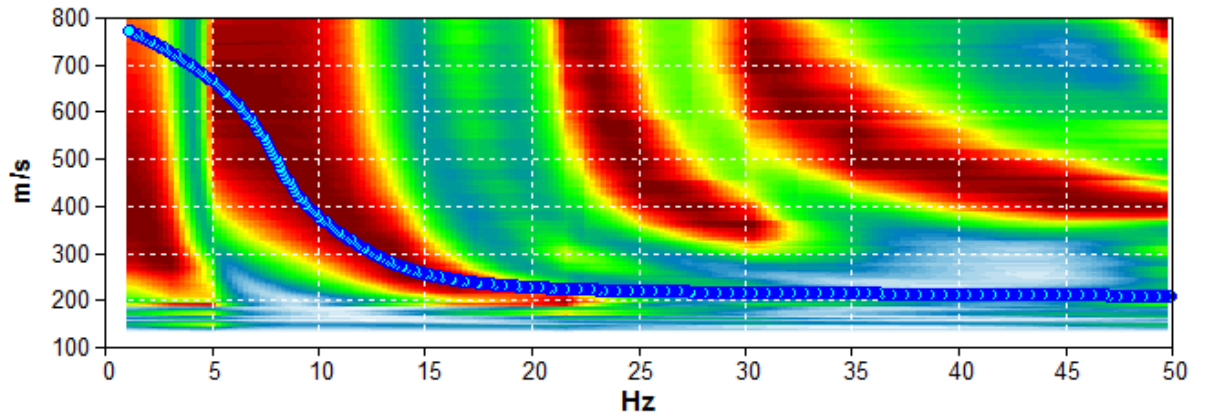
La velocità delle onde di Rayleigh (V_R) è pari a circa il 90% delle onde di taglio (V_s).

Nel nostro caso, il valore delle V_{s30} , cioè la media della velocità di propagazione delle onde S nei primi trenta metri di terreno, necessario alle progettazioni ingegneristiche, è equivalente nei due profili rispettivamente a 391 e 355 m/s (vedi figg. 20 e 21).

Secondo il D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) che disciplina la progettazione e la costruzione e l'adeguamento di edifici soggetti ad azioni sismiche, il sottosuolo di fondazione è quindi da classificarsi al limite tra le categorie **B** e **C**; prudenzialmente, riferiamo i terreni a quest'ultima.

Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < c_u < 250 \text{ kPa}$).

Va comunque sottolineato che nel corso delle indagini non sono emersi fenomeni di cedimento dei terreni né delle fondazioni esistenti indicando che, nonostante la sollecitazione sismica, queste si sono rivelate idonee a sostenere gli edifici almeno con gli attuali carichi strutturali.



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	190	0.35
8.00	7.00	240	0.35
23.00	15.00	440	0.35
inf.	inf.	850	0.35

