



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DELL'AQUILA
DIPARTIMENTO DI
INGEGNERIA CIVILE, EDILE - ARCHITETTURA E AMBIENTALE

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Curriculum Civile e Ambientale

XXXVI ciclo

Titolo della tesi

**RISPOSTA SISMICA LOCALE 1D E 2D DI AREE PILOTA DEL COMUNE DELL'AQUILA
NEL PROGETTO DI MICROZONAZIONE SISMICA DI TERZO LIVELLO**

SSD (GEO/05) GEOLOGIA APPLICATA

Dottorando

ENRICO MORANA

Coordinatore del corso

Prof. MARCELLO DI RISIO

Tutor

Prof. MARCO TALLINI

Co-Tutor

Prof. VINCENZO GUERRIERO

a.a. 2022/2023



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Sommario

Abstract	1
Prefazione.....	4
1 Azione sismica, Pericolosità sismica di base e Risposta sismica locale.....	13
1.1 L'evoluzione della situazione normativa nazionale.....	13
1.2 Pericolosità sismica di base	15
1.3 Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale secondo NTC18.....	18
1.4 Effetti di sito e Risposta sismica locale	21
1.5 Effetti di sito – Amplificazione stratigrafica secondo normativa	22
1.6 Effetti di sito – Amplificazione topografica secondo normativa	23
1.7 Microzonazione sismica	25
1.8 Pericolosità sismica di base dell'area Aquilana.....	26
1.8.1 Eventi di riferimento Preturo-Sassa	28
1.8.2 Eventi di riferimento Bazzano-Monticchio.....	36
1.8.3 Classificazione sismica del comune dell'Aquila.....	41
2 Modelli per lo studio della Risposta Sismica Locale	43
2.1 Terremoti e onde sismiche.....	43
2.2 Analisi del comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche	48
2.3 Modelli analitici per la valutazione della Risposta sismica locale.....	52
2.3.1 Strato di terreno omogeneo elastico su substrato rigido	54
2.3.2 Strato di terreno omogeneo elastico su substrato deformabile.....	56
2.3.3 Strato di terreno omogeneo visco-elastico su substrato rigido.....	57
2.3.4 Strato di terreno omogeneo visco-elastico su substrato deformabile	58
2.3.5 Eterogeneità del terreno, modello a strati, modello a masse concentrate.....	60
2.3.6 Effetti dovuti alla non linearità del comportamento del terreno	62
2.4 Modellazione numerica.....	65
2.4.1 STRATA.....	66
2.4.2 LSR2D	70
2.4.3 OpenSees.....	71
2.4.4 Confronto SRATA, LSR2D, OpenSees	79
3 Risposta Sismica Locale 1D e 2D per La Microzonazione di 3°Livello di alcune aree pilota dell'aquilano.....	86
3.1 Premessa	86
3.2 Il Codice di calcolo adottato	89
3.3 Input sismico.....	95
3.4 La Microzonazione sismica di terzo livello di Preturo-Sassa.....	107
3.4.1 Il modello del sottosuolo.....	111
3.4.2 Parametrizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati.....	121



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DELL'AQUILA



DICEAA
Dipartimento di Ingegneria
Civile, Edile-Architettura
e Ambientale

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3.4.3	Le simulazioni numeriche.....	123
3.4.4	Carte di microzonazione sismica di terzo livello	144
3.5	La Microzonazione sismica di terzo livello di Bazzano-Monticchio	165
3.5.1	Il modello del sottosuolo.....	167
3.5.2	Parametrizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati.....	168
3.5.3	Le simulazioni numeriche.....	170
3.5.4	Carte di Microzonazione sismica di terzo livello.....	178
	Conclusioni.....	184
	Bibliografia.....	187



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Abstract

The topic of the research is the study of the local seismic response at sites with complex geologies.

The opportunity to delve deeper into the topics covered by the research work, was achieved with participation in the activities relating to the study of seismic microzonation 3rd level of the urbanized and/or urbanizable territories of some sample areas of the municipality of L'Aquila and in the creation of geological investigations for the areas susceptible to instability, in which the University of L'Aquila is the protagonist.

This activity took place within the framework of the agreement stipulated on 11/22/2018 between the Abruzzo Region (Department of Territorial Government and Environmental Policies - Civil Protection Risk Prevention Service) and the Department of Civil, Construction-Architecture and Environmental Engineering (DICEAA, University of L'Aquila) - reference period 2019-2023. The agreement was aimed at the study of the 1st and 3rd level MS of the areas of Preturo-Sassa and Bazzano-Monticchio and consisted in the creation of 3rd level MS maps in these areas and in updating and integrating those of 1st level developed within the scope of a previous agreement stipulated on 30/10/2012 between the Abruzzo Region (PPL Directorate, Integrated Cycle, Soil and Coastal Defence, Civil Protection – Risk Forecasting and Prevention Service) and the DICEAA.

The activities of the convention were coordinated by prof. Marco Tallini (DICEAA). The doctoral work focused on subsurface modeling, 1D and 2D numerical simulations, and geophysical and geotechnical characterization of earthquakes. Prof. Floriana Pergalani and Prof. Massimo Compagnoni of the Polytechnic of Milan provided useful and significant suggestions regarding the choice of seismic input, numerical simulations and mapping of third level seismic microzonation maps.

The urbanized or urbanizable areas, subject of the third level MS studies referred to in the aforementioned agreement, were selected in agreement with the technical offices of the Municipality of L'Aquila.

With specific reference to the characteristics of the areas under study, the presence of complex geomorphological conditions is highlighted, for which a 1D analysis is generally not sufficient: edge effects in alluvial valleys, presence of discontinuities (faults), topographic effects.

Furthermore, it is highlighted that for the L'Aquila area there is a large campaign of experimental investigations which it is possible to compare and correlate the results of the analyzes (HVSr, Cross-Hole, laboratory tests (RC, CST)) and there are various studies, academic articles and publications which can be referred to for the geological/geotechnical framework and for the mechanical characterization of soils, such as: The Aterno valley strong-motion array: seismic, characterization and determination of subsoil model (Lanzo et al, 2011); Geotechnical Aspects of the L'Aquila Earthquake (Monaco et al, 2012); Geotechnical characterization of the Aterno valley for site response analyzes (Santucci de Magistris et al, 2013); 2D site response analysis of a cultural heritage: the case study of the site of Santa Maria di Collemaggio Basilica (L'Aquila, Italy) (Amoroso et al, 2018); The 1-D and 2-D Seismic Modeling of Deep Quaternary Basin (Downtown L'Aquila, Central Italy) (Macerola et al, 2019).

The activity can be divided into the following main steps: preliminary definition of the seismic input to be used for the analyzes (Rexelweb), identification and tracking of the geological sections of interest on which to build the 2D model, identification of lithotypes and mechanical characterization of soils (V_s , G/G_0 and D/D_0 curves); creation of the model in LSR2D and execution of the analyses, with judgment of acceptability of the results; processing of output data (site spectra and amplification factors for the purposes of subdivision into



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

homogeneous microzones in a seismic perspective), comparison with experimental data (in situ tests) and with 1D analyses, critical judgment and conclusions.

The amplification factors, used for the processing of the third level seismic microzonation maps, were calculated through 2D and, partly 1D, numerical simulations, using the LSR2d code of the STACEC company.

The LSR2d calculation code, like software well known by the scientific community (e.g. QUAD4 and QUAD4M), allows you to carry out a two-dimensional modeling of the problem using the finite element method, in the time domain, in total tensions, using the linear equivalent method and taking into account the deformability of the substrate (Hudson et al., 1994) (Figure 3.1). If the stratigraphy in question does not present two-dimensional problems, it is still possible to study the problem with a one-dimensional approach thanks to a discretization of a unitary strip of soil and the application of a system of constraints on the FEM model such as to allow only shear deformations.

In the present study, numerous geological sections were developed, on which 2D simulations were performed, traced so as to cross a good part of the MOPS of the selected urbanized and urbanizable areas and the most significant geological limits (fault contacts, alluvial terrace slopes, landslides, anthropogenic deposits, etc.). The sections pass close to the geophysical investigations and soundings to best constrain the seismostratigraphic model and almost all of them start and end at least 400 m outside the ends of the section which are almost always located in the geological bedrock; this is in order to minimize edge phenomena due to lateral reflection (Figure 3.41-Figure 3.54 and Figure 4.3-Figure 4.10).

Furthermore, support for the positioning of the bedrock was provided, in the absence of surveys, by the resonance frequencies obtained from the numerous microtremor measurements acquired. In fact, having numerous microtremor measurements and deep soundings available for the entire L'Aquila basin, it was possible to reconstruct the indicative trend of the seismic substrate, especially for the Preturo-Sassa area (Nocentini et al., 2017), which provided general information on the subsurface model. Orthogonal sections were also processed to check any two-dimensional phenomena of directionality of the seismic stress. An element of difficulty was represented by accurately reporting the trend of the earthquakes of the Quaternary cover and, above all, that of the seismic bedrock in the geological sections reconstructed with a scale of considerable detail (1:5000). The precision with which the sections were reconstructed was obviously limited, on the one hand, by the quality and type of the surveys and geophysical investigations acquired, and, on the other, by the extreme variability of the geometry of the limits of the Quaternary covers and of the buried paleomorphology of the geological substrate.

The seismostratigraphic units were characterized from a geophysical (VS, Poisson coefficient) and geotechnical point of view (density, G/G_0 - γ decay curves and D - γ damping) starting from the numerous seismic site characterization works in L'Aquila area to which we refer (e.g. Del Monaco et al., 2013; Di Giulio et al., 2014; Durante et al., 2017; MS-AQ Working Group, 2010; Spadi et al., 2022; Tallini et al., 2020) and local seismic response (e.g. Amoroso et al. 2018; Bordoni et al., 2014; Gaudiosi et al., 2013; Lanzo et al., 2011; Macerola et al., 2019; Mannella et al., 2019). Experimental data were also used (see sample S3-C3 Preturo Figura 3.36).

For the dynamic characterization, especially of the gravel units, literature data were used (for example Modoni & Gazzellone, 2010 and Rollins et al., 1998 in Tabella 3.2 e Tabella 3.9).

Another element of difficulty concerned the quality and type of investigations located in the area under study. In some cases, in fact, investigations acquired in neighboring areas but on the same lithotechnical units were used. Another complex activity to be carried out was the difficult synthesis work in the selection of the



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

geophysical and geotechnical parameters to be assigned to the lithotechnical units of the Quaternary cover, taking into account their extreme variability in sedimentological characteristics (granulometry and degree of cementation among all) even at the scale of the outcrop compared to the large microzoned area at a detail scale (1:5000).

The Amplification Factors (FA) were calculated along the section every 30-50 m and with 3 calculated points located in a band of 70 m, as a minimum, and 120 m, as a maximum. Following the calculation of the FA, a "data regularization" was carried out to make the trend of the FA values along the progressions of the section homogeneous and harmonious.

In order to evaluate the reliability of the calculated FAs, a quality control was performed by comparing the FAs with the geology and the MOPS map. Indeed, it has been noted that the distribution of calculated FAs is congruent with the geology. In fact, a general correspondence is observed between the limits of the FA classes along the sections with the geological ones and, for the outcropping geological units and therefore the MOPS, the FA values vary within a narrow range.

It was observed how the FA values are conditioned by the most superficial impedance contrast and are inversely proportional to the depth of the impedance contrast. These observations are also in agreement with the theory (Kramer, 1996; Lanzo & Silvestri, 1999) and, therefore, lead us to believe that the FAs obtained with the simulations should be considered reliable.

To investigate any 2D effects, which is the objective of the research, comparisons were made on the same site of the FAs obtained with the 1D simulation with those calculated with the 2D simulation. From this point of view, it can be considered that the research had a satisfactory outcome, as in some areas "two-dimensional basin effects" were actually highlighted, as the FA calculated at the center of the basin with 1D modeling was lower than the estimated FA with 2D simulation. Furthermore, near the slope break between the surveyed area and the Aterno plain and its tributaries, there is a peak in the FA values with those estimated with 1D modeling almost always lower than those calculated with 2D simulation. This situation would probably be attributable to a "two-dimensional basin edge effect" (Lanzo & Silvestri, 1999). For almost all the sections of the Bazzano-Monticchio area that affect the Aterno river plain, the FA values increase for the intervals of the higher periods, i.e. there is a shift in seismic energy towards higher periods (lower frequencies). This phenomenon seems to be linked to a two-dimensional effect because the FAs calculated at points located in the plane with a 1D modeling are generally lower than the 2D ones (Kramer, 1996). Finally, for some microzones not covered by the 2D simulations, 1D simulations were performed again with the LSR2D code and the Strata code (Kottke & Rathje, 2009).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Prefazione

La valutazione delle caratteristiche del moto del terreno in superficie a seguito di un terremoto è di fondamentale importanza per la progettazione di strutture in grado di resistere alle azioni sismiche. Come è noto, in assenza di manufatti, tali caratteristiche possono essere attribuite a tre meccanismi fondamentali: meccanismo di sorgente, propagazione delle onde dalla sorgente al sito e risposta sismica locale. In modo particolare, quest'ultima è responsabile delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenze, che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base (terremoto di riferimento) subisce attraversando gli strati dal bedrock fino alla superficie [Lanzo e Silvestri, 1999] [Kramer S.L., 1996].

Il fenomeno della risposta sismica locale è stato oggetto di numerosi studi negli ultimi trent'anni, basati sull'analisi delle registrazioni di eventi sismici e su modellazioni di carattere numerico, a tal punto da essere introdotto nei moderni codici normativi. Lo stesso testo delle norme tecniche per le costruzioni (§ 3.2.2) propone, come via ufficiale, un approccio numerico (monodimensionale o bidimensionale a seconda dei casi) per la valutazione della reale risposta sismica stratigrafica del deposito di terreno alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico.

L'analisi numerica per la valutazione della risposta sismica locale, oltre ad essere più accurata rispetto all'approccio semplificato descritto dalle norme tecniche per le costruzioni (categorie di sottosuolo), consente di identificare l'amplificazione stratigrafica nel caso specifico individuando intervalli di periodo più limitati rispetto a quelli di normativa e di conseguenza ottenere dimensionamento strutturale più razionale. Questi aspetti saranno approfonditi nel dettaglio nel capitolo 2.

Nell'affrontare l'analisi di un qualsiasi fenomeno fisico il primo passo è sempre quello di comprendere e padroneggiare le nozioni teoriche che sono state sviluppate e che sono alla base dell'approccio attuale per lo studio dei problemi inerenti al fenomeno stesso. In ultima analisi questo si sostanzia nello studio dei modelli matematici che sono stati sviluppati e che vengono utilizzati per la simulazione del fenomeno fisico.

Nel caso delle analisi di risposta sismica locale gli studi sono relativamente recenti se paragonati ad altri ambiti dell'ingegneria. L'analisi di risposta sismica locale è un ramo specifico della più ampia branca della dinamica dei terreni e in termini disciplinari fa capo all'ingegneria geotecnica sismica.

Il testo "universalmente" preso come riferimento per lo studio di questa materia è "Geotechnical Earthquake Engineering" di Steven L. Kramer. Quasi tutti i testi e le pubblicazioni recenti che affrontano il problema della risposta sismica locale fanno riferimento a questo libro, analogamente a quanto rappresentato nel campo della dinamica delle strutture dal testo "Dynamics of Structures" di Anil K. Chopra. Il testo di Kramer opera un corposo lavoro di raccolta e sintesi di tanti altri testi e pubblicazioni (es. Roesset, 1970) che si erano susseguite nel tempo, e riesce a fornire una trattazione organica e unitaria di un argomento che certamente è di non facile trattazione.

In Italia, tra gli altri, sono presenti due ottimi testi che affrontano il problema. Il primo si intitola proprio "Risposta sismica locale, teoria ed esperienze", degli autori Lanzo e Silvestri, ed è un'ottima sintesi italiana, ma non solo, del testo di Kramer. Questo testo ripercorre gli argomenti trattati sul testo di Kramer, focalizzandosi agli aspetti rivolti specificamente alla risposta sismica locale, ed aggiunge commenti esplicativi e note degli autori di notevole interesse. Sono poi affrontati anche dei "case histories" italiani (a differenza del Kramer che tratta per lo più casi relativi all'America e al Giappone). L'altro testo, intitolato "Dinamica dei Terreni per le applicazioni sismiche", autori Teresa Crespellani Allegretti e Johann Facciorusso, si concentra sullo studio del comportamento non lineare dei terreni sotto azioni dinamiche e della relativa caratterizzazione meccanica. Il problema della risposta sismica locale è fortemente influenzato dal comportamento non lineare



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

dei terreni e questo testo offre un'ottima ed esaustiva panoramica dei diversi terreni e delle loro caratteristiche tipiche (sia terreni a grana fina che a grana grossa), riportando anche il risultato di sperimentazioni condotte dagli autori su terreni italiani (caratteristica importante, dato che il testo di Kramer riporta sempre sperimentazioni effettuate all'estero).

Lo studio delle basi teoriche del problema si è concentrato soprattutto sui modelli presentati nel testo di Kramer e ripresi nel testo di Lanzo e Silvestro ed è stato approfondito con le bibliografie più rilevanti indicate negli stessi testi ed in particolare con i lavori di Roesset degli anni '60 e '70 del secolo scorso, per i quali si sono avuti a disposizione i testi originali (Roesset, J. M. *Fundamentals Of Soil Amplification*. pp 183-244 of *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. /Hansen, Robert J. (ed.). Cambridge, Mass. Massachusetts Inst. of Tech. Press (1970); Roesset JM (1977) *Soil amplification of earthquakes*. In: Desai C (ed) *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. McGraw-Hill, New York, pp 639–682), oltre alla consultazione di materiale online. I metodi ivi presentati, sono quelli attualmente in uso nei codici di calcolo più diffusi (in particolare Shake e Strata per le analisi 1D e Quad4M per le analisi 2D). Di grande utilità sono stati anche gli stessi manuali di uso dei software di calcolo, in genere completi di una esauriente introduzione teorica.

Questi studi, come sempre, partono dalle condizioni più semplici per poi andare via via verso configurazioni più complesse e relative modellazioni più sofisticate¹.

Quest'approccio didattico "incrementale", nell'ambito della dinamica dei terreni, è ancora più cruciale che in altri ambiti, dato che il problema dinamico viene affrontato (almeno dal punto di vista analitico) su un mezzo continuo, a differenza di quanto avviene per esempio nelle strutture dove, tranne casi particolari, anche l'approccio teorico parte dallo studio di sistemi discreti (partendo dall'oscillatore elementare (1 GdL) e passando poi alle strutture a telaio, affrontate come sistemi discreti a più GdL).

Quest porta a dover sviluppare notevole confidenza con la matematica relativa ai modelli di propagazione delle onde. Anche nei modelli elementari, infatti, il problema è sempre affrontato in termini di propagazione di onde meccaniche (tensioni e deformazioni) e delle modificazioni che queste onde subiscono in termini di ampiezza e contenuto in frequenza lungo il loro percorso.