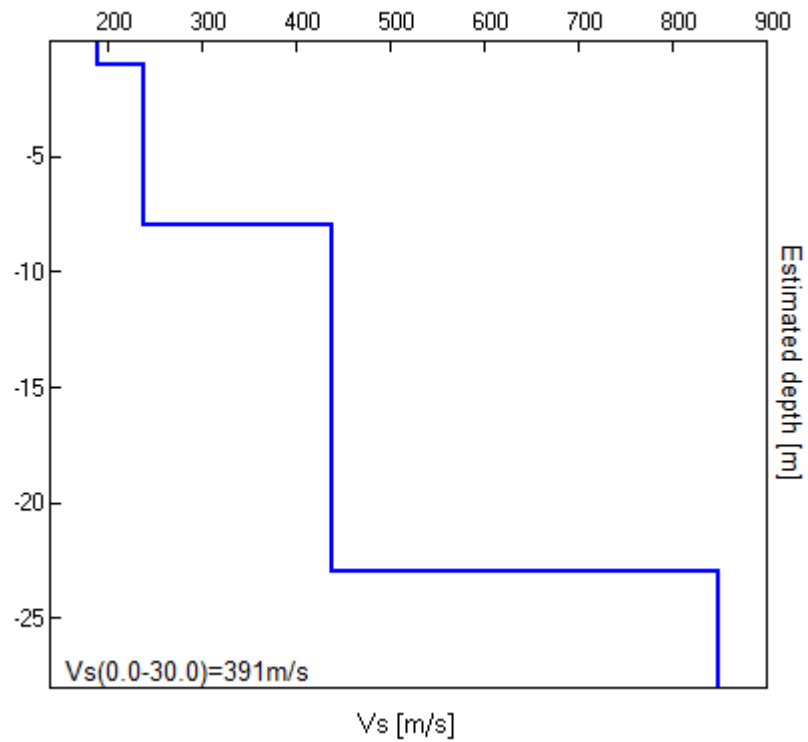
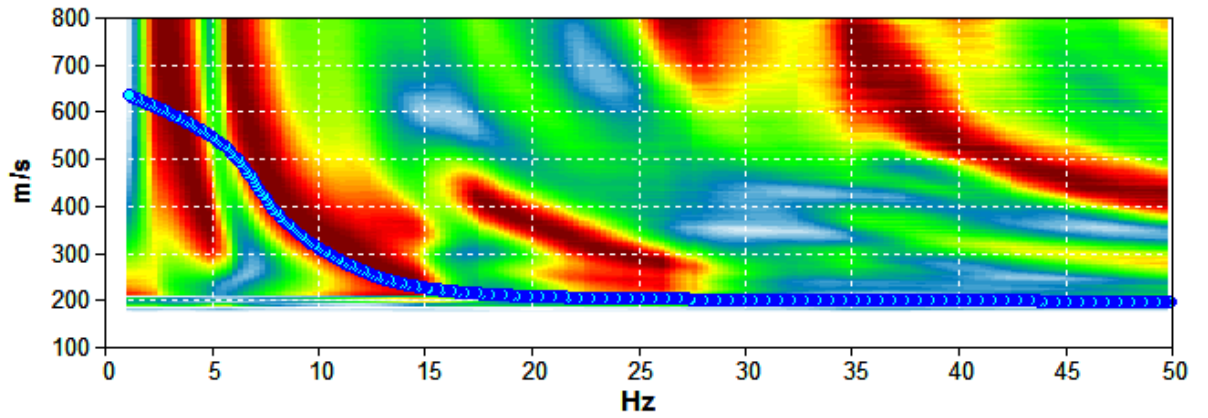


Figura 20



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	190	0.35
8.00	7.00	220	0.35
23.00	15.00	400	0.35
inf.	inf.	700	0.35

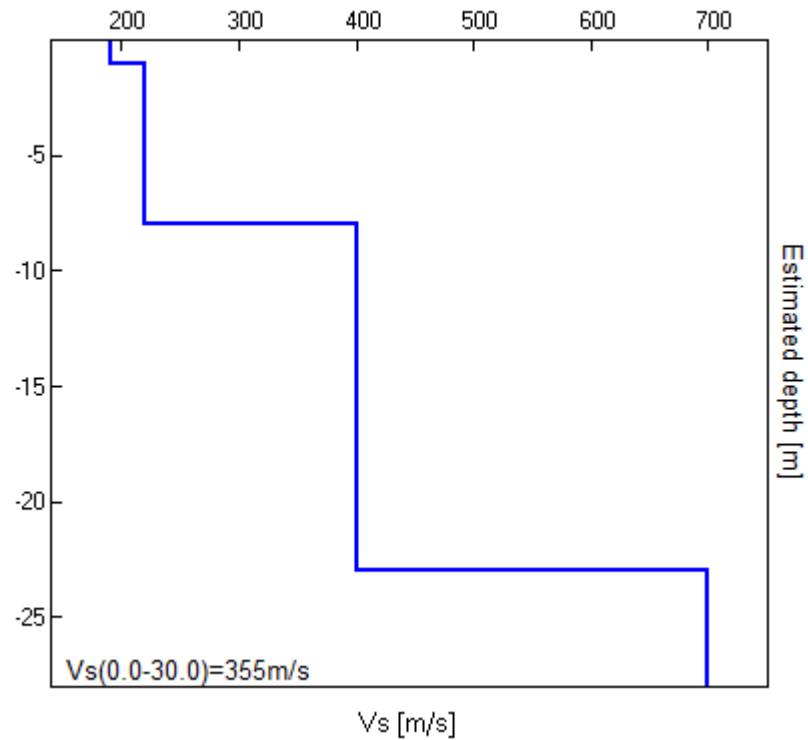


Figura 21



Report sismico

Ecco, dunque, i parametri sismici ottenuti nel nostro studio:

Sito in esame.

latitudine: 42,331476

longitudine: 13,536837

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

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: 80 [anni]