Negli anni sono state elaborate e affinate numerose tecniche per l'analisi della risposta sismica locale, diverse tra loro a seconda delle modalità di rappresentazione del problema e degli elementi di complessità introdotti al fine di rendere lo schema ideale rappresentato col modello il più vicino possibile alla situazione reale, tenendo conto solo di alcuni o di tutti quei fattori che contribuiscono a determinare la risposta sismica locale di un deposito (geometria del deposito, e quindi effetti laterali, di bordo e topografici; comportamento dei terreni in condizioni dinamiche, e quindi effetti di non linearità, stratificazione e più in generale di eterogeneità del deposito). Tali modelli si raggruppano in varie categorie e principalmente in funzione della "dimensionalità" con cui rappresentano la situazione reale (modelli monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali), del tipo di soluzione che propongono (analitica, cioè in forma chiusa, o numerica), in funzione dello schema matematico e del modello adottato nella rappresentazione del terreno e del tipo di analisi (analisi lineari, lineari equivalenti, non lineari). Questi modelli, applicabili tutti in campo libero (free-field), cioè in assenza di strutture, possono poi essere ulteriormente integrati e complicati da modelli di interazione struttura - terreno.

¹ Da segnalare al riguardo, in un'ottica di sviluppo futuro, le potenzialità che stanno mostrando gli approcci innovativi più recenti, in particolare basati sull'uso dell'intelligenza artificiale (Machine learning techniques). A tal proposito si può fare riferimento a recenti pubblicazioni sul tema (Díaz et al., 2022; Mori et al., 2022).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

La configurazione più elementare per lo studio della risposta sismica locale è quella monodimensionale (1D – strati piani paralleli e indefiniti) a singolo strato elastico/visco-elastico su semispazio rigido/elastico (bedrock), con caratteristiche meccaniche costanti in tutto lo strato e nel semispazio. Sotto queste condizioni, molto semplificative della realtà, è possibile fornire soluzioni analitiche del problema, quindi soluzioni in forma chiusa. Nelle soluzioni più semplici si assume il terreno come un mezzo perfettamente elastico lineare, anche in campo dinamico (assenza di smorzamento). Poiché sotto azioni dinamiche i mezzi reali presentano sempre dei fenomeni dissipativi cui è associato lo smorzamento, anche nel campo delle deformazioni elastiche (totale reversibilità), le soluzioni analitiche che tengono conto di questo effetto assimilano il terreno a un mezzo visco-elastico lineare (vedi infra) piuttosto che a un mezzo perfettamente elastico lineare. Questa è una schematizzazione tipica adottata nello studio di sistemi dinamici entro il campo delle deformazioni elastico lineari, inteso come il campo in cui il legame sforzo-deformazione sotto carichi statici, quindi in assenza di fenomeni dinamici, è lineare elastico (per deformazioni di taglio il legame sforzo-deformazione è rappresentato dal modulo di elasticità a taglio “G”). Sotto azione dinamica, come detto, tutti i sistemi presentano sempre un comportamento non lineare isteretico e dissipativo – evidente per via dello smorzamento – anche per deformazioni entro il campo elastico lineare. L’equazione del moto va modificata, considerando un modello non lineare della relazione sforzo-deformazione (dinamica), calibrato in base alle evidenze sperimentali. Data la complessità che ciò comporta e considerata la difficoltà di riuscire a descrivere esplicitamente tramite un modello matematico tutti i fenomeni che contribuiscono a generare gli effetti di smorzamento (attriti, viscosità del terreno, ecc.), piuttosto che ricostruire e adottare un “rigoroso” modello non lineare della relazione sforzo-deformazione, si preferisce adottare un modello approssimato, introducendo nel legame costitutivo di base ricavato in condizioni statiche (legame elastico) un termine di smorzamento viscoso proporzionale (linearmente) alla velocità di deformazione (smorzatore viscoso lineare) cui è associato un parametro di smorzamento equivalente in termini di energia dissipata nei cicli di isteresi, indicato in genere col simbolo “D”. Nell’equazione del moto lo sforzo resistente alle deformazioni viene quindi ad essere rappresentato da due contributi, il contributo associato alla rigidità (contributo elastico), rappresentativo della forza di richiamo elastica che si avrebbe anche in condizioni statiche per via delle deformazioni impresse, e un contributo che tiene conto degli effetti dinamici e che rappresenta in maniera sintetica i fenomeni non lineari e dissipativi che causano lo smorzamento (contributo viscoso). Questa schematizzazione è analoga agli schemi usati per lo studio dei sistemi dinamici in campo strutturale (cfr. *Dynamics of Structures*” di Anil K. Chopra, § 1.4, 3.9) ed è indicata (Chopra) come *smorzamento viscoso equivalente*². I parametri G e D sono delle costanti e pertanto l’equazione del moto continua ad essere espressa con una legge lineare. Il modello del comportamento del terreno che si ottiene complessivamente è quindi un *modello lineare equivalente* alla Kelvin-Voigt, in cui il legame costitutivo sforzo-deformazione (dinamico) è, appunto, visco elastico lineare, ovvero dato dalla somma di un contributo elastico e un contributo viscoso, entrambi lineari (vedi Figura 3.2). L’assunzione di uno smorzamento viscoso equivalente permette quindi la risoluzione del problema attraverso un’*analisi lineare*.

I modelli 1D in genere fanno uso delle cosiddette funzione di trasferimento e funzione di amplificazione, con risoluzione nel dominio delle frequenze attraverso la rappresentazione del moto con gli spettri di Fourier.

² La differenza formale tra le due schematizzazioni è che nei modelli strutturali, in quanto sistemi discreti, la schematizzazione non è posta a livello di legame costitutivo ma in termini di forze risultanti, mentre nei sistemi continui, essendo le equazioni del moto riferite all’elemento infinitesimo, la schematizzazione coincide di fatto con il legame costitutivo (che nel modello visco-elastico si definisce alla Kelvin-Voigt).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

La funzione di amplificazione, in particolare, è una funzione che per ogni frequenza di eccitazione restituisce il rapporto tra le ampiezze degli spostamenti/accelerazioni tra due strati.

Tramite la funzione di amplificazione è possibile vedere quali sono i parametri fondamentali che governano il fenomeno dell'amplificazione sismica. Nel caso elementare di singolo strato su bedrock in condizione 1D (Figura 2.14), la funzione di amplificazione mostra come il fenomeno dell'amplificazione sismica dipende dal rapporto di impedenza (definita come prodotto della velocità delle onde di taglio V_s e della densità ρ del materiale) tra strato e bedrock. In particolare, la funzione di amplificazione assume sempre valori maggiori dell'unità laddove il bedrock ha un valore di impedenza superiore a quello dello strato, come è quasi sempre nei fatti (Figura 2.15). Inoltre, maggiore è il contrasto di impedenza tra lo strato e il bedrock, maggiore è il valore dell'amplificazione.

Da questi schemi elementari 1D è quindi possibile comprendere il primo fattore che causa effetti di amplificazione sismica, ovvero la presenza di strati superficiali soffici su substrati rigidi (effetto stratigrafico).

La funzione di amplificazione mostra inoltre che le frequenze naturali di vibrazione del terreno, ovvero le frequenze in cui la funzione di amplificazione raggiunge i valori massimi, sono determinate oltre che dalle proprietà fisiche e dinamiche degli strati, anche dallo spessore dello strato. Le frequenze naturali di vibrazione di un deposito non dipendono, quindi, solamente dalle sue caratteristiche meccaniche (ρ , V_s) ma anche dalla geometria. Questo è un aspetto fondamentale che occorre sempre tenere in considerazione per comprendere correttamente quali grandezze governano i fenomeni di risonanza del terreno nonché la cosiddetta doppia risonanza (coincidenza delle frequenze naturali del terreno con le frequenze naturali della struttura).

È possibile ottenere soluzioni di tipo analitico nella condizione 1D anche con configurazioni che presentano più strati oltre il singolo strato su semispazio ("n" strati), conservando però l'ipotesi che per tutto lo spessore di ogni strato le caratteristiche meccaniche dello stesso restino invariate. Con queste ipotesi la funzione di trasferimento può ottenersi ancora con soluzioni di tipo analitico con l'applicazione di un metodo di calcolo "ricorsivo", che parte dalla funzione di trasferimento del singolo strato su semispazio e viene applicata via via per strati successivi. Questo tipo di modellazione, detta "a strati", consente di tenere conto delle variazioni delle caratteristiche meccaniche del terreno dalla superficie fino al bedrock, schematizzando il terreno per strati con caratteristiche meccaniche costanti, discretizzando pertanto le variazioni delle caratteristiche meccaniche, che in un terreno reale sono ovviamente continue per tutto lo spessore (per questo in alcuni testi la modellazione a strati è riportata tra i metodi numerici e non tra quelli analitici, intesa come soluzione approssimata della soluzione "reale" che a rigore dovrebbe considerare la variabilità delle caratteristiche meccaniche come continua in tutto il dominio). La schematizzazione a strati, con risoluzione nel dominio delle frequenze tramite funzione di trasferimento, è il metodo di analisi che utilizzano software di risoluzione numerica come SHAKE e STRATA.

In alternativa al modello per strati per la risoluzione di schemi 1D, è possibile utilizzare un modello a "masse concentrate", ossia un modello in cui il dominio viene discretizzato in una successione di masse che rappresentano i singoli strati omogenei, collegate tra loro attraverso elementi di tipo molla e dissipatori, con una tecnica del tutto analoga al metodo degli elementi finiti. Nei modelli a masse concentrate la risoluzione del sistema si ottiene applicando metodi analoghi a quelli tipici della dinamica strutturale, cioè l'integrazione diretta nel dominio del tempo oppure l'analisi modale. Anche il modello a masse concentrate è classificato tra i metodi di risoluzione numerica (Figura 2.21).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Esaminati i modelli elementari monodimensionali, utili ai fini della comprensione dei principali fattori che governano il fenomeno, si devono approfondire gli aspetti che riguardano la modellazione del terreno, ed in particolare l'ipotesi di comportamento elastico lineare.

I terreni rispettano l'ipotesi di comportamento elastico lineare (nell'accezione "statica") solo per bassi livelli di deformazione ("soglia elastica"). Per medio-elevate deformazioni, come quelle che possono avvenire durante un terremoto di elevata magnitudo, il legame sforzi-deformazioni è di tipo non lineare e anelastico (plastico), dissipativo, anche in condizioni statiche. Pertanto, per azioni dinamiche di una certa entità, ai processi non lineari isteretici che causano smorzamento già nel campo delle deformazioni elastiche si aggiunge il comportamento "intrinsecamente" non lineare del terreno, con il relativo smorzamento dovuto alla dissipazione di energia per effetto delle deformazioni plastiche. Il comportamento dinamico del sistema, superata la soglia elastica, è pertanto marcatamente non lineare e anche se si utilizza lo schema alla Kelvin-Voigt non è possibile linearizzare l'equazione del moto come in precedenza, in quanto i due contributi (rigidezza e smorzamento) non possono essere espressi con legge lineare.

È possibile visualizzare quanto sopra attraverso delle prove di carico dinamico ciclico. Se si effettuano delle prove per diversi livelli di deformazione, ma tutti entro la soglia elastica, è possibile verificare che la forma assunta dai diversi cicli di isteresi può essere sempre rappresentata da una univoca coppia di parametri di rigidezza e di smorzamento, G e D , costanti e indipendenti dalla deformazione γ , ($G = \text{cost}$, $D = \text{cost} \forall \gamma < \gamma$ soglia elastica), corrispondenti alle definizioni date in precedenza con l'assunzione di un modello lineare equivalente alla Kelvin-Voigt (contributo di rigidezza associato alla forza di richiamo elastico e di smorzamento associato alla dissipazione di energia nel ciclo).

Superata la soglia elastica, invece, la forma assunta dai diversi cicli di isteresi al variare dell'ampiezza delle deformazioni si modifica in modo da non potere essere più descritta con univoca coppia di parametri G e D e ciò in coerenza con le considerazioni circa la non linearità che hanno i contributi di rigidezza e smorzamento (facendo sempre riferimento a un modello alla Kelvin-Voigt) una volta superata la soglia elastica. Per medio-elevate deformazioni, quindi, non sarebbe più possibile studiare il comportamento del terreno attraverso una modellazione lineare equivalente e con analisi lineari (vedi Figura 2.10). Sarebbe, altresì, necessaria la risoluzione tramite più rigorose analisi non lineari, come avviene in genere nella dinamica delle strutture per lo studio dei sistemi che hanno superato la soglia di elasticità (cfr. *Dynamics of Structures*" di Anil K. Chopra, § 1.4).

Negli studi di risposta sismica locale si preferisce, però, continuare ad utilizzare l'approccio del modello lineare equivalente e dell'analisi lineare, utilizzando dei modelli la cui approssimazione è valida solo per lo specifico livello di deformazione considerato. I parametri G e D vengono quindi calibrati in base al livello di deformazione investigato, in modo da essere rappresentativi del ciclo di isteresi corrispondente. Il parametro di rigidezza G , in particolare, viene assunto pari al modulo di rigidezza a taglio secante del ciclo di isteresi considerato, in coerenza con la definizione di schema alla Kelvin-Voigt (Figura 2.8). Il parametro di smorzamento D viene sempre definito tramite considerazioni di equivalenza in termini di energia dissipata. In questo modo è possibile riproporre un modello lineare equivalente alla Kelvin-Voigt – valido però solo per cicli di carico di ampiezza corrispondenti a quelli con cui è stato calibrato, o comunque con variazioni entro una certa tolleranza – e continuare a risolvere l'equazione del moto con una analisi lineare.

Superata la soglia elastica, pertanto, l'utilizzo del metodo lineare equivalente comporta di fatto la definizione di tanti modelli lineari equivalenti quanti sono i livelli deformativi che si vogliono investigare, caratterizzati da parametri di rigidezza e di smorzamento, G e D , specifici per ogni livello. Utilizzando questa



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

tecnica G e D non sono delle caratteristiche proprie del sistema note a monte, ma dipendono dall'ampiezza della deformazione e sono quindi funzione del livello deformativo ($G = f(\gamma)$, $D = f(\gamma)$). La "legge" con cui i parametri variano con l'ampiezza delle deformazioni, mostra che vi è una progressiva riduzione del modulo G ed un aumento del modulo D al crescere del livello deformativo, e ciò in coerenza con il fatto che il contributo dissipativo associato al comportamento anelastico del sistema aumenta all'aumentare dell'ampiezza delle deformazioni (aumento deformazioni plastiche). Il comportamento non lineare e dissipativo del sistema diventa, quindi, via via più marcato al crescere della deformazione γ . Le curve che descrivono la variazione dei parametri G e D al variare della deformazione γ sono infatti definite *curve di decadimento*.

Corollario delle considerazioni di cui sopra è l'impossibilità di risolvere in via diretta l'equazione del moto senza dovere ricorrere a dei tentativi. Infatti, poiché G e D sono associati allo specifico livello di deformazione, il cui valore sarà noto solo a posteriori dell'analisi, non è possibile conoscere a priori il valore corretto da utilizzare nell'analisi. Non è quindi possibile, in generale, ottenere la soluzione del problema effettuando una sola analisi lineare. Occorre procedere per tentativi, ipotizzando dei parametri G e D di partenza e verificando a valle dell'analisi (analisi lineare completa, poiché in ogni tentativo, G e D sono delle costanti nelle equazioni del moto e per tutta la storia temporale), se il livello deformativo ottenuto è coerente (entro certi limiti di tolleranza) con i parametri G e D assunti per l'analisi, altrimenti occorre procedere con una nuova analisi, correggendo i parametri G e D di input. La soluzione del problema è ottenuta quindi attraverso un processo iterativo (vedi Figura 3.5). Alcuni codici di calcolo effettuano questo procedimento in via automatica, implementando all'interno del codice un algoritmo di risoluzione iterativo, che interrompe il calcolo quando si è raggiunta una data soglia di tolleranza sull'errore dei parametri. Il software STRATA, di cui sopra, utilizza questa analisi.

Questa tecnica di risoluzione iterativa viene definita *analisi lineare equivalente* per distinguerla dalla semplice analisi lineare conducibile per bassi livelli deformativi, contenuti entro la soglia elastica (dove i parametri G e D sono già noti e non è necessario procedere per tentativi). Un'analisi lineare equivalente, quindi, altro non è che una successione (per tentativi) di analisi lineari "ordinarie", fino a convergenza. Non è da confondere, pertanto, con le analisi non lineari, dove le equazioni del moto "ripercorrono" le curve di carico attraverso il legame costitutivo non lineare, né ne rappresenta una forma "semplificata", nonostante le curve di decadimento che vengono utilizzate ne potrebbero dare la sensazione. Le curve di decadimento sono utilizzate solo per verificare e correggere i parametri G e D a valle dell'analisi e prima dell'esecuzione di una nuova analisi. Durante l'esecuzione dell'analisi i parametri G e D sono mantenuti costanti, e quindi l'equazione del moto è lineare e anche l'analisi è una normale analisi lineare.

È da notare che, a rigore, ogni singola analisi lineare andrebbe denominata analisi lineare equivalente, dato che si basa sull'assunzione del modello lineare equivalente per caratterizzare il comportamento del sistema che, in condizioni dinamiche, è sempre non lineare isteretico e dissipativo, anche entro la soglia elastica, e viene linearizzato con l'assunzione dello smorzamento equivalente. Può trovare giustificazione la terminologia così in genere utilizzata, considerando che in campo elastico operata l'approssimazione con il modello lineare equivalente (visco elastico lineare), questa può considerarsi valida per tutti i valori di deformazione entro la soglia elastica, dando l'impressione che il modello sia "realmente" un modello visco elastico lineare e non una approssimazione. In campo anelastico invece non è possibile operare un'unica approssimazione lineare valida per tutti i livelli deformativi, come visto, e quindi risulta evidente il comportamento marcatamente non lineare, riassumibile con le curve di decadimento.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

In alternativa all'analisi lineare equivalente è possibile eseguire un'analisi non lineare, dove il modulo G è aggiornato in base ad una legge costitutiva τ - γ (backbone curve) e dove l'energia dissipata per effetto del comportamento anelastico del terreno (oltre la soglia elastica) è ottenuta direttamente come risultato dei percorsi isteretici dell'analisi non lineare, piuttosto che essere assunta implicitamente nel parametro D . Viene comunque inserito un parametro di smorzamento viscoso equivalente (costante, in genere secondo il modello di Rayleigh) per tenere conto esclusivamente dello smorzamento già presente quando il sistema è ancora in campo elastico, ovvero della dissipazione di energia che avviene con i processi di isteresi già presenti per deformazioni inferiori alla soglia elastica (in sostanza tutti quei fenomeni di dissipazione diversi da quelli dovuti al comportamento anelastico del sistema).

Con l'uso della analisi non lineare è possibile ottenere direttamente la soluzione senza dovere ricorrere alla procedura iterativa per tentativi dell'analisi lineare equivalente. Di contro, la formulazione della legge costitutiva τ - γ non è di semplice determinazione e può richiedere la definizione di molteplici parametri in base alla teoria di riferimento. Inoltre, trattandosi di analisi non lineari, dove i parametri e le matrici di rigidezza sono continuamente aggiornati durante l'esecuzione dell'analisi, l'onere computazionale è in genere superiore.

Una volta affrontati questi aspetti per le analisi monodimensionali e che è stata acquisita padronanza e sufficiente familiarità con i parametri e le caratteristiche fondamentali che governano il problema, si studiano i modelli in condizioni 2D e 3D. I modelli 2D e 3D permettono di ricavare informazioni sulle amplificazioni del moto sismico che il modello 1D non può fornire. L'unico tipo di informazione che fornisce il modello 1D è quella relativa all'"amplificazione stratigrafica", ossia l'amplificazione dovuta alla variazione delle caratteristiche meccaniche da strato a strato (contrasto di impedenza).

Lo studio dei problemi con modelli 2D o 3D è affrontato quasi esclusivamente per via numerica, per lo più con metodi agli elementi finiti (FEM). A differenza dei modelli 1D le analisi vengono generalmente effettuate nel dominio del tempo. Per quanto riguarda la modellazione del comportamento del terreno, l'approccio e i metodi sono identici al caso 1D. In aggiunta vanno però specificati i parametri necessari a un modello 2D/3D (ad es. coeff. di Poisson).

Il software di riferimento per le analisi 2D è stato il QUAD4M. Questo è un codice di calcolo agli elementi finiti in cui il comportamento del terreno, anche in campo anelastico, è rappresentato con il modello lineare equivalente; utilizza, quindi, il metodo dell'analisi lineare equivalente, con algoritmo iterativo analogo a quello di STRATA, operando però nel dominio del tempo.

In Italia è presente un software analogo a QUAD4M prodotto dall'azienda Stacec s.r.l. . Il software si chiama LSR2D. Questo è stato il software utilizzato in larga parte per il lavoro di dottorato. Il codice di calcolo e l'algoritmo di soluzione sono del tutto compatibili con il QUAD4M, tanto è vero che il software si può interfacciare direttamente con il solutore QUAD4M, piuttosto che col solutore interno. L'utilizzo del software LSR2D è stato reso possibile grazie alla società Stacec s.r.l. che ha messo gratuitamente a disposizione dell'Università dell'Aquila una licenza a scopi accademici (LIC5229 - Enrico Morana).

Per l'approccio alle analisi numeriche si è preferito cominciare dall'utilizzo del più semplice software STRATA (modellazione 1D). STRATA, come detto, adotta il metodo del modello a strati, con l'utilizzo delle formulazioni ricavate analiticamente. Per casi semplici non è difficile replicare l'algoritmo di calcolo e testarne l'affidabilità. Ed infatti con l'uso di un foglio elettronico si è potuto effettuare un riscontro diretto, con risultati praticamente coincidenti.

Acquisita sufficiente familiarità con le analisi 1D, si è esercitati sull'utilizzo del software agli elementi finiti LSR2D.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Anche in questo caso è stata effettuato un test di affidabilità. Il test è stato effettuato attraverso un confronto con i risultati 1D. Con una corretta imposizione delle condizioni al contorno è infatti possibile simulare una condizione 1D anche con una modellazione 2D. Anche in questo caso i riscontri hanno dato esito positivo.

I concetti di base e i parametri utilizzati nel modello 2D, del resto, sono praticamente identici al caso 1D. Nel caso del 2D bisogna porre attenzione alla costruzione della “mesh” di elementi finiti, in modo da avere una discretizzazione che renda il calcolo numerico “robusto” e affidabile. Bisogna poi porre attenzione alla corretta applicazione delle condizioni al contorno. Per tutte e due gli aspetti, è da evidenziare che il software della Stacec riduce al minimo la possibilità di errore con delle “utility” che rendono il processo praticamente automatico, ma non per questo incontrollato. Sicuramente per modelli più complessi, quali quelli oggetto di questa ricerca, una solida conoscenza del metodo agli elementi finiti, delle tecniche di risoluzione numerica e della teoria alla base del problema della risposta sismica locale è assolutamente necessaria, nonostante l’ausilio fornito dalla interfaccia di input del programma. In caso contrario, l’esito più probabile di un’analisi sarà una non convergenza della soluzione.

Riguardo lo studio e l’approfondimento del metodo agli elementi finiti si è fatto riferimento ad un ottimo testo italiano, “Calcolo strutturale con gli elementi finiti” di Paolo Rugarli, che, a differenza di molti altri testi sia italiani che stranieri che peccano spesso di un’estrema sinteticità, offre una trattazione chiara completa ed esaustiva del metodo.

In merito all’aspetto della convergenza delle analisi, occorre segnalare un altro merito del software: quando vengono lanciate le analisi numeriche, queste non vengono occultate. Il software, altresì, apre una finestra di “log” dove anche in forma grafica viene rappresentato il percorso delle analisi e l’andamento della convergenza. Da questo andamento è possibile capire con anticipo se è il caso di lasciare che le analisi proseguano oppure se interromperle perché la convergenza richiesta non verrà sicuramente raggiunta.

Sono stati effettuati anche confronti con un software di calcolo che utilizza l’analisi non lineare per la risoluzione dei modelli. Questo è il noto software OpenSess sviluppato dall’Università di Berkeley, software agli elementi finiti che in ambito accademico si è sempre più affermato come riferimento per le analisi non lineari nei più svariati ambiti dell’ingegneria, grazie ad una “libreria aperta” che gli permette di essere in continua evoluzione e grazie al contatto ed all’interscambiabilità tra utilizzatori e sviluppatori, che lo rende ricco di continui aggiornamenti.

Il software è stato utilizzato sia con l’ausilio delle interfacce grafiche esterne (GID+Opensees e STKO), che direttamente nella modalità testuale pura. Per la modellazione del comportamento non lineare del terreno OpenSees offre all’interno della propria libreria dei materiali appositamente dedicati (UC San Diego). I modelli sono analoghi a quelli utilizzati da altri software del settore quali FLAC, FLAC3D, DYNA, ecc.. (UCSD soil models). Questi sono dei modelli che includono leggi costitutive elasto plastiche 3D per la simulazione sia dei terreni coesivi (argille) che dei terreni non coesivi (sabbie). Con Opensees si potrebbero modellare anche casi tridimensionali (la libreria di Opensees contiene anche elementi solidi “brick”). Di contro, come anticipato, la definizione dei parametri non lineari è più complessa rispetto alle analisi non lineari equivalenti.

Conclusa questa fase di studio preliminare si è passati alle analisi su casi studio reali. La possibilità di confrontarsi con casi reali si è presentata con lo studio di Microzonazione sismica di 3° livello dell’area Aquilana, che ha permesso di svolgere ampiamente l’attività di ricerca con risultati di uso concreto e immediato (carte di microzonazione e relativa documentazione di output a corredo). Lo scopo del programma di ricerca era, infatti, approfondire la conoscenza del fenomeno della risposta sismica locale per casi complessi, e il territorio dell’Aquila presenta queste caratteristiche. La ricerca, dal punto di vista dell’approccio



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

metodologico, è stata rivolta a siti con geologie non convenzionali, quindi sottosuoli e sistemi geologici geotecnici con condizioni geomorfologiche che richiedono analisi almeno 2D.

Le esperienze del territorio Aquilano in seguito al sisma del 6 Aprile 2009 hanno dato un forte impulso all'approfondimento del fenomeno della risposta sismica locale. Oltre agli studi su siti campione è stata condotta una estesa campagna di microzonazione sismica, di 1° e 3° livello. Un ulteriore notevole impulso si è avuto a seguito degli eventi sismici del 24 agosto 2016 e successivi (sisma centro Italia). In particolare, con l'ordinanza n. 55 del 24 Aprile 2018 sono stati adottati i "Criteri generali per l'utilizzo dei risultati degli studi di Microzonazione Sismica di livello 3 per la ricostruzione nei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016". Con questo documento si forniscono criteri circa l'utilizzo della risposta sismica locale per valutare gli effetti dell'amplificazione di sito, ulteriori rispetto a quelli previsti dalle norme tecniche delle costruzioni.

Lo scopo del dottorato, come detto, è stato quello di analizzare configurazioni di sottosuolo complesse. Le modellazioni 1D con le quali si colgono gli effetti di sito dovute a successioni di strati con diversa impedenza sismica (ρV_s) è infatti già sufficientemente studiato e sono disponibili diversi software (esempio STRATA, SHAKE, ecc...), sebbene resti il problema, non secondario, della determinazione e taratura dei parametri da inserite nelle analisi (modulo di elasticità a taglio con prove cicliche e coefficiente di smorzamento). La valutazione in condizioni 2D e 3D, necessaria per condizioni geomorfologiche non riconducibili allo schema 1D (successioni di strati paralleli con estensione considerevole rispetto alla profondità e assenza di discontinuità quali ad. es. faglie), è invece ben più complessa e peraltro condotta quasi esclusivamente per via numerica con l'ausilio di codici di calcolo agli elementi finiti.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

1 Azione sismica, Pericolosità sismica di base e Risposta sismica locale

In questo capitolo vengono presentati i concetti introduttivi relativi all'azione sismica, facendo riferimento alla normativa tecnica in vigore. Si descriverà, pertanto, la pericolosità sismica di base, quale dato di partenza per la valutazione delle azioni sismiche di un sito. Attraverso la pericolosità sismica di base, le azioni sismiche sono fornite in funzione della località (coordinate) in cui un sito si trova, ma in condizioni ideali di sito rigido e topografia orizzontale. La risposta sismica locale è l'analisi attraverso la quale è possibile passare dalla pericolosità sismica di base alle azioni sismiche di progetto che tengono conto delle effettive condizioni del sito.

1.1 *L'evoluzione della situazione normativa nazionale*

Le prime misure legislative italiane in termini di prevenzione sismica furono prese in seguito al devastante terremoto che distrusse Reggio Calabria e Messina nel 1908. Così nel 1909, circa quattro mesi dopo il catastrofico evento, fu emanato il Regio Decreto n°193 contenente norme tecniche obbligatorie per le riparazioni e per la nuova costruzione di edifici valide per i comuni inseriti in un apposito elenco allegato al decreto; questi comuni venivano dichiarati sismici. Con questo provvedimento nasce quindi la prima classificazione sismica di parti del territorio italiano. L'inclusione in una zona dichiarata sismica comportava l'obbligo di rispettare le norme tecniche antisismiche, espresse dallo stesso Regio Decreto per l'edificazione delle nuove costruzioni e per la riparazione di quelle danneggiate. Da allora, dopo ogni forte terremoto, i comuni colpiti venivano classificati e quindi si applicava la normativa relativa. La classificazione sismica era molto diversa da come lo è adesso: consisteva, infatti, in un semplice elenco di comuni dichiarati sismici e non vi era alcuno dato associato alla sismicità dell'area. Non vi era distinzione in categorie, pertanto l'azione sismica - all'epoca calcolata staticamente attraverso coefficienti - era identica per tutti i comuni dichiarati sismici. Nel 1915, con il Regio Decreto-legge 573 del 29/04/1915 emanato a seguito del terremoto della Marsica, anche buona parte dei comuni Abruzzesi furono dichiarati sismici, tra cui L'Aquila.

Nel 1927 (R.D. 430 del 17/03/1927) venne introdotta la seconda categoria sismica. Da lì in avanti gli elenchi annessi alla norma distinguevano i comuni appartenenti alla I categoria e quelli appartenenti alla II categoria. Vi era per la prima volta una differenziazione delle regole e delle azioni di progetto tra comuni dichiarati sismici in base alla categoria di appartenenza: alla I categoria corrispondevano un'azione sismica e regole di progetto più severe, mentre alla II categoria meno severe.

La situazione rimase immutata negli anni a seguire, dove l'inclusione di ulteriori porzioni del territorio italiano in zona dichiarata sismica avveniva sempre dopo il verificarsi di un evento sismico con gravi conseguenze.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Fu solo a partire dal 1980 ed in seguito ai terremoti del 1976 (Friuli) e del 1980 (Irpinia), che gli studi sismologici permisero la formulazione di una proposta di normativa sismica basata su indagini di tipo probabilistico della sismicità italiana, che fu poi la base di partenza dell'attuale stima del rischio sismico nazionale.

È da evidenziare, però, che già nel 1974 era stata pubblicata l'importantissima legge 2 febbraio 1974, n. 64 (adesso confluita nel d.p.r. 380/01) che aveva molti elementi di novità rispetto al passato ed in particolare proprio sulle procedure con cui dovevano essere dichiarate sismiche le parti del territorio italiano. La norma (articolo 3) prevedeva che con decreti del Ministro per i lavori pubblici emanati di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici e le regioni interessate, sulla base di comprovate motivazioni tecniche, si sarebbe provveduto a: a) all'aggiornamento degli elenchi delle zone dichiarate sismiche agli effetti della stessa legge e delle disposizioni precedentemente emanate; b) ad attribuire alle zone sismiche valori differenziati del grado di sismicità da prendere a base per la determinazione delle azioni sismiche e di quant'altro specificato dalle norme tecniche; c) all'eventuale necessario aggiornamento successivo degli elenchi delle zone sismiche e dei valori attribuiti ai gradi di sismicità.

Con l'introduzione della legge 64/74, quindi, cambia l'impianto normativo precedente, dove i comuni erano dichiarati sismici attraverso una legge (o regio decreto) che semplicemente li inseriva negli elenchi senza particolari approfondimenti tecnici. Con la legge 64/74 la classificazione deve avvenire sulla base di comprovate motivazioni tecniche ed infatti è demandata ad appositi decreti del Ministero Lavori Pubblici. La classificazione sismica cominciò pertanto a basarsi su valutazioni di pericolosità sismica, con la definizione dell'elenco dei Comuni italiani sismici da parte del Progetto Finalizzato Geodinamica (Gruppo di Lavoro, 1980) e la conseguente accettazione da parte del Ministero dei LL.PP.,

Per una applicazione completa fu necessario attendere il 1984, dopo i pareri delle Regioni. Così tra il 1980 ed il 1984, in seguito alla proposta del Centro Nazionale delle Ricerche (CNR), ed in particolare il progetto finalizzato "Geodinamico" del 1979 che realizzò le carte di scuotibilità del territorio nazionale, il Ministero dei Lavori Pubblici emanò una serie di decreti: il primo tra questi (Decreto Ministeriale 1981) introduce la terza categoria a minore sismicità e coefficienti minori rispetto alla prime due già classificate nel Decreto Ministeriale del 1975 limitatamente però alle sole Regioni colpite dal terremoto del 1980, e cioè Campania, Basilicata e Puglia (Figura 1.1). Il territorio era quindi suddiviso in zone di I categoria ($S=12$), zone di II categoria ($S=9$), zone di III categoria ($S=6$) e zone non classificate.

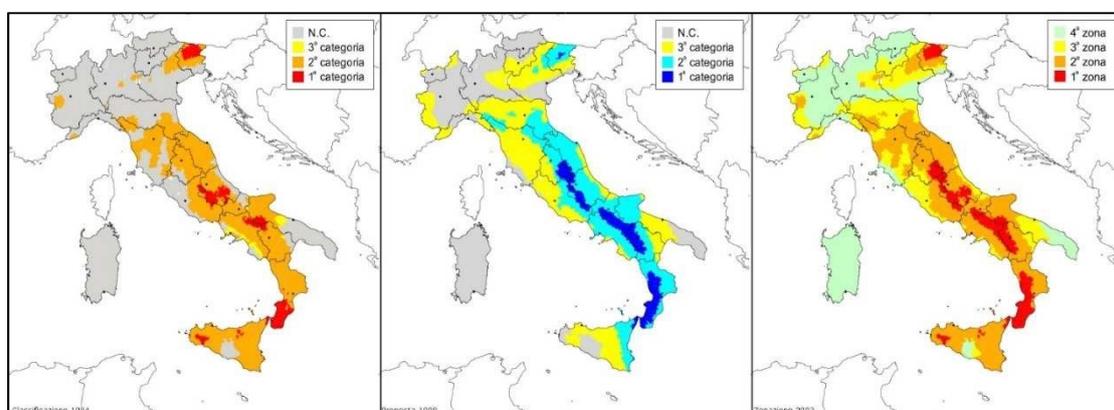


Figura 1.1 – Evoluzione della classificazione sismica in Italia. A sinistra: 1984; al centro: 1998; a destra: 2003.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Fino al 1998 la competenza per l'individuazione delle zone sismiche rimase al Ministro dei Lavori Pubblici, successivamente, con il Decreto Legislativo n.112/1998, questa competenza venne trasferita alle Regioni, mentre restò allo Stato il compito di definire i relativi criteri generali.

In seguito al terremoto del Molise del 2002, ed in particolare con il crollo della scuola di San Giuliano è stato compiuto un passo decisivo nel valutare la pericolosità sismica a livello nazionale. Ritenendo che la Nazione fosse priva di una normativa sismica adeguata, con carattere di urgenza fu emanata una apposita Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri nel 2003 (OPCM 3274/2003) la quale stabilì che tutto il territorio italiano deve essere classificato sismico. Viene infatti introdotta una quarta categoria che di fatto sostituisce la non classificata.

In base a quanto previsto dall'Ordinanza 3274, l'INGV ha avviato un percorso per realizzare il modello di pericolosità sismica che soddisfacesse i requisiti ivi indicati. Il percorso ha portato al rilascio nel 2004 del modello noto come MPS04 (Stucchi et al., 2011; <http://zonesismiche.mi.ingv.it>), che nel 2006 è stato dichiarato documento ufficiale dello Stato con una nuova Ordinanza, la 3519. L'Ordinanza 3519 stabilisce che le Regioni, qualora avessero voluto procedere a riclassificare i propri comuni, avrebbero dovuto utilizzare i valori di pericolosità sismica stimati dal modello MPS04 (Figura 1.3), a meno di non aver condotto analisi che avessero seguito gli stessi requisiti e fossero stati approvati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Da allora molte Regioni hanno provveduto a rivedere gli elenchi delle zone sismiche e le informazioni aggiornate si trovano nei siti delle rispettive amministrazioni. Un elenco riassuntivo per tutta Italia è disponibile nel sito del Dipartimento della Protezione Civile.

L'ultimo passo importante di questo percorso è l'utilizzo del modello di pericolosità sismica MPS04 nella normativa per le costruzioni. Le NTC08 (Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture, GU n.29 del 04/02/2008), entrate in vigore definitivamente il 1° luglio 2009 e aggiornate nel 2018, considerano i valori del modello per definire lo spettro che i progettisti devono utilizzare per la progettazione di strutture nuove o intervenire su quelle esistenti per l'adeguamento antisismico.

A partire dalle NTC 2008 (ora NTC 2018), pertanto, le azioni sismiche di progetto si ottengono direttamente dagli studi di pericolosità sismica, che costituiscono parte integrante del dato normativo (attualmente allegati A e B al D.M. 14/01/2008). Prima invece, l'azione sismica era associata alla categoria sismica, a cui corrispondeva un unico coefficiente S (sino al D.M. 16/01/1996) o un unico valore di accelerazione al suolo di riferimento a_g (a partire dall'OPCM 3274 sino alle NTC 2005) rappresentativo della categoria.

Dal 2009, quindi, le zone sismiche non definiscono più le azioni di progetto, ma soltanto le modalità e le procedure di verifica dei progetti da parte degli Enti preposti (Geni civili regionali – procedure di autorizzazione/deposito) e hanno pertanto una funzione essenzialmente amministrativa.

1.2 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica è, secondo l'attuale normativa, il dato di partenza per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica di base è determinata a partire da caratteristiche sismologiche dell'area (tipologia, dimensione e profondità di movimento atteso, faglia normale, faglia inversa o trascorrente, nonché dall'energia e frequenza dei terremoti). Essa valuta per una data area e in un determinato periodo di tempo, i valori di un insieme di parametri (picco di velocità orizzontale PGV, accelerazione orizzontale di picco PGA, spostamento orizzontale di picco PGD, intensità macrosismica I, ordinate spettrali) corrispondenti a prefissate probabilità



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

di superamento, determinati assumendo ipotesi di scuotimento applicato in condizioni geomorfologiche piane su sottosuolo rigido. Dal punto di vista temporale, la pericolosità non è più definita con riferimento ad un singolo valore del periodo di ritorno, $TR = 475$ anni, ma in corrispondenza di 9 valori, ovvero $TR = 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975$ e 2475 anni, coerente con un approccio prestazionale alla progettazione, basato sull'assunzione che, a fronte di un'azione sismica di intensità variabile e pertanto caratterizzata da un periodo di ritorno variabile, si richiedano alle strutture livelli di prestazione diversi.