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine(°)	Longitudine(°)	Distanza (m)
Sito 1	26529	42,334960	13,490180	3854,7
Sito 2	26530	42,334940	13,557840	1768,9
Sito 3	26752	42,284940	13,557810	5454,4
Sito 4	26751	42,284960	13,490180	6440,0



Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 80 anni
Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento (%)	Tr (anni)	A _g (g)	F _o	T _c * (s)
Operatività (SLO)	81	48	0,102	2,338	0,281
Danno (SLD)	63	80	0,128	2,310	0,292
Salvaguardia della vita (SLV)	10	759	0,306	2,389	0,358
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1560	0,389	2,430	0,374

Coefficienti Sismici

	S _s	C _c	S _t	K _h	K _v	A _{max} (m/s ²)	Beta
SLO	1,500	1,600	1,000	0,037	0,018	1,496	0,240
SLD	1,500	1,580	1,000	0,046	0,023	1,888	0,240
SLV	1,260	1,470	1,000	0,108	0,054	3,781	0,280
SLC	1,130	1,450	1,000	0,123	0,061	4,307	0,280

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - www.geostru.com



P.A.I.

Il P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dell'Abruzzo) è lo strumento conoscitivo, normativo e di pianificazione, mediante il quale la Regione Abruzzo norma la destinazione d'uso del territorio.

Il Piano, il cui carattere è sovraordinario a qualsiasi altro strumento urbanistico e di pianificazione, è adottato ai sensi dell'art. 1-bis della L. 365/2000 e dell'art. 17 comma 6-ter della L. 18 maggio 1989 n° 183 e successive modificazioni nonché ai sensi della L. 4 dicembre 1993 n° 493, dell'art. 1 del D.L. 11 giugno 1998 n° 180 convertito con L. 3 agosto 1998 n° 267 e successive modificazioni.

Nelle finalità del Piano, le situazioni di rischio vengono raggruppate in tre categorie:

- rischio frana;
- rischio alluvione;
- rischio erosione costiera.

Per ciascuna categoria di rischio, in conformità al D.P.C.M. 29 settembre 1998, sono definiti quattro livelli, (ad eccezione del rischio derivante dall'erosione costiera per il quale ne sono previsti soltanto tre):

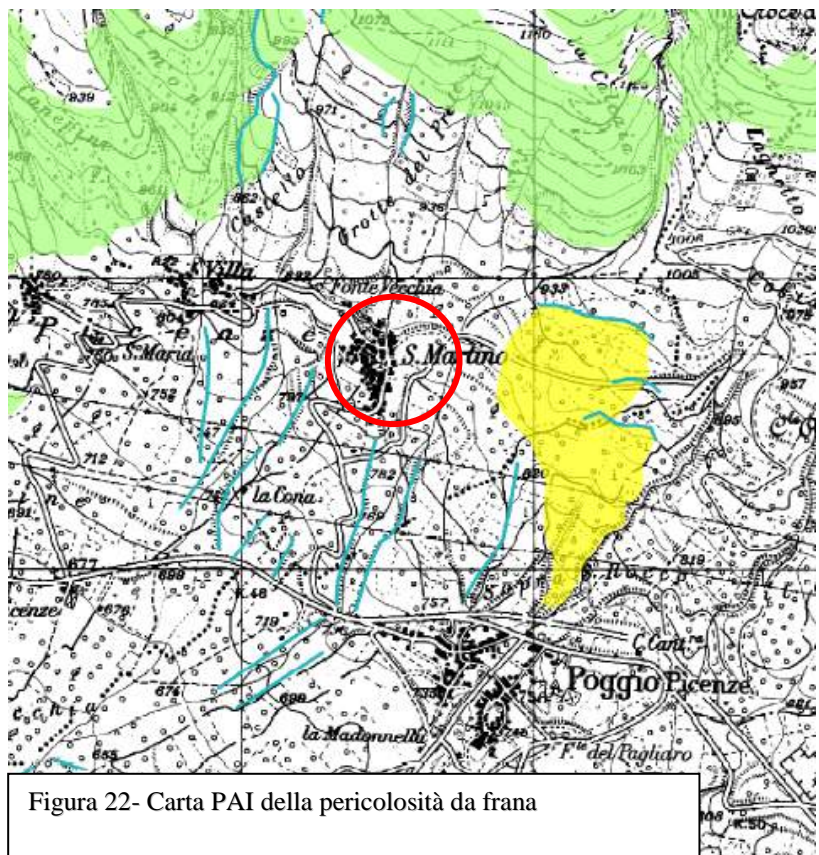
- R4 – *rischio molto elevato*: quando esistono condizioni che determinano la possibilità di perdita di vite umane o lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici e alle infrastrutture, danni gravi alle attività socio-economiche;
- R3 – *rischio elevato*: quando esiste la possibilità di danni a persone o beni, danni funzionali ad edifici e infrastrutture che ne comportino l'inagibilità, interruzione di attività socio-economiche;