Per la valutazione quantitativa è possibile disporre di due metodologie: un approccio deterministico e uno probabilistico. Tra le due metodologie di analisi la più complessa e raffinata è quella che prevede un approccio di tipo statistico, poiché permette di tenere in considerazione le incertezze sui parametri di scuotimento assumendo che i terremoti obbediscano ad un processo di accadimento Poissoniano, ovvero senza memoria. Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di Cornell. Esso prevede che si individuino delle zone sorgenti (zone sismogenetiche), nelle quali la probabilità che si verifichi un terremoto all'interno sia la stessa per ogni punto, e si quantifichino il rispettivo grado di attività sismica e gli effetti provocati in relazione alla distanza epicentrale.

Al termine di questa analisi è possibile valutare la distribuzione probabilistica di una grandezza rappresentativa del sisma atteso tramite *le curve di pericolosità uniforme*, che definiscono la frequenza media annua di occorrenza di un terremoto caratterizzati da differenti livelli di severità, vedi Figura 1.2. Tuttavia tale metodo presenta delle limitazioni dettate dalle ipotesi di partenza, ovvero: considerare terremoti come eventi indipendenti non considerando una probabilità di accadimento maggiore col trascorrere del tempo, in riferimento all'ultimo terremoto; considerare una legge di attenuazione omogenea ed isotropa su tutto il territorio (indipendentemente dalla morfologia del terreno e direzione di propagazione delle onde); inoltre si considera la condizione di sito ideale (roccia affiorante con superficie orizzontale) e quindi non prendendo in considerazione le alterazioni del moto sismico causate dagli effetti di sito.

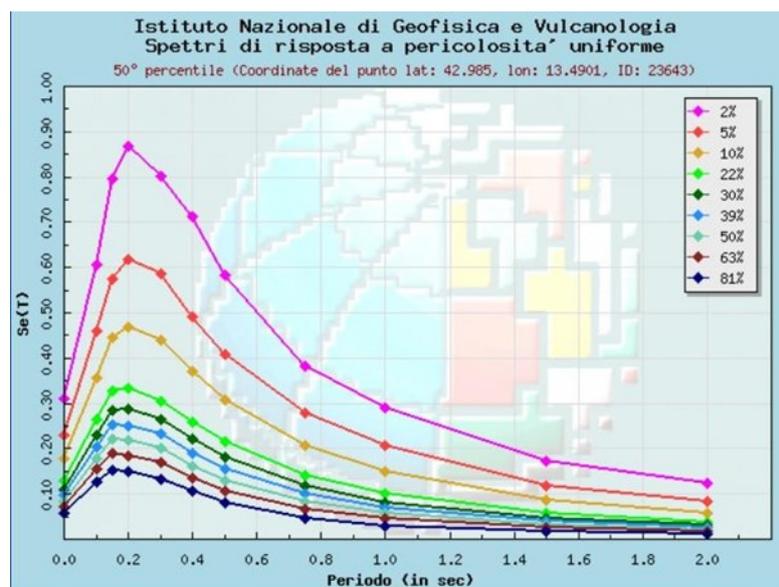


Figura 1.2 – Spettri di risposta a pericolosità uniforme riferite a una probabilità di superamento PVR del 10% in un periodo di 50 anni (Fonte - <http://essel-gis.mi.ingv.it/>)



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

È bene precisare che nonostante le norme tecniche (NTC 2008) facciano diretto ed esplicito riferimento al modello di pericolosità sismica MPS04 elaborato dal gruppo di lavoro dell'INGV (vedi allegati alla norma), i dati ufficiali di pericolosità sismica da utilizzare sono quelli che sono stati riportati all'interno delle norme stesse (Allegati A e B), i quali sono stati leggermente rielaborati (senza modificare il dato sostanziale) al fine di un più agevole uso da parte dei progettisti. Sul sito dell'INGV è infatti riportato il seguente chiarimento “*Si ritiene utile, infine, anche per le molte richieste ricevute in tal senso, segnalare che per la determinazione dei parametri che definiscono lo spettro per località e periodi di ritorno che non coincidono con quanto presentato nell'allegato A, è stata rilasciata un'applicazione ad hoc da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.*” L'applicazione cui si riferisce il chiarimento (che attualmente non è più disponibile on-line) è un semplice applicativo Excel basato sui tabulati dell'allegato B alle NTC 2008. Il riferimento è ad oggi invariato in quanto le NTC 2018 per la definizione delle azioni sismiche rimandano agli allegati alle NTC 2008.

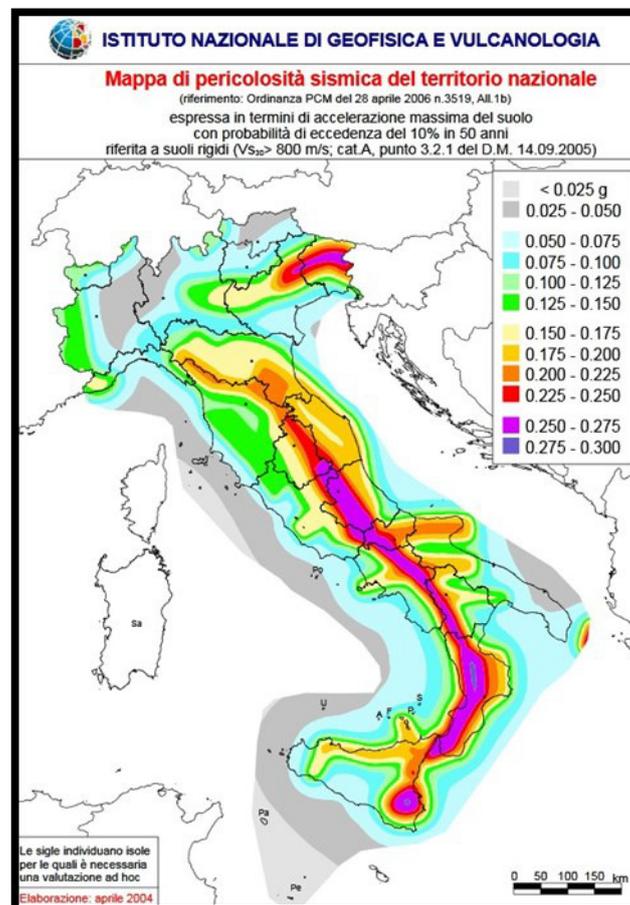


Figura 1.3 – Mapa di Pericolosità sismica di base del territorio nazionale - (Fonte INGV)



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

1.3 Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale secondo NTC18

Lo spettro di risposta rappresenta la legge di variazione della massima risposta (in termini di spostamento, velocità ed accelerazione) del moto prodotto da un segnale sismico applicato alla base di un oscillatore semplice con prefissato smorzamento ξ , al variare del suo periodo naturale T .

Le NTC18 definiscono i parametri di scuotimento desiderati (solitamente il valore di accelerazione massima al suolo, PGA), in un certo intervallo di tempo (convenzionalmente 50 anni per edifici di civile abitazione) in riferimento a una probabilità di eccedenza (convenzionalmente del 10%, riferito allo stato limite di salvaguardia della vita, SLV) nel periodo di riferimento considerato (475 anni). Esse permettono di definire la pericolosità sismica di base secondo una procedura basata sugli studi condotti dall'INGV, a partire dagli spettri di pericolosità uniforme, tramite tre parametri a_g , F_0 e T_c^* , definiti come (NTC08 – Allegato B):

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In Figura 1.4 si riporta un confronto tra lo spettro a pericolosità uniforme ottenuto per un periodo di ritorno di 475 anni e il corrispondente spettro di normativa su sottosuolo rigido. Nella stessa figura si possono osservare i tre parametri utilizzati nelle NTC18 per la definizione della forma analitica dello spettro elastico. Le espressioni analitiche valgono per quattro campi di periodi dello spettro come previsto dalle NTC18 (§3.2.3.2.1).

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1.1a)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (1.1b)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (1.1c)$$

$$T_D \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (1.1d)$$

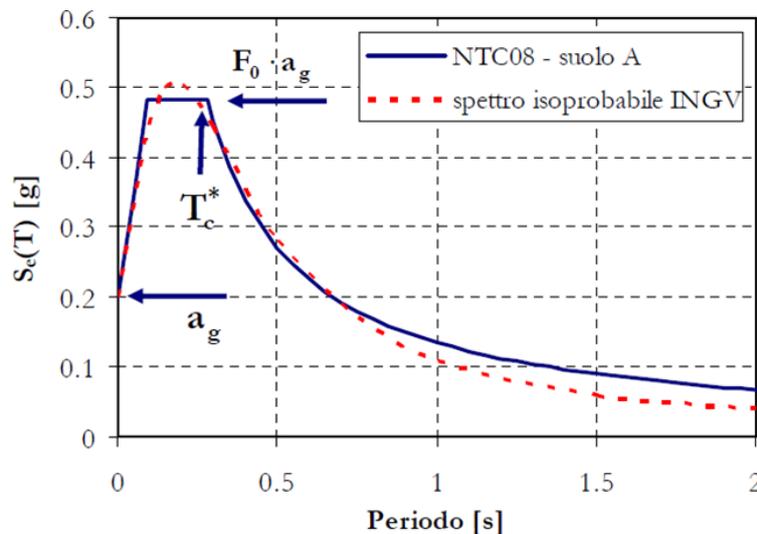


Figura 1.4 – Confronto spettro di pericolosità uniforme INGV e spettro secondo NTC18



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha messo a disposizione un programma Excel (*Azioni Sismiche – Spettri di risposta*) per la valutazione dell'input sismico, articolato nelle seguenti fasi:

- *Fase 1.* Localizzazione geografica del sito di interesse. Inoltre, è possibile visualizzare gli spettri di risposta elastici delle NTC18 (su suolo rigido e pianeggiante) e gli spettri a pericolosità uniforme per i 9 periodi di ritorno;

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
LONGITUDINE: 13.4886
LATITUDINE: 42.9619

Ricerca per comune
REGIONE: Marche
PROVINCIA: Ascoli Piceno
COMUNE: Force

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 1.5 – Identificazione del sito di interesse e dei nodi del reticolo più prossimi ad esso

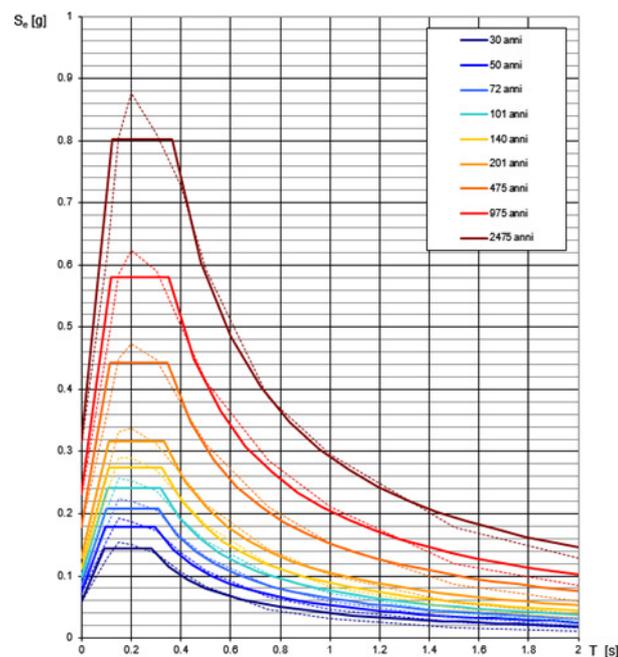


Figura 1.6 – Spettri di risposta elastici delle NTC08 e spettri a pericolosità uniforme (tratteggiati) per il sito di Force e per i 9 periodi di ritorno considerati



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

- Fase 2. Definizione della vita nominale e coefficiente d'uso della costruzione (NTC18 § 2.4);

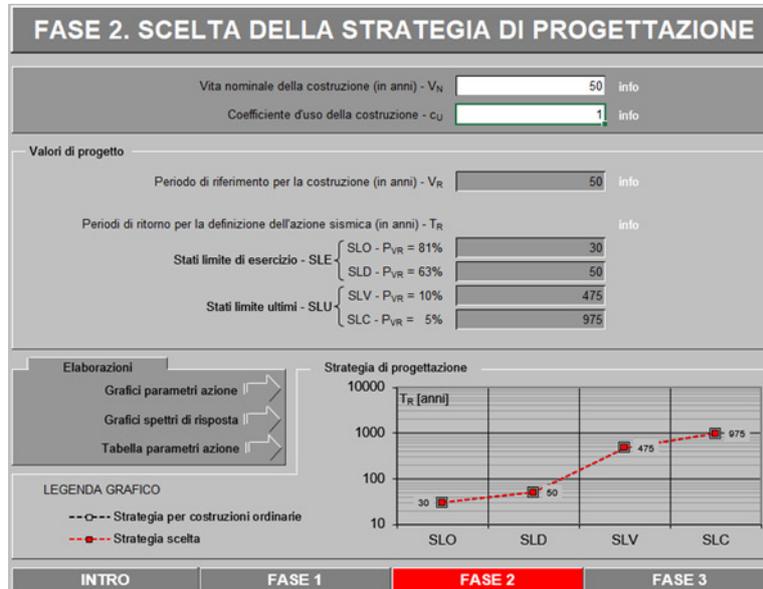


Figura 1.7 – Definizione della vita nominale e del coefficiente d'uso della costruzione

- Fase 3. Definizione della categoria di sottosuolo e categoria topografica per il sito;

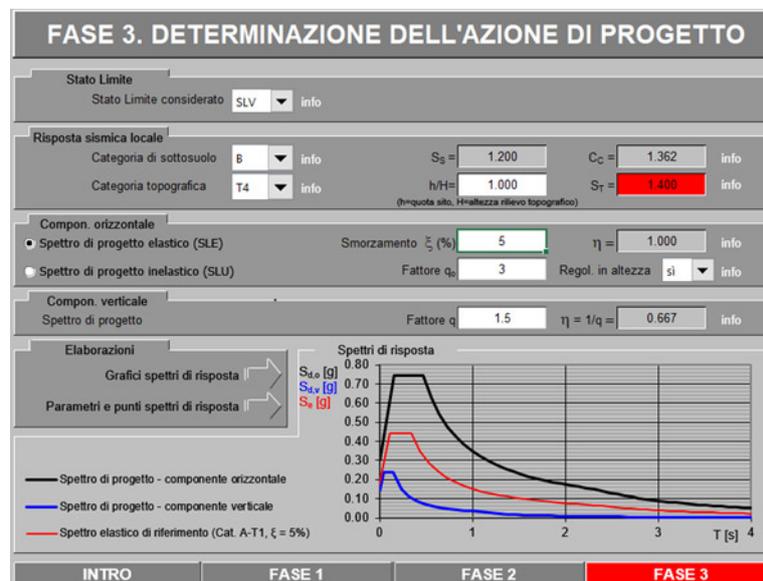


Figura 1.8 - Definizione dei parametri relativi alla classe di sottosuolo e della categoria topografica



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

1.4 Effetti di sito e Risposta sismica locale

Per ottenere l'azione sismica di progetto occorre correggere l'azione sismica di base, ottenuta dagli studi di pericolosità sismica, per tenere conto delle reali condizioni di sito.

La pericolosità sismica è ricavata infatti in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. In generale queste ipotesi solo raramente sono riscontrate. Il procedimento che permette di considerare i cosiddetti effetti di sito, ovvero le modifiche all'azione sismica di base come fornita dagli studi di pericolosità sismica, è la risposta sismica locale, e le relative analisi sono le analisi di risposta sismica locale.

Gli studi e la valutazione della sismicità locale di un'area si svolgono attraverso un'integrazione di competenze multidisciplinari nell'ambito di Sismologia, Geologia, Ingegneria Geotecnica, Ingegneria Strutturale e Urbanistica. L'attività di microzonazione può essere organizzata nelle seguenti fasi:

- individuazione e modellazione del meccanismo di sorgente;
- analisi della propagazione delle onde sismiche all'interno degli strati rocciosi più profondi fino alla base del deposito;
- studio della risposta sismica locale;
- studio del comportamento delle strutture;
- stima del rischio sismico;
- pianificazione degli interventi di protezione civile e del territorio.

L'analisi dei primi due aspetti permette di definire il cosiddetto *terremoto di riferimento* (RIM, reference input motion). Modifiche ed amplificazioni locali, in termini di durata, contenuto in frequenza e ampiezza del moto sismico in superficie, rispetto alla base del deposito (bedrock), legate alla geomorfologia del sito, alla litostratigrafia e alle proprietà meccaniche in campo statico e dinamico dei singoli strati (effetti di sito), costituiscono il problema della *risposta sismica locale*.

È noto da tempo che i danni derivanti dallo scuotimento sismico alle costruzioni e alle infrastrutture manifestano spesso differenze sostanziali in centri abitati posti anche a piccola distanza tra loro. L'entità del danno è certamente condizionata dalla qualità e tipologia strutturale delle costruzioni, ma spesso le cause vanno ricercate in una differente pericolosità sismica locale. I principali fattori responsabili della variabilità della risposta sismica locale sono di natura geometrica e meccanica, ovvero:

- eterogeneità dei depositi in direzione orizzontale e verticale (amplificazione stratigrafica);
- comportamento non lineare e dissipativo dei terreni;
- irregolarità morfologiche superficiali e profonde (amplificazione topografica ed effetti di bordo).

La valutazione quantitativa degli effetti locali causati da un terremoto rappresenta il principale obiettivo per una microzonazione sismica di III livello; pertanto, questi singoli effetti assumono notevole importanza per la soluzione del problema.

Le norme tecniche per le costruzioni forniscono un approccio semplificato per la valutazione della risposta sismica locale associato agli effetti di sito stratigrafici e topografici.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

1.5 Effetti di sito – Amplificazione stratigrafica secondo normativa

Le condizioni lito-stratigrafiche possono modificare notevolmente la risposta sismica attesa in un determinato sito. Per la valutazione di tali effetti, la normativa permette di utilizzare metodi semplificati per tenere in considerazione questo fenomeno. Tali metodologie si basano sulla determinazione di categorie di sottosuolo alle quali vengono associati dei parametri che determinano una modifica dello spettro di risposta associato a un sottosuolo rigido in condizioni topografiche orizzontali. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (1.2)$$

La classificazione prevede 5 classi di sottosuolo, riportate in Tabella 1.1, con caratteristiche meccaniche equivalenti progressivamente più scadenti.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 1.1 – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Pertanto, per terreni ricadenti in classi di sottosuolo diverso da quello di tipo A, è prevista una modifica, sia in forma che in ampiezza, dello spettro elastico in accelerazione, tramite i coefficienti SS e CC. Tale effetto si può osservare in Figura 1.9.

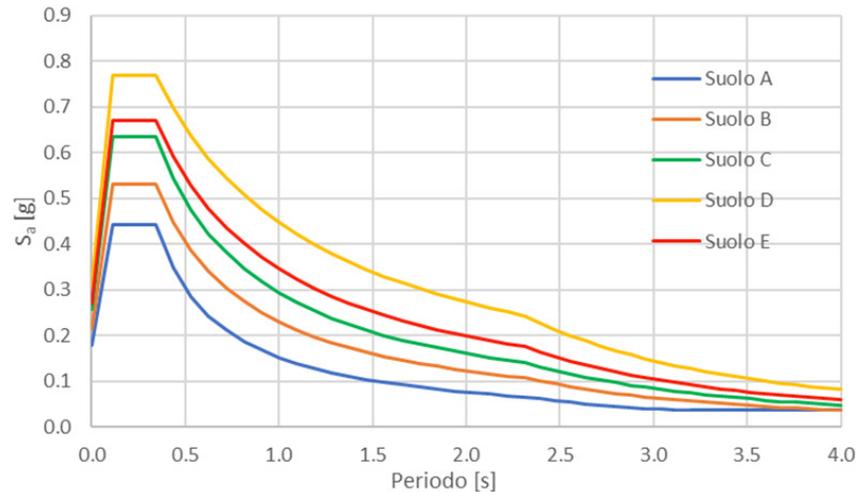


Figura 1.9 - Spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) per diverse categorie di sottosuolo secondo NTC18

1.6 Effetti di sito – Amplificazione topografica secondo normativa

Le condizioni topografiche possono modificare notevolmente la risposta sismica attesa in un determinato sito. A causa della topografia del sito si possono riscontrare focalizzazioni o defocalizzazioni dei raggi sismici delle onde sismiche, in corrispondenza di creste, rilievi o avvallamenti. Per la valutazione di tali effetti, la normativa permette di utilizzare metodi semplificati. Il metodo semplificato si basa sulla classificazione di 4 categorie topografiche, per ciascuna delle quali viene associato un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T , di seguito illustrato:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T ₁	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1.0
T ₂	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	Sulla sommità del pendio	1.2
T ₃	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	Sulla cresta del rilievo	1.2
T ₄	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	Sulla cresta del rilievo	1.4

Tabella 1.2 – Classificazione del sito in categorie topografiche prevista dalle NTC18.

Ph.D.ICEAA*Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale*

Si osserva che in sommità di creste e rilievi il fattore topografico comporta un aumento del 20-40% rispetto alle condizioni di suolo pianeggiante. Tuttavia, la condizione di sito esposto in una zona topografica diversa da T1, causa solamente un incremento dello spettro, ma non ne modifica la forma come accade per il coefficiente di amplificazione stratigrafica, vedi Figura 1.10.

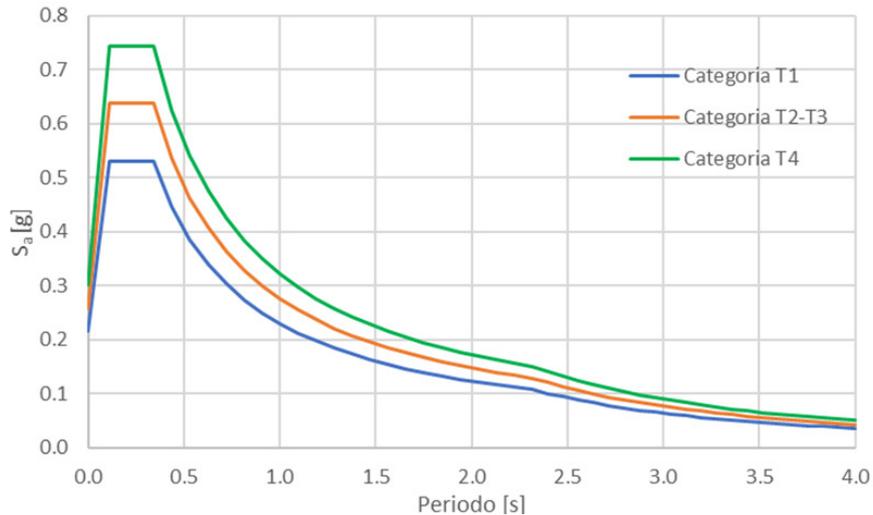


Figura 1.10 – Spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) per diverse categorie topografiche secondo NTC18

La normativa prevede pertanto un valore massimo di amplificazione per siti ubicati in corrispondenza della sommità del pendio, per il quale si ricorda che, come specificato nelle NTC18 (punto 3.2.3.2.1) “la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l’altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario”.

L’approccio semplificato proposto dalla normativa non può essere applicato in condizioni topografiche complesse, quali ad esempio quelle che si riscontrano in presenza di valli sepolte o in prossimità dei bordi di un bacino, dove i fenomeni di focalizzazione delle onde e i fenomeni diffrattivi possono risultare condizionanti (Figura 1.11).



Figura 1.11 – Effetto di amplificazione sismica locale 2D, causato da fenomeni di diffrazione con generazione di onde superficiali ai bordi (Foti, Lai, & Rota, *Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione*, 2009)

In questi casi particolari, lo studio di amplificazione locale del moto sismico deve essere svolto tramite opportune analisi numeriche bidimensionali o tridimensionali.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

1.7 Microzonazione sismica

La microzonazione sismica è definita come l'insieme di studi che permettono di valutare le differenti risposte dei terreni presenti in una determinata area e suddividerla in zone omogenee dal punto di vista della risposta sismica, restituendo informazioni utili per il governo del territorio, per la progettazione, per la pianificazione delle emergenze e ricostruzione post sisma. Nello specifico, secondo ICMS (2008), le *Carte delle Microzone in prospettiva sismica* (MOPS) individua le microzone ove, a seguito di osservazioni geologiche e geomorfologiche e litostratigrafiche, ci si aspetti diversi effetti prodotti dall'azione sismica. Le microzone sono classificate in tre categorie:

- *zone stabili*: zone in cui il moto sismico non subisce rilevanti modifiche rispetto a quello determinato dagli studi di pericolosità di base;
- *zone stabili suscettibili di amplificazioni locali*: zone in cui il moto sismico viene modificato rispetto a quello atteso dagli studi di pericolosità di base, a cause riconducibili all'assetto litostratigrafico e morfologico locale;
- *zone suscettibili di instabilità*: zone in cui sono presenti o suscettibili di attivazione fenomeni di deformazione permanente indotti o innescati dal terremoto. Le tipologie di instabilità individuate sono:
 - instabilità di versante (frane in terreni, frane in ammassi rocciosi fratturati);
 - liquefazione;
 - faglie attive e capaci;
 - cedimenti differenziali.

Gli ambiti di applicazione della microzonazione sismica sono la pianificazione territoriale e urbanistica, la pianificazione dell'emergenza e la progettazione di opere.

Nella *pianificazione territoriale e urbanistica*, in funzione delle varie scale e dei vari livelli di intervento, gli studi di microzonazione assumono notevole importanza al fine di:

- stabilire strategie urbanistiche generali e/o settoriali con obiettivo esplicito di riduzione del rischio sismico;
- orientare la scelta di aree per nuovi insediamenti, elementi primari di carattere operativo, logistico e infrastrutturale;
- definire gli interventi ammissibili in una determinata area e le relative modalità;
- predisporre eventuali indagini e livelli di approfondimento;
- stabilire orientamenti e modalità di intervento nelle aree urbanizzate.

La *pianificazione d'emergenza*, sia a livello comunale che provinciale, comprende quell'insieme di attività volte a definire procedure condivise finalizzate a prevenire, controllare, gestire, mitigare una condizione di emergenza, quali ad esempio la scelta di spazi necessari alla gestione di una situazione di crisi (strutture d'emergenza ed edifici in zone stabili).

Nella *progettazione di nuove opere* o di interventi su opere esistenti, gli studi di microzonazione servono a definire possibili amplificazioni dello scuotimento, legate a caratteristiche morfologiche e litostratigrafiche dell'area, e a investigare fenomeni di instabilità e deformazione permanente causati dal sisma.

Lo studio di Microzonazione Sismica è uno strumento conoscitivo dalle diverse potenzialità, caratterizzato da accuratezza e complessità crescente con il grado di dettaglio, che ha costi differenti in funzione del livello di approfondimento desiderato. Si distinguono tre livelli:



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Livello 1: è un livello propedeutico, che raccoglie dati preesistenti al fine di suddividere il territorio in microzone qualitativamente omogenee rispetto alle fenomenologie sopra descritte. Lo scopo della microzonazione di primo livello è quello di definire la *carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica* (MOPS) analizzando le informazioni disponibili, se presenti, come: carta delle indagini pregresse, carte geologiche tecniche e geomorfologiche, carte litotecniche, sezioni geologiche costruite dalle cartografie disponibili e carte di dissesto idrogeologico; La carta Geologico-Tecnica restituisce informazioni finalizzate alla classificazione dei litotipi presenti in classi predefinite, che definiscono le varie situazioni stratigrafiche potenzialmente suscettibili di amplificazione locale o di instabilità. La scala di rilevamento e di rappresentazione è 1:5000. In essa si distinguono i terreni del "substrato geologico" e quelli della "copertura", che sulla base dei dati a disposizione, indagini geognostiche e affioramenti, sono caratterizzati sia dal punto di vista della granulometria sia delle proprietà geomeccaniche. La carta delle indagini è realizzata allo scopo di fornire informazioni sulle indagini geognostiche e geofisiche effettuate all'interno del territorio comunale. Tutti i dati disponibili sono stati raccolti in un database allo scopo di ricostruire il quadro litologico-stratigrafico delle aree oggetto di studio (aree edificate e/o di futura urbanizzazione) del territorio comunale. Alla carta in questione, oltre ad essere un documento grafico per indicare l'ubicazione delle indagini, viene collegata una banca dati dalla quale possono essere estrapolate le informazioni a carattere geologico e geofisico relative ad ogni singola area. Si tratta in prevalenza di indagini geognostiche, sia di tipo diretto (sondaggi) che indiretto (prove penetrometriche), e indagini geofisiche. Queste informazioni permettono di valutare la litologia, gli spessori dei litotipi presenti, la loro distribuzione plano-altimetrica, nonché i parametri geomeccanici e geofisici. L'obiettivo delle sezioni è quello di descrivere compiutamente la morfologia, l'assetto strutturale e la geometria fra copertura e substrato geologico.

Livello 2: introduce l'elemento quantitativo associato alle zone omogenee, utilizzando criteri semplificati, abachi e ulteriori indagini mirate, tale da definire la *Carta di microzonazione sismica*;

Livello 3: restituisce una carta di microzonazione sismica in cui sono valutati quantitativamente gli effetti locali, con approfondimenti su tematiche o aree particolari.

1.8 Pericolosità sismica di base dell'area Aquilana

Come visto al paragrafo 1.2, la pericolosità sismica di base è la componente della pericolosità che dipende dalle caratteristiche sismiche dell'area, ovvero dalle sorgenti sismiche, dall'energia sismica liberata, dal tipo e dalla frequenza dei terremoti e costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione dell'azione sismica di sito.

Nella Figura 1.12 e Figura 1.13 è riportato uno stralcio delle mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale, realizzate dall'INGV (Modello di pericolosità sismica MPS04-S1: <https://esse1-gis.mi.ingv.it/>), in cui si evince per l'area aquilana un'accelerazione compresa tra 0.250 e 0.275 g. La disaggregazione della pericolosità sismica è un'operazione che consente di valutare i contributi delle diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo delle diverse sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M (Figura 1.15).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

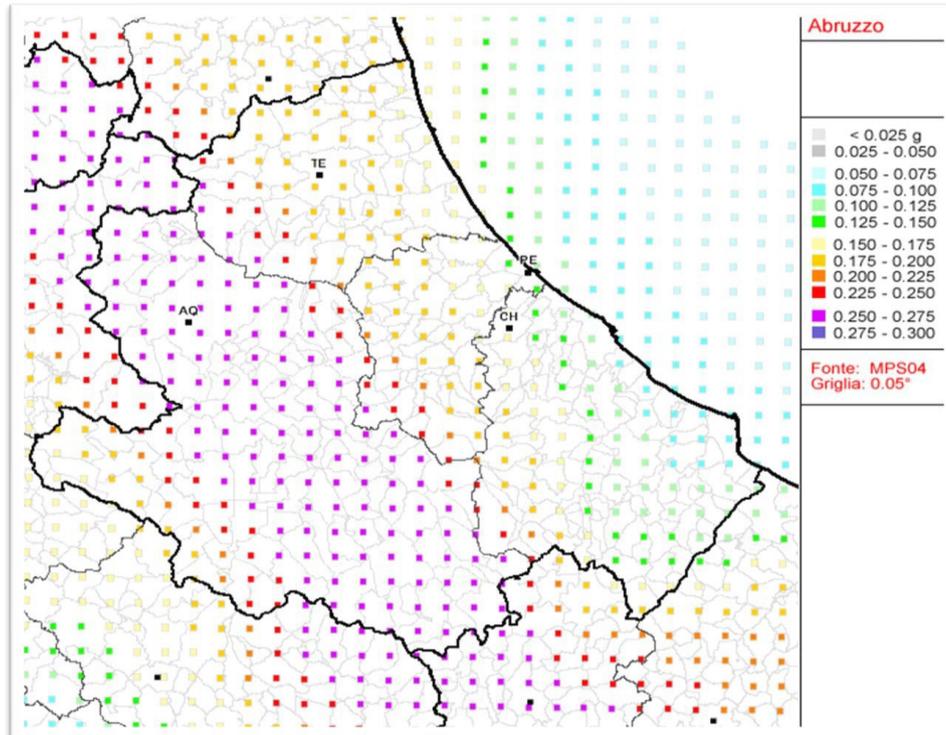


Figura 1.12 – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale per l'Abruzzo (<https://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

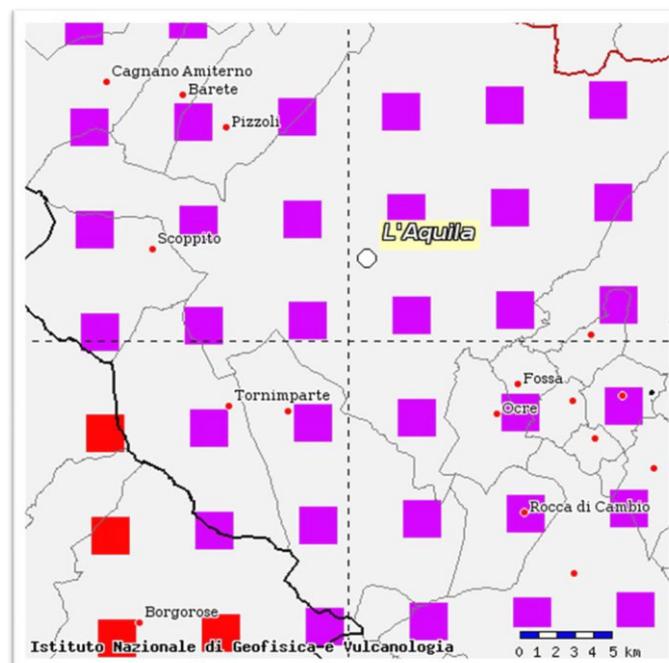


Figura 1.13 – Dettaglio della Mappa della Pericolosità di base per il Comune dell'Aquila (<https://esse1-gis.mi.ingv.it/>).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

L'analisi della pericolosità sismica di base è stata approfondita sulle aree oggetto degli studi del presente lavoro di dottorato, ovvero le Preturo-Sassa e Bazzano Monticchio (vedi Figura 1.14).

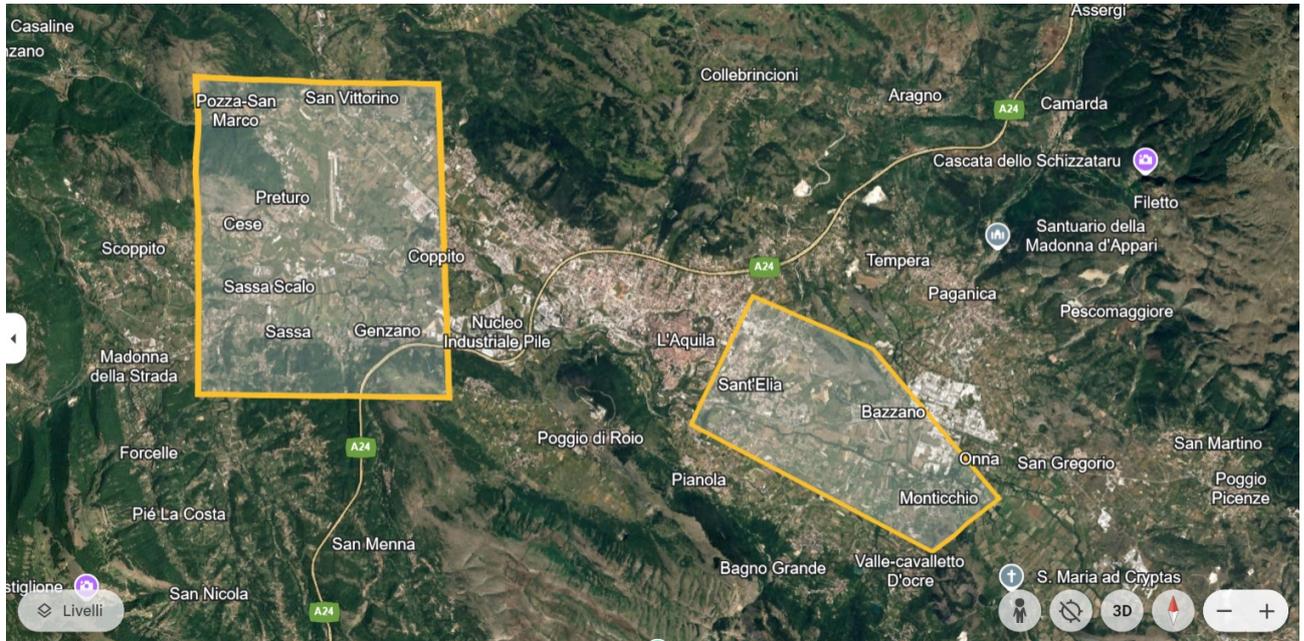


Figura 1.14 – Indicazione delle aree oggetto degli Studi di Microzonazione sismica di 3° livello. Il riquadro a sinistra indica l'area di Preturo-Sassa; quello a destra l'area di Bazzano-Monticchio.