- R2 – *rischio medio*: quando esistono condizioni che determinano la possibilità di danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale senza pregiudizio diretto per l’incolumità delle persone e senza compromettere l’agibilità e la funzionalità delle attività economiche;
- R1 – *rischio basso*: per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono limitati.

Nel caso in esame, dalla consultazione degli elaborati cartografici del P.A.I., (vedi Fig.22) risulta che per la specifica area d’interesse non esiste alcun vincolo associato al rischio idraulico.

La stessa considerazione vale per ciò che attiene al rischio da frana, per il quale la specifica area d’intervento è affrancata da qualsiasi condizione di pericolosità e di rischio. In realtà, proprio a seguito delle indagini speleologiche eseguite da UNIVAQ, è in corso il censimento delle cavità sotterranee ed il relativo aggiornamento della carta PAI da parte della Autorità di Bacino.





CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per ricavare i parametri fisico-meccanici da attribuire al terreno si è proceduto dapprima all'osservazione diretta del terreno di sedime e si sono effettuate delle prove HVSR e MASW da correlare con i sondaggi a disposizione; inoltre si è appurata l'assenza di falda freatica e l'assenza di eventuali acque di ruscellamento e/o di ristagno. Il terreno di sedime è formato dal substrato limoso calcareo-marnoso sovrastato da pochi metri di conglomerati a matrice limosa. In effetti gli edifici sono sovente interrati e le loro fondamenta, in particolare quelle ricostruite dopo i terremoti del 1703, raggiungono spesso le marne di cui è stato già messo in evidenza il comportamento praticamente litoide.

Nonostante questo, con carattere ancora una volta prudenziale, riferiamo i nostri calcoli all'elemento più debole del sistema costituito dai conglomerati superiori a comportamento granulare.

Anche in questo caso comunque le caratteristiche del substrato migliorano notevolmente con la profondità sia dal punto di vista della compattazione che del grado di alterazione come ricavato dall'indagine MASW

Come valore dell'angolo di attrito interno φ si è calcolato dalle prove in situ con penetrometro manuale (Shioi e Fukuni) il valore di 30° ed un peso di volume di circa 2.1 t/m^3 , relativo alla matrice sabbioso-limosa che costituisce in ultima analisi l'elemento di maggiore debolezza del deposito ghiaioso conglomeratico di versante.

Pertanto si fornisce la seguente caratterizzazione geotecnica:



Ghiaia in matrice limosa	
Profondità dal p.c.	1-5 m
Peso di volume	$\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$
Coesione	$c = 0,5 \text{ t/m}^2$
Angolo di attrito in-	$\Phi = 30^\circ$

Per quanto riguarda il calcolo dei carichi ammissibili, si forniscono i valori ottenuti per una fondazione superficiale nastriforme adottando, a vantaggio di sicurezza, i seguenti parametri:

tipo fondazione: nastriforme con larghezza (B): 0,40 m

profondità D del piano di posa: 2,00 m

TABELLA 4.1 CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI PER LE ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE										
DENOMINAZIONE	LITOLOGIA	INTERPRETAZIONE	SPessori	γ (kN/m ³)	V_p (m/s)	ν	cc	V_s (m/s)	$B(\gamma, G, D, \nu)$	
d detrito superficiale	limo-clasti	diomecrone DH11-DH14	0-15m 15-10m	18 18	250 350	0.37 0.38	2.32 2.26	580 790	ghiaie (Am. Dan <i>et al.</i> , 2001), medie fesse Rollins <i>et al.</i> (1998)	
a3 detrito di falda	limo-clasti	analogo con et	qualsiasi	18	300	0.38	2.29	687	ghiaie (Am. Dan <i>et al.</i> , 2001), medie fesse Rollins <i>et al.</i> (1998)	
dt detrito torrenziale	limo-clasti	analogo con et	qualsiasi	18	300	0.38	2.29	687	prove RC PùTo su Canarda (progetto CASE) con D ₅₀ ridotto; detriti colluvioni Benevento (Marcellini <i>et al.</i> , 1995)	
b3 alluvioni terrazzate	limi, sabbie, ciottoli	diomecrone DH12-DH13	0-5 5-10 m > 10 m	18 18 18	300 300 400	0.38 0.36 0.37	2.27 2.14 2.22	455 641 890	prove RC PùTo su Canarda (progetto CASE) con D ₅₀ ridotto; detriti colluvioni Benevento (Marcellini <i>et al.</i> , 1995)	
cg10 conglomerati	ciottoli in matrice sabbio-limoso, spesso cementati	diomecrone DH10-DH14	cg10-w: alluviali (0-10 m)	20	400	0.39	2.35	942	ghiaie addensate (Modoni & Buzzellone, 2010)	
			cg10-c: cementati (10-25m)	21	1000	0.33	2.01	2068	conglomerati cementati (Benevento, Marcellini <i>et al.</i> , 1995; Gerace-Castania, 2007)	
			cg10-c: cementati (>25m)	22	1250	0.33	2.01	2509	conglomerati cementati (Benevento, Marcellini <i>et al.</i> , 1995; Gerace-Castania, 2007)	
			cg10-s: se separati sotto detriti	21	700	0.36	2.13	1488	curva intermedia tra cg10-w e cg10-c	
bp breccie diversanti	ciottoli poco arrotondati in matrice sabbiosa	DH CASE SDMT DuwAq	bp-w: alluviali (0-10m)	20	800	0.39	2.35	1864	stesse curve per cg10-w	
			bp-c: cementate (>10m)	22	1250	0.33	2.01	2509	stesse curve per cg10-c	
L limi bianchi	limi bianchi e argille chiare, con lembi sottoghiaccio	diomecrone DH10-DH13-DH12-DH13	0-50 m	18	200-3,6c					
			50-90 m	18	400-2,5j)-500	0.30	2.27	rdY	da prove CIS laboratorio Uniba, curve sincesitate per Costantinov-San Pio e Puggio Piccozzo - Patogia - Baricidano	
			>90m	18	800-0,2i)-900					
db transizione limi-bedrock	breccie e conglomerati	contornistiche intermedie tra limi e bedrock	5 m	21	800	0.36	2.13	1761	stesse curve per cg10-s	
bedrock calcani	calcarei, calcinelli con lembi di marmo, calcari	GH ANV		22	1250	0.33	2.01	2509	lineare (D ₅₀ = 0.5%)	



CARICHI AMMISSIBILI (Fondazioni)

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Geometria della fondazione	Valore	Unità
Base	0.40	[m]
Profondità	2.00	[m]
Lunghezza	10.00	[m]
Eccentricità (Base)	0.00	[m]
Eccentricità (Lunghezza)	0.00	[m]
Inclinazione del carico	0°	[° gradi]

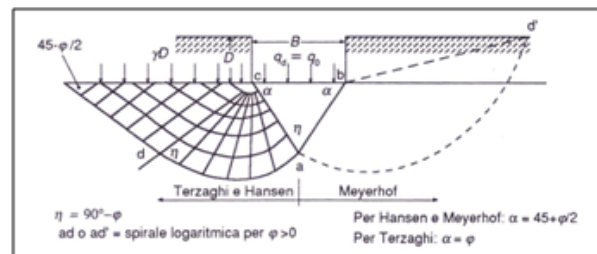
Dati Terreno	Valore	Unità
Peso Specifico	2.10	[t/m ³]
Angolo di attrito	30°	[° gradi]
Coesione	0.50	[t/m ²]

FS (fattore di sicurezza)	3
---------------------------	---

FONDAZIONE:	NASTRIFORME
-------------	-------------

Secondo Meyerhof:

Fattori di forma	sc = 1.024
	sq = sg = 1.012
Fattori di profondità	dc = 2.732051
	dq = dg = 1.866025
Fattori d'inclinazione	ic = iq = 1
	ig = 1