1.8.1 Eventi di riferimento Preturo-Sassa

Dalla banca dati macrosismica italiana dell'INGV (CPTI15 – v 4.0, Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/) per le località di Sassa sono stati identificati 29 eventi e per Preturo 5 nell'intervallo temporale dal 1000 al 2020 (Figura 1.16 e Tabella 1.3) (Rovida et al., 2020; 2022).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

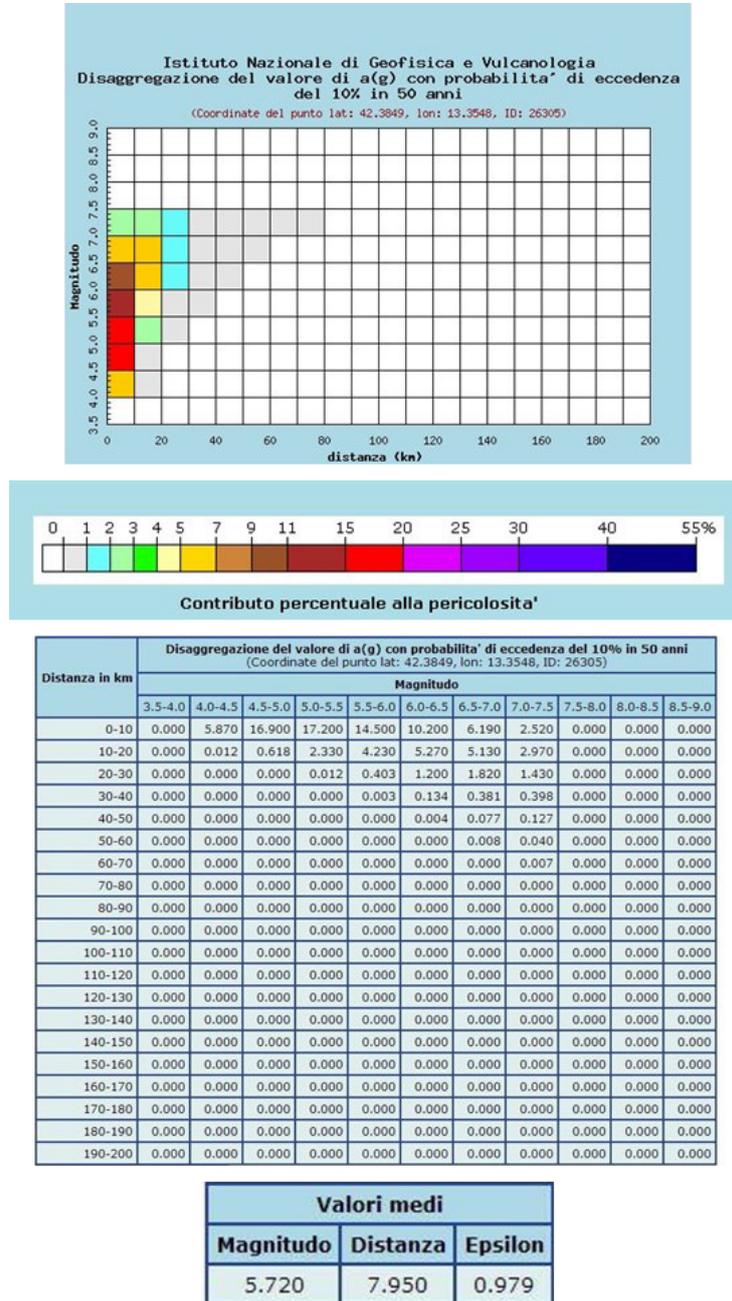


Figura 1.15 - Dati di disaggregazione relativi al punto della griglia situato nel territorio comunale dell'Aquila (<https://esse1gis.mi.ingv.it/>).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

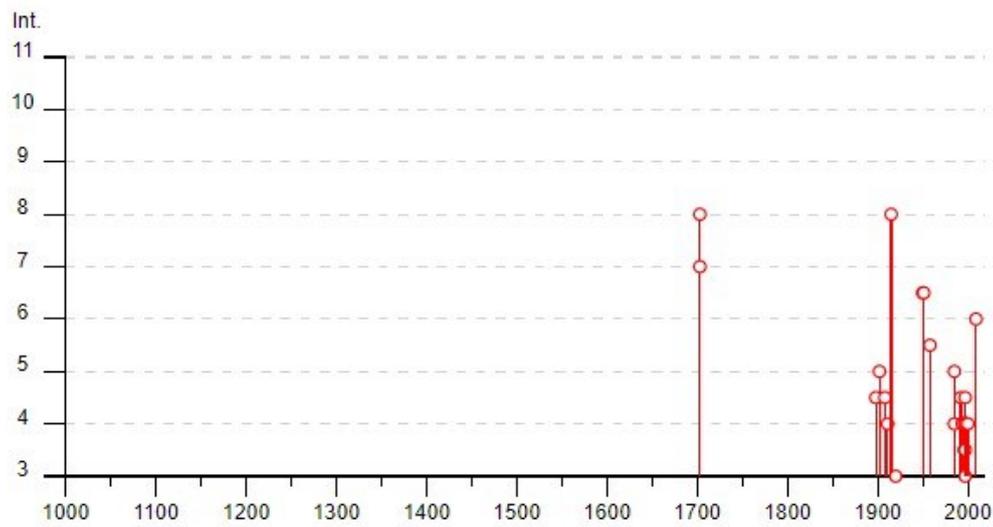
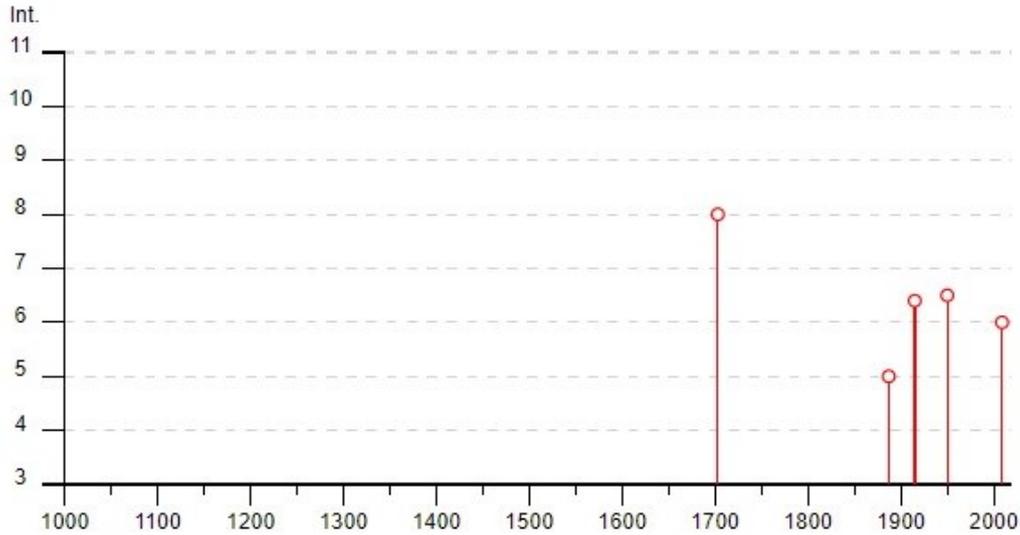


Figura 1.16 – Principali terremoti risentiti a Preturo (in alto) e Sassa (in basso) (CPTI15 v4.0 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_place/).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
8	1703	02	02	11	05		Aquilano	69	10	6.67
5	1887	01	27	02	45		Aquilano	30	5	4.17
D	1915	01	13	06	52	4	Marsica	1041	11	7.08
6-7	1950	09	05	04	08		Gran Sasso	386	8	5.69
6	2009	04	06	01	32	4	Aquilano	316	9-10	6.29

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
8	1703	01	14	18			Valnerina	197	11	6.92
7	1703	01	16	13	30		Appennino laziale-abruzzese	22		
4-5	1898	06	27	23	38		Reatino	186	8	5.50
5	1902	10	23	08	51		Reatino	77	6	4.74
4-5	1908	01	16	10	27		Aquilano	11	4-5	4.12
4	1911	09	09	11	32		Aquilano	13	5	4.36
8	1915	01	13	06	52	4	Marsica	1041	11	7.08
3	1920	01	13	10	35	4	Tornimparte	3	4-5	3.93
6-7	1950	09	05	04	08		Gran Sasso	386	8	5.69
6-7	1951	08	08	19	56		Gran Sasso	94	7	5.25
5-6	1958	06	24	06	07		Aquilano	222	7	5.04
5	1985	05	20	10	00	2	Aquilano	29	5-6	4.51
4	1985	05	23	01	04	1	Aquilano	7	5	4.11
4-5	1992	08	25	02	25	4	Aquilano	63	5	4.11
NF	1992	10	24	18	44	4	Monti della Laga	32	5	4.08
NF	1994	01	05	08	49	2	Monti della Laga	23	4-5	3.47
4	1994	06	02	16	41	2	Aquilano	60	4-5	3.99
4	1994	06	02	17	38	1	Aquilano	106	5	4.21
3-4	1996	10	20	19	06	5	Appennino laziale-abruzzese	100	5	4.36
4-5	1997	09	26	00	33	1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
3-4	1997	09	26	09	40	2	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
3	1997	10	03	08	55	2	Appennino umbro-marchigiano	490		5.22
4	1997	10	06	23	24	5	Appennino umbro-marchigiano	437		5.47
4	1997	10	14	15	23	1	Valnerina	786		5.62
4	1998	08	15	05	18	0	Reatino	233	5-6	4.42
2-3	1999	10	10	15	35	5	Alto Reatino	79	4-5	4.21
NF	2000	03	11	10	35	2	Valle dell'Aniene	214	6	4.25
4	2000	11	15	21	33	2	Aquilano	8	5	3.22
6	2009	04	06	01	32	4	Aquilano	316	9-10	6.29

Tabella 1.3 – Storia sismica di Preturo (in alto) e Sassa (in basso) (CPTI15 v4.0 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, <https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>).

La massima intensità macrosismica osservata a Preturo e Sassa è stata attribuita agli eventi del 14/01/1703 (Mw: 6.92) con area epicentrale nell'Appennino reatino (Intensità macrosismica a Preturo e Sassa pari a 8)



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

(Figura 1.17) e del 2/02/1703 (Mw: 6.67) con epicentro a Pizzoli (Intensità macrosismica a Preturo pari a 8 e a Sassa pari a 8-9) (Figura 1.18) e a quello del terremoto fucense del 13/01/1915 (Mw: 7.08) (Intensità macrosismica a Preturo pari a 6-7 e Sassa pari a 8) (Figura 1.19). In relazione all'evento del 6 aprile 2009 (Mw: 6.29) è stata attribuita all'area in esame un'intensità macrosismica pari a 6 (Figura 1.20).

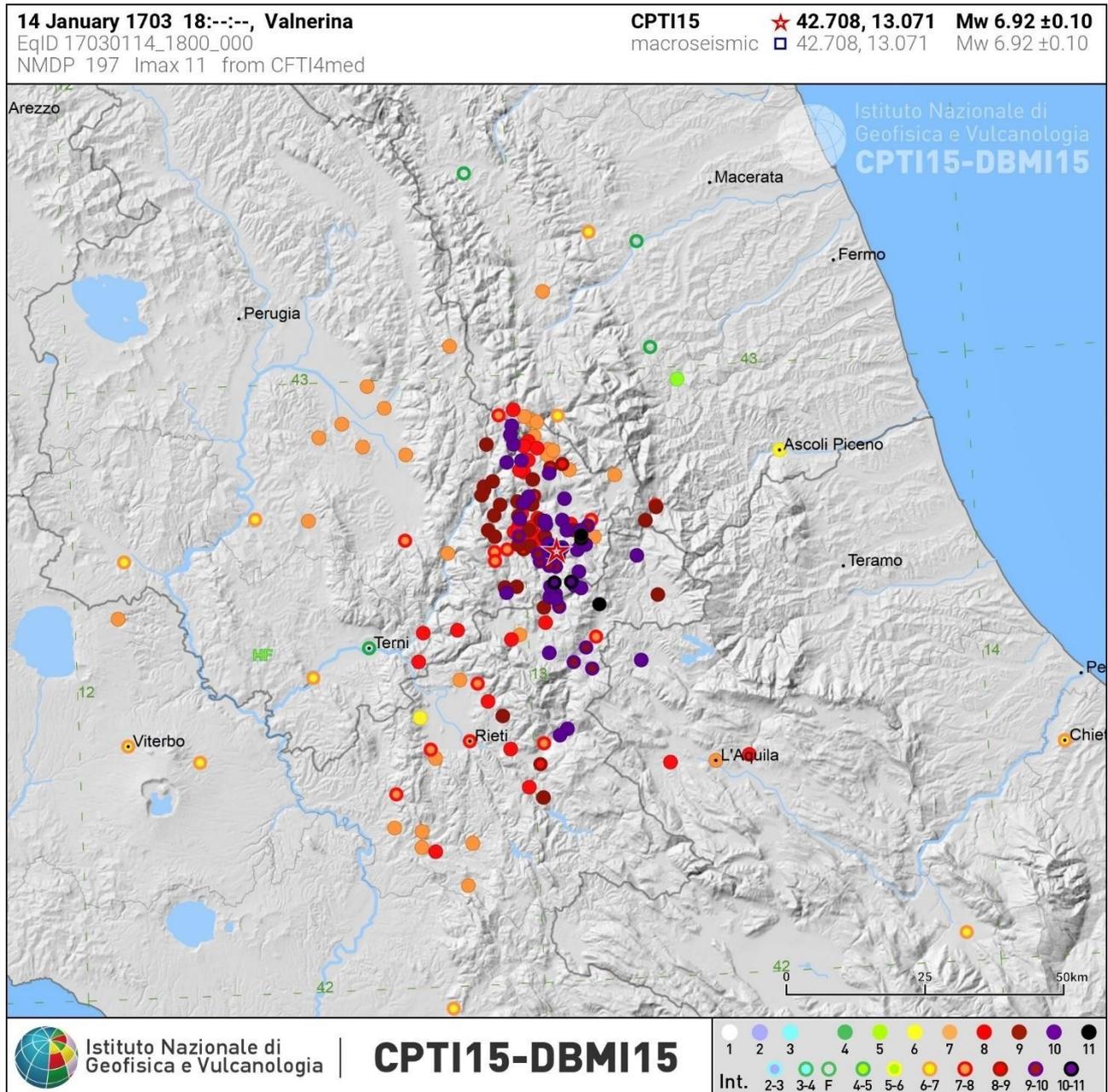


Figura 1.17 – Distribuzione dell'Intensità macrosismica per il terremoto reatino del 14 gennaio 1703 (Mw: 6.92). Per Preturo e Sassa è stata attribuita la classe 8 (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

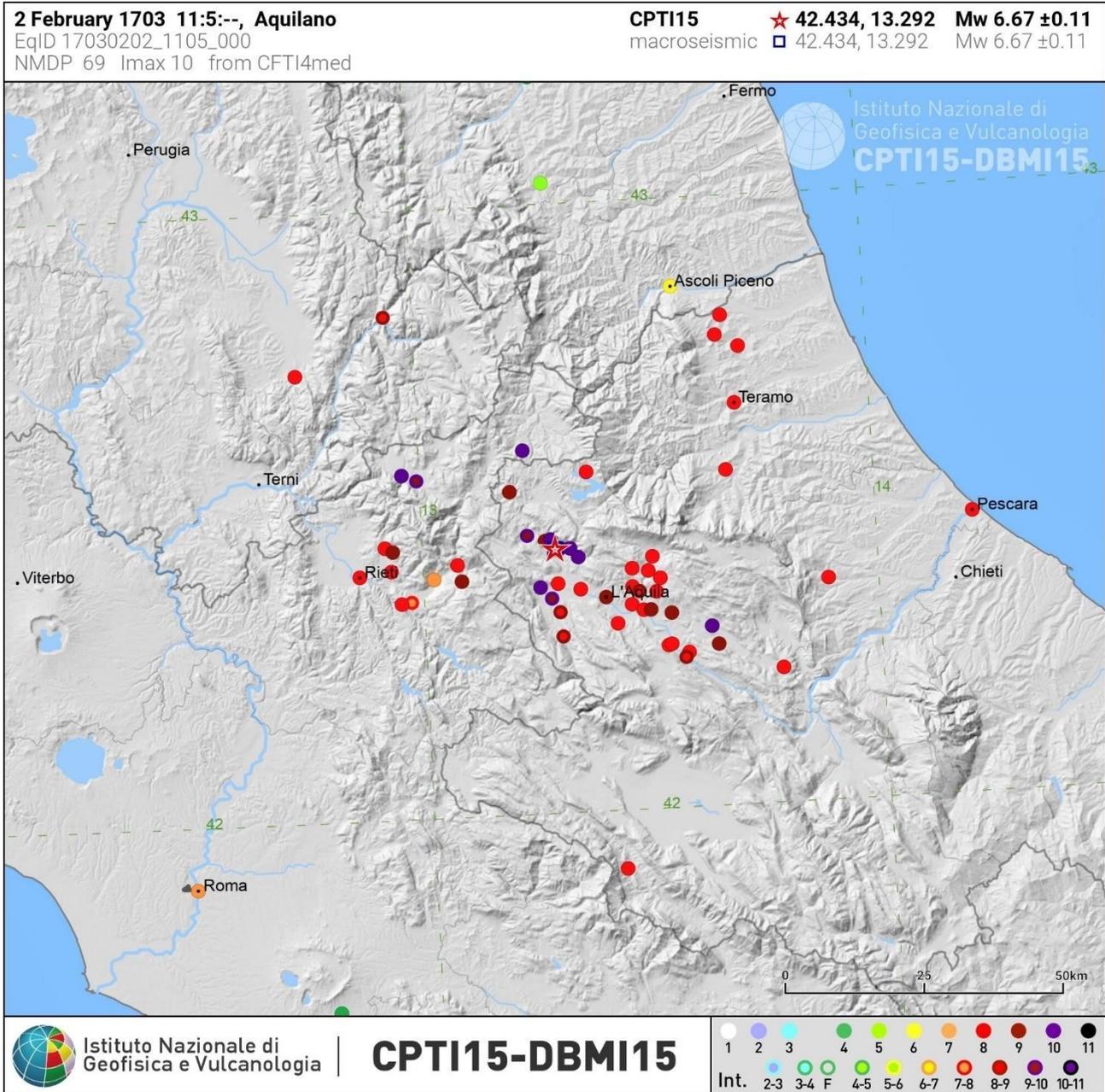


Figura 1.18 – Distribuzione dell’Intensità macroseismica per il terremoto di Pizzoli (“Grande terremoto dell’Aquila” detto della Candelora) del 2 febbraio 1703 (Mw: 6.67). Per Preturo e Sassa è stata attribuita la classe 8. Per Bazzano è stata attribuita la classe 8 (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

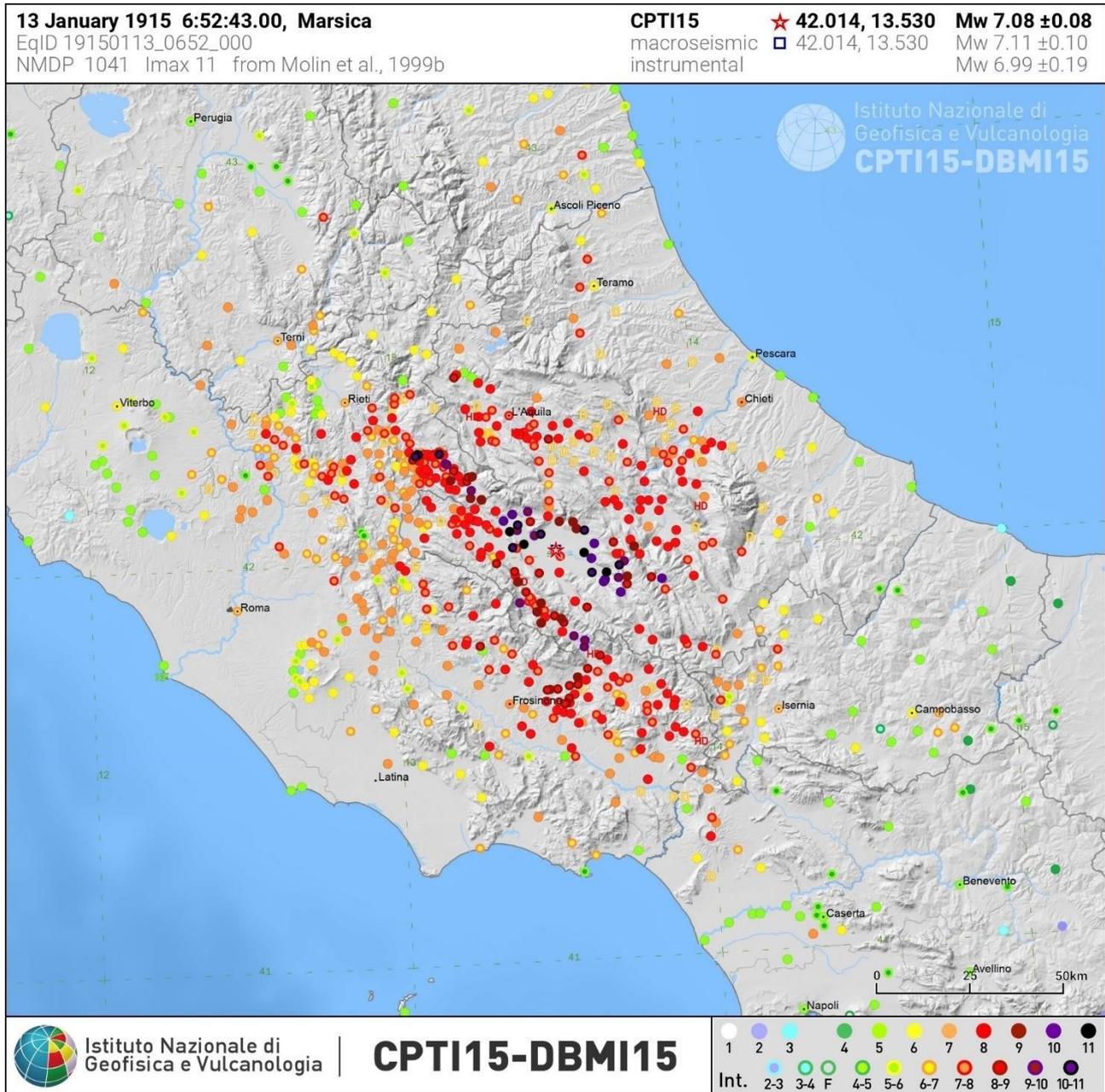


Figura 1.19 – Distribuzione dell'Intensità macrosismica per il terremoto della Marsica del 13 gennaio 1915 (Mw: 7.08). Per Preturo e Sassa è stata attribuita la classe 6-7 e 8 rispettivamente (<https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15>https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/DBMI15/query_eq/).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

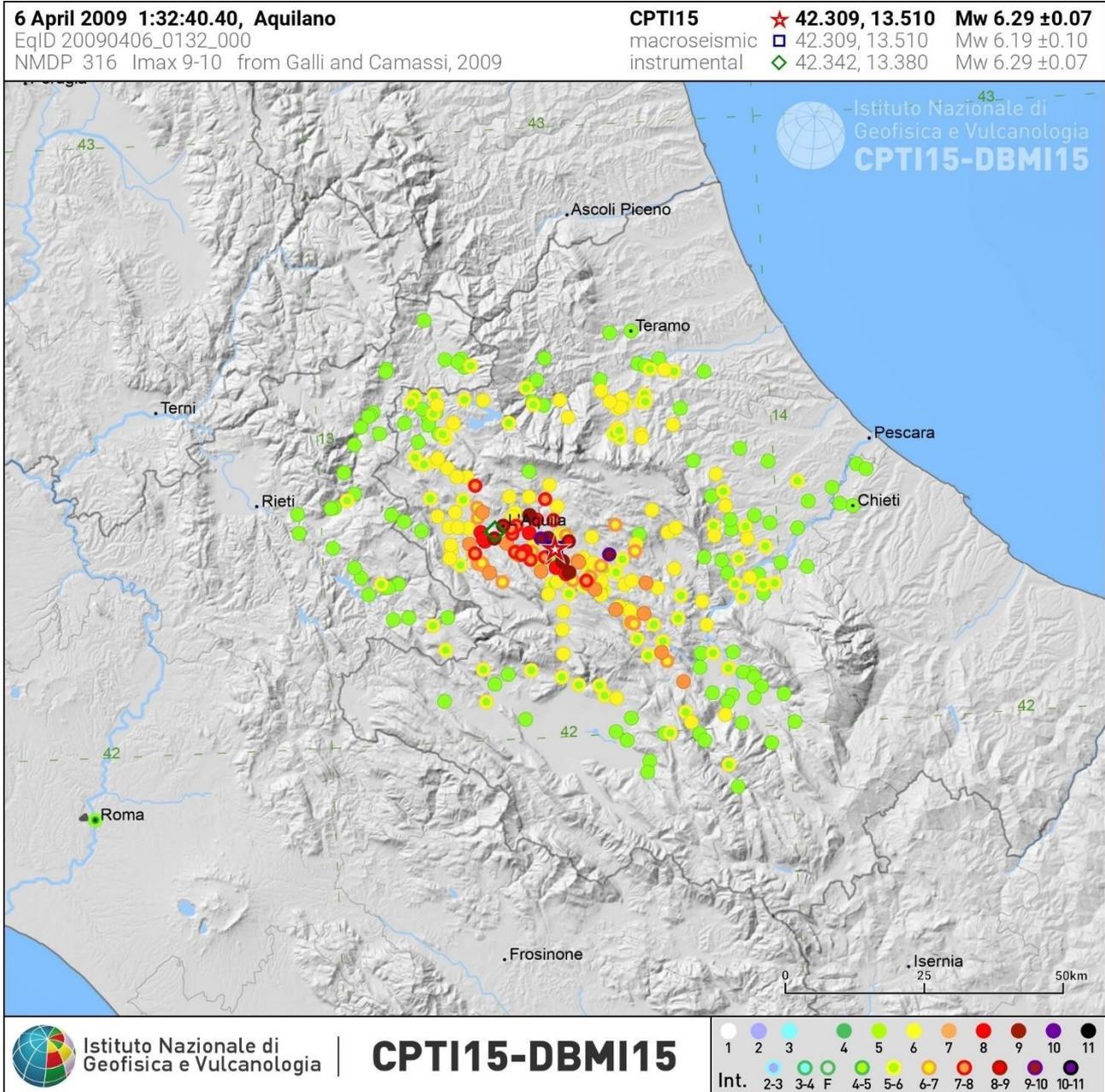


Figura 1.20 - Distribuzione dell'Intensità macrosismica per il terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009 (Mw: 6.29). Per Preturo e Sassa è stata attribuita la classe 6. Per Bazzano, Monticchio e Sant'Elia sono state attribuite le classi 8, 6 e 7-8, rispettivamente (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

1.8.2 Eventi di riferimento Bazzano-Monticchio

Dalla banca dati macrosismica italiana dell'INGV (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>), per le località di Bazzano e Monticchio sono stati identificati 5 e 3 eventi rispettivamente, ed un evento è stato identificato per Sant'Elia, nell'intervallo temporale dal 1000 al 2020 (Figura 1.21 e Tabella 1.4).

La massima intensità macrosismica osservata a Bazzano è stata attribuita agli eventi del 9/9/1349 (Mw: 6.27) (Intensità macrosismica pari a HD – High Damage ovvero una classe 8-9), del 2/02/1703 (Mw: 6.67) con epicentro a Pizzoli (Intensità macrosismica pari a 8) (vedi Figura 1.18 paragrafo precedente) e del 24/06/1958 (Mw: 6.67) con epicentro a Pizzoli (Intensità macrosismica pari a 8) (Figura 1.22).

La massima intensità macrosismica osservata a Monticchio è stata attribuita agli eventi del 6/10/1762 (Intensità macrosismica pari a 5-6) (Figura 1.23) e del 13/01/1915 (Mw: 7.08) (Intensità macrosismica pari a 7-8).

In relazione all'evento del 6 aprile 2009 (Mw: 6.29) sono state attribuite a Bazzano, Monticchio e Sant'Elia intensità macrosismiche pari a 8, 6 e 7-8, rispettivamente (Figura 1.20).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

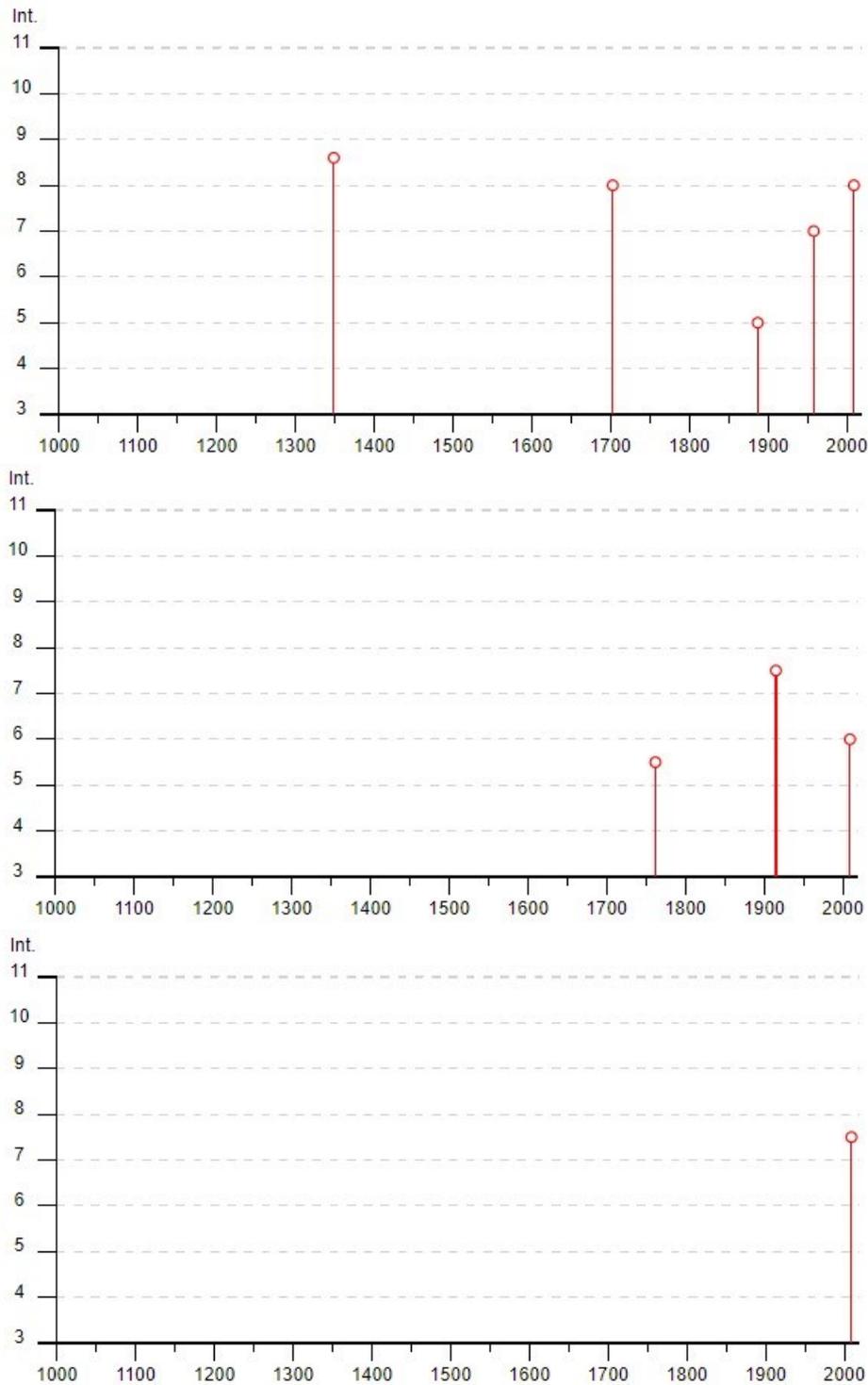


Figura 1.21 – Principali terremoti risentiti a Bazzano (in alto), Monticchio (al centro) e Sant'Elia (in basso) (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Effetti	In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
HD	1349	09	09				Appennino laziale-abruzzese	17	9 6.27
8	1703	02	02	11	05		Aquilano	69	10 6.67
5	1887	01	27	02	45		Aquilano	30	5 4.17
7	1958	06	24	06	07		Aquilano	222	7 5.04
8	2009	04	06	01	32	4	Aquilano	316	9-10 6.29

Effetti	In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
5-6	1762	10	06				Aquilano	13	8 5.54
7-8	1915	01	13	06	52	4	Marsica	1041	11 7.08
6	2009	04	06	01	32	4	Aquilano	316	9-10 6.29

Effetti	In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
7-8	2009	04	06	01	32	4	Aquilano	316	9-10 6.29

Tabella 1.4 – Storia Sismica di Bazzano (in alto), Monticchio (al centro) e Sant’Elia (in basso) (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/description_DBMI15.htm).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

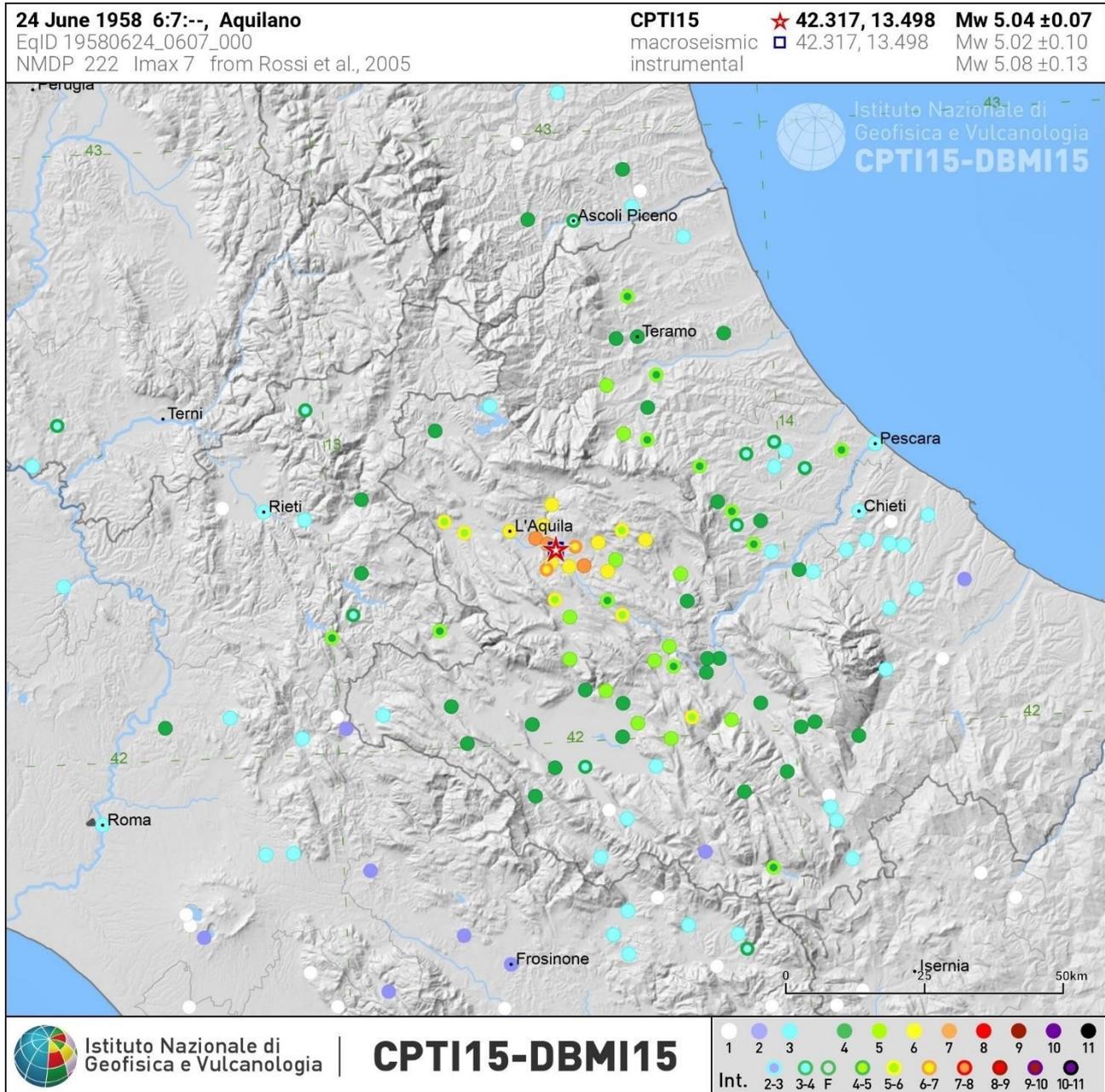


Figura 1.22 – Distribuzione dell'Intensità macrosismica per il terremoto del 24 giugno 1958 (M_w : 5.04). Per Bazzano è stata attribuita la classe 7 (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

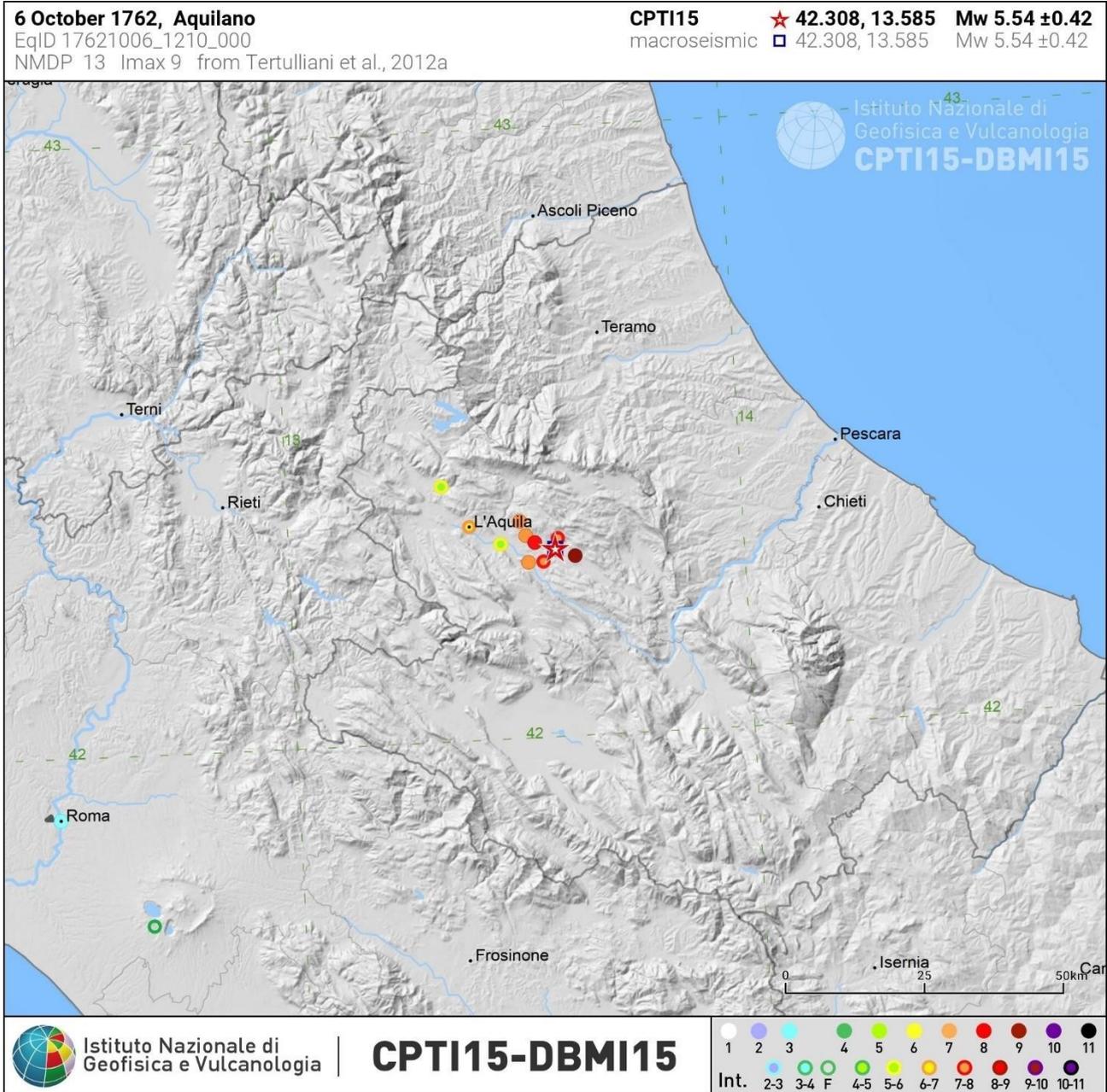


Figura 1.23 – Distribuzione dell'Intensità macrosismica per il terremoto del 6 ottobre 1762 (Mw: 5.54). Per Monticchio è stata attribuita la classe 5-6 (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

1.8.3 Classificazione sismica del comune dell'Aquila

Secondo l'Ordinanza n.3274 del 20 marzo 2003 relativa ai "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" il territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g , corrispondente all'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A. I valori di accelerazione a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono riportate nella Tab. 2.2.