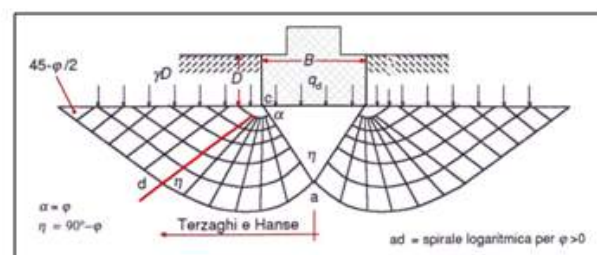


N _q = 18.40112	Q = 802.1293 [t]
N _c = 30.13963	q _{ult} = 200.5323 [t/m ²]
N _g = 15.66804	Q _{amm} = 66.8441 [t/m ²]

Secondo Terzaghi:

Fattori di forma	sc = 1
	sg = 1

N _q = 22.456	
N _c = 37.162	
N _g = 27.084	
Q = 49.708592 [t]	
q _{ult} = 124.27148 [t/m ²]	
Q _{amm} = 41.423827 [t/m ²]	



* Q = Capacità portante



ovvero:

$P^{ult} = 6,68 \text{ kg/cm}^2$ ed applicando un coefficiente di sicurezza pari a 3 (tre) a norma di legge (D.M. 11/03/1988), si ottiene: $q^{amm} = 2,27 \text{ kg/cm}^2$.

Il carico ammissibile così calcolato verifica l'idoneità dei terreni di fondazione, ma va comunque ricordato che è stato ottenuto per il caso di fondazione nastro-forme di lunghezza infinita.

Inoltre bisogna aggiungere che i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo della capacità portante rappresentano i valori minimi fra tutti quelli ottenuti dall'elaborazione delle prove effettuate, a tutto vantaggio della sicurezza; infatti nella scelta dell'angolo di attrito si è considerato un valore diminuito del 25% considerando il terreno di sedime privo di ciottoli e ghiaie spigolose che invece costituiscono lo scheletro del deposito.

In ultimo si sottolinea che i maggiori problemi di stabilità deriveranno dalla presenza delle numerose cavità ipogee presenti a vari livelli nel sottosuolo dell'aggregato; riprenderemo l'argomento in sede di conclusioni.

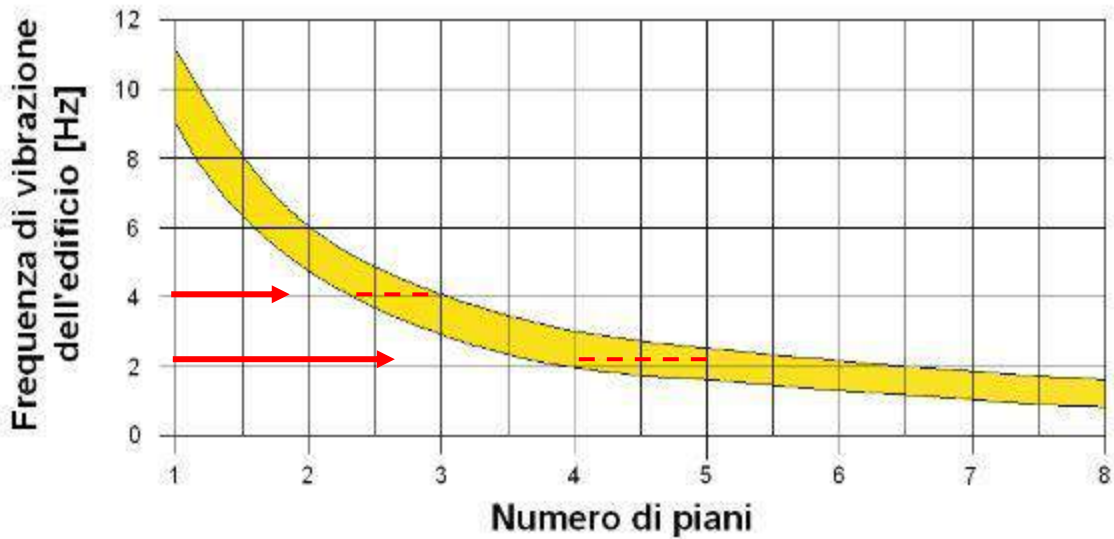


Figura 23 – frequenza di vibrazione degli edifici rapportata al numero di piani

Frequenza naturale del terreno e doppia risonanza

In ultima analisi va considerato il fenomeno della “doppia risonanza”, cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del terreno (nel nostro caso a circa 1,8 e 4.5 Hz, come mostrato in fig. 23), e quelle dei manufatti ivi edificati, in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero, a dir poco, gravose.

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall’altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

E’ la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. Naturale edificio} \approx \text{freq. Fondamentale di risonanza del sito}$$



ad essere particolarmente pericolosa, poiché dà luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi da parte dell'ingegnere strutturista.

Dalla figura 23 si evince che nella nostra area di studio il picco a 4,5 Hz rende alta la probabilità che si verifichi il fenomeno della “doppia risonanza”, in quanto gli edifici che ricadono nella nostra area di studio presentano altezze compatibili (2-3 piani fuori terra) con tali frequenze; di tale fenomeno, che si esprime in particolare in direzione E-W a causa della polarizzazione delle onde messo in evidenza nel relativo paragrafo, deve essere tenuto in opportuna considerazione in fase di progettazione del ripristino degli edifici, eventualmente anche mediante l'utilizzo di smorzatori e/o giunti tecnici.

Per ulteriori particolari riguardanti le indicazioni di massima si rimanda comunque alle considerazioni conclusive.



CONCLUSIONI

Il terreno su cui insiste l'aggregato oggetto di studio è stato esaminato sotto l'aspetto sismico, geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico.

Dall'analisi dei dati emersi dal rilevamento geologico in sito e nelle aree adiacenti e dall'esame di dati bibliografici, dai carotaggi, e dai sondaggi HVSR e MASW effettuati, si è potuto ricostruire la stratigrafia e dare utili indicazioni sulle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione.

Sotto l'aspetto geomorfologico il sito in esame è situato su un versante a medio-bassa pendenza con modesta elevazione.

Da un punto di vista idrogeologico la circolazione idrica superficiale risulterà essere modesta, la circolazione idrica endogena avverrà prevalentemente per porosità del complesso superficiale detritico, secondo linee di frattura tettonica nelle marne calcaree.

Dal punto di vista geologico l'area su cui sorge l'aggregato risulta priva di vincoli o di situazioni a rischio (escluso quello derivante da cavità) ed è costituita da uno strato di alterazione fino a 1 m dal p.c. con scarsa resistenza all'erosione e buona permeabilità che sovrasta uno strato di clasti calcarei abbastanza compatti dotato di buona resistenza all'erosione e di scarsa permeabilità e quindi le marne calcaree; le caratteristiche geotecniche dell'intera successione stratigrafica che è stata scelta come terreno di sedime migliorano con la profondità. Su di esso è stata effettuata la caratterizzazione geotecnica che ha dato un buon risultato di q^{amm} .

Il calcolo del carico ammissibile unitamente al tipo di fondazione adottata risulta essere più che favorevole al ripristino dei fabbricati danneggiati dal sisma del 06/04/2009 ed all'eventuale riedificazione *ex-novo* di quelli crollati; va ricordato inoltre che lo studio della portanza è stato eseguito in condizioni di massima sicurezza.



Dott. Geol. Andrea Burza
Via M. Dodaro, 6 Mendicino
Tel.: 0984-631978

È però indispensabile sottolineare ulteriormente la presenza di cavità ipogee artificiali nel sottosuolo dell'aggregato, variamente elaborate nei secoli. Queste cavità sono state oggetto sia di indagini geostrutturali e speleologiche da parte dell'università dell'Aquila, sia di valutazioni ingegneristiche dettagliate (si vedano le relazioni allegate), individuando molte problemi di stabilità, in particolare relativi ad infiltrazioni di acque superficiali lungo fratture e piani di faglia. Ogni futura opera di ricostruzione e ripristino degli edifici dovrà essere subordinata al consolidamento delle cavità, secondo quanto indicato nelle citate relazioni; i calcoli geotecnici riportati nella presente relazione si riferiscono solamente alle caratteristiche dei terreni considerati come uniformi.

Entro questi limiti i calcoli per la determinazione del carico limite di sicurezza rispetto alla rottura hanno fornito valori più che buoni e, fatte salve le considerazioni precedenti, si esprime parere geologico-tecnico favorevole alla realizzazione dell'intervento di ripristino dei fabbricati, ferma restando la necessità preliminare di interventi di consolidamento e sostegno delle cavità sotterranee; lo scrivente non si assume nessuna responsabilità derivante da un'eventuale cattiva gestione del sottosuolo.

L'Aquila, li _____

Il Geologo
Dott. Andrea Burza