Zona	Valori di a_g
1	0.35g
2	0.25g
3	0.15g
4	0.05g

Tabella 1.5 - Classificazione sismica del territorio nazionale e relativa a_g .

In seguito all'ordinanza di cui sopra la Regione Abruzzo ha ridefinito la classificazione sismica del proprio territorio. Con la nuova classificazione il Comune dell'Aquila risulta classificato in Zona 2 (Figura 1.24).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

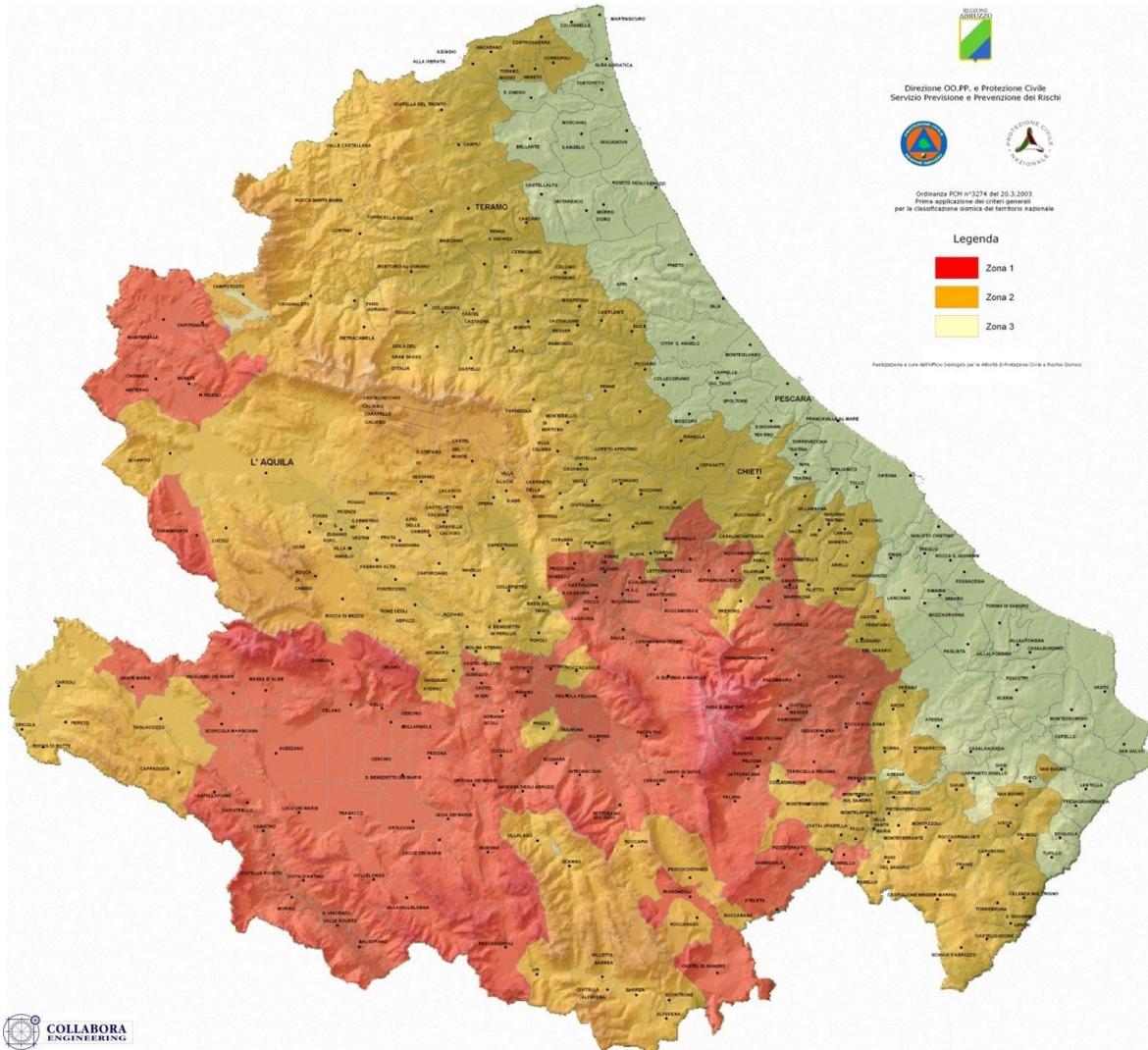


Figura 1.24 – Zonazione sismica della Regione Abruzzo.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

2 Modelli per lo studio della Risposta Sismica Locale

In questo capitolo viene presentata la teoria relativa alle analisi di risposta sismica locale e i modelli da essa derivati. Negli anni sono state elaborate e affinate numerose tecniche per l'analisi della risposta sismica locale, diverse tra loro a seconda delle modalità di rappresentazione del problema e degli elementi di complessità introdotti al fine di rendere lo schema ideale rappresentato col modello il più vicino possibile alla situazione reale, tenendo conto solo di alcuni o di tutti quei fattori che contribuiscono a determinare la risposta sismica locale di un deposito (geometria del deposito, e quindi effetti laterali e di bordo ed amplificazione topografica; comportamento dei terreni in condizioni dinamiche, e quindi effetti di non linearità, stratificazione e più in generale di eterogeneità del deposito). Tali modelli si raggruppano in varie categorie e principalmente in funzione della "dimensionalità" con cui rappresentano la situazione reale (modelli monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali), del tipo di soluzione che propongono (analitica, cioè in forma chiusa, o numerica), in funzione dello schema matematico e del modello adottato nella rappresentazione del terreno e del tipo di analisi (lineari equivalenti, non lineari).

Al fine di una definita trattazione del problema saranno introdotti preliminarmente i concetti di base relativi alla propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo.

2.1 Terremoti e onde sismiche

Un terremoto (o sisma) è una vibrazione che si verifica nella crosta terrestre dovuta a un'improvvisa liberazione, nel sottosuolo, di energia elastica. Secondo la teoria dell'*elastic rebound*, elaborata da Reid nel 1911 in base a osservazioni geodetiche precedenti e successive al distruttivo terremoto di San Francisco del 1906, le rocce sottoposte a spinte o pressioni si comportano in maniera elastica e si deformano progressivamente, fino a quando non si raggiunge il limite di rottura. Superato tale limite, la roccia si spezza e le due parti slittano bruscamente l'una rispetto all'altra: l'energia elastica si trasforma in energia cinetica, provocando vibrazioni che si propagano tutt'intorno sotto forma di onde sismiche (non c'è dunque trasporto di materia, ma la propagazione di una perturbazione elastica in ogni direzione).

Con la rottura nelle rocce si forma una faglia, cioè una superficie di taglio tra due blocchi di rocce. I terremoti si verificano anche lungo faglie esistenti, quando si «riattivano».

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

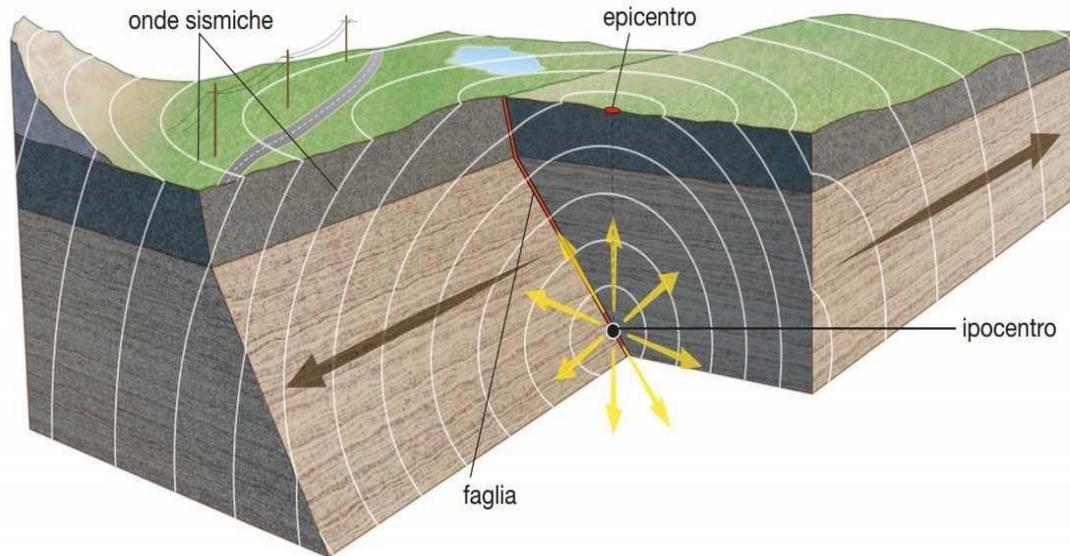


Figura 2.1 – Rappresentazione schematica del meccanismo di sorgente dei terremoti.

Il punto all'interno della Terra in cui ha inizio lo scivolamento dei blocchi rocciosi che genera le onde sismiche si chiama ipocentro del terremoto. La proiezione di questo punto sulla superficie terrestre si chiama invece epicentro. Dall'ipocentro le onde sismiche si propagano per tutta la Terra, indebolendosi man mano che si allontanano dal punto di origine del terremoto.

Un evento sismico genera quindi un fenomeno di vibrazione che è il risultato della propagazione di onde elastiche di volume a distanza dalla sorgente.

Le onde associate a stati deformativi di compressione – dilatazione volumetrica sono le onde P (onde longitudinali o **onde primarie**) e si propagano con velocità:

$$V_p = \sqrt{\frac{M_V}{\rho}} \quad (2.1)$$

con M_V modulo di rigidezza a compressione monodimensionale e ρ densità del mezzo.

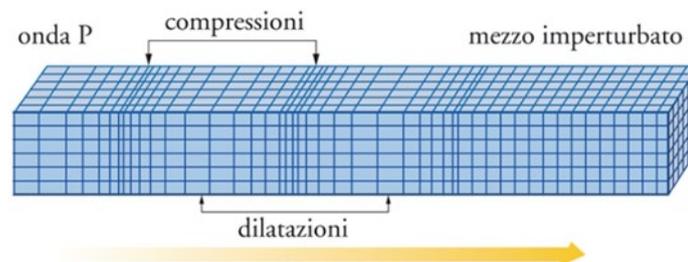


Figura 2.2 - Stati deformativi prodotti dalle onde p.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Qualora i terreni siano saturi, la velocità dipende essenzialmente dalla compressibilità del fluido. Pertanto, nell'espressione si considera anche la rigidità volumetrica e la densità dell'acqua. Le onde P sono simili alle onde acustiche e corrispondono a compressioni e rarefazioni del mezzo in cui viaggiano (Figura 2.2); al loro passaggio le particelle del materiale attraversato compiono un moto oscillatorio nella direzione di propagazione dell'onda. Sono le più veloci, fra le onde generate da un terremoto, e dunque le prime avvertite da una stazione sismica, da cui il nome di Onda P (Primaria).

Le onde connesse a fenomeni deformativi di tipo distorsionale (onde S), invece, hanno una direzione perpendicolare allo spostamento dell'elemento di volume investito dall'onda (Figura 2.3) e sono caratterizzate da velocità di propagazione pari a:

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.2)$$

con G modulo di rigidità a taglio del materiale.

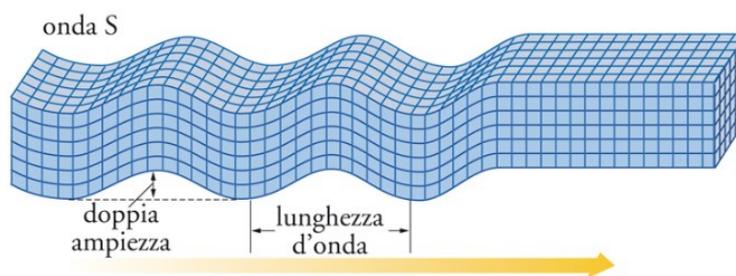


Figura 2.3 – Stati deformativi prodotti dalle onde S

Lo spostamento viene convenzionalmente scomposto in due direzioni perpendicolari: le onde SH polarizzate nel piano orizzontale, e le SV polarizzate in quello verticale (Figura 2.4). Una generica onda di taglio caratterizzata da una qualsiasi direzione di vibrazione delle particelle può essere rappresentata come somma vettoriale delle due componenti SV e SH. Poiché l'acqua non è in grado di trasmettere sforzi di taglio, nei terreni saturi il modulo G è pressoché invariato rispetto al caso di terreno asciutto, mentre la densità corrisponde a quella del mezzo bifase (solido + acqua). Le onde S raggiungono velocità di propagazione che si aggirano solitamente intorno al 60-70% della velocità delle Onde P. Questo è il motivo per cui esse vengono avvertite sempre dopo le Onde P (da cui la denominazione **onde Secondarie**).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

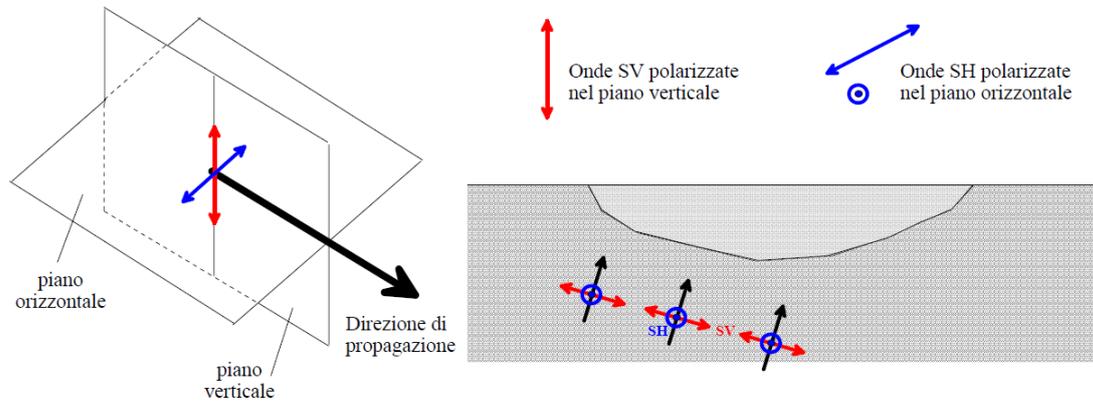


Figura 2.4 – Possibili polarizzazioni delle onde di taglio: onde SV ed onde SH

Se la vibrazione è regolata nel tempo da una legge armonica di frequenza f , l'onda si propaga nello spazio con una deformata del mezzo caratterizzata da una periodicità descritta dalla *lunghezza d'onda* λ . La lunghezza d'onda è legata alla velocità di propagazione e alla frequenza secondo la relazione $\lambda = Vs/f$.

Nell'ipotesi di mezzo omogeneo infinito sono presenti esclusivamente i due tipi di onde di volume di cui sopra. Poiché la realtà è più complessa, lo sono anche i fenomeni che si generano.

In prossimità delle superfici di discontinuità avvengono molteplici fenomeni fisici che causano importanti modifiche all'ampiezza e alla direzione di propagazione delle onde, la *conversione* di onde di compressione in trasversali (e viceversa) nonché la generazione di ulteriori tipi di onde dette *di superficie*:

La combinazione delle onde P e delle onde S polarizzate nel piano verticale S genera **onde superficiali di Rayleigh** (Figura 2.5). Nei mezzi isotropi solidi le particelle della superficie si muovono in ellissi in piani normali alla superficie e paralleli alla direzione di propagazione. Hanno una velocità V_R poco inferiore a quella delle onde S e producono vibrazioni in piani verticali caratterizzate da componenti parallele e perpendicolari alla direzione dell'onda.

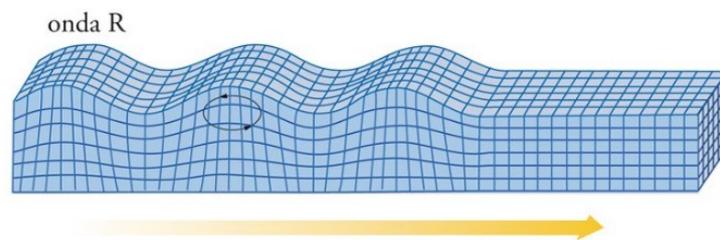


Figura 2.5 – stati deformativi prodotti da onde di Rayleigh

Onde riflesse nel mezzo di provenienza e **trasmesse** nel mezzo di destinazione. Nella Figura 2.6 si vedono gli effetti prodotti da un'onda SV incidente all'interfaccia fra due mezzi. La riflessione segue la *legge di Snell*:

$$\frac{\sin i}{V_{S_1}} = \frac{\sin r}{V_{S_1}} = \frac{\sin s}{V_{P_1}} = \frac{\sin t}{V_{S_2}} = \frac{\sin u}{V_{P_2}} \quad (2.3)$$

dove si indica con:

- i – l'angolo di incidenza
- r, s – gli angoli di riflessione

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

- t, u – gli angoli di trasmissione
- $V_{S_1}, V_{S_2}, V_{P_1}, V_{P_2}$ – le velocità delle onde S e P nei due mezzi.

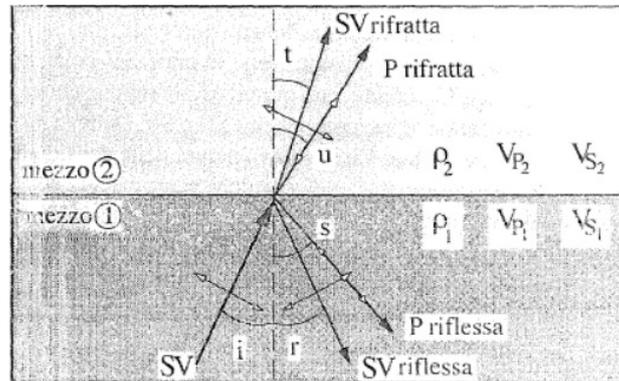


Figura 2.6 – effetti prodotto da un'onda SV incidente all'interfaccia fra due mezzi

Dall'espressione di Snell è possibile verificare che la direzione di propagazione un'onda SV, che si trasmette da un materiale a rigidezza maggiore ad uno a rigidezza minore, si avvicina alla direzione normale.

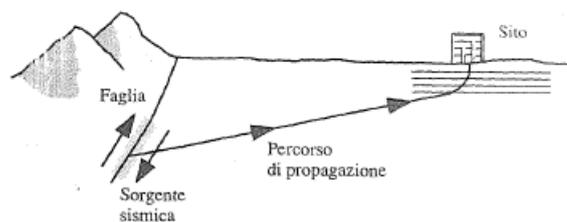


Figura 2.7 - percorso di propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito

Dal bedrock alla superficie l'onda segue, quindi, un percorso curvilineo che va progressivamente accostandosi alla verticale, mentre gli spostamenti aumentano di intensità (Figura 2.7). Per i terreni a stratificazione pressoché orizzontale il fenomeno sismico può essere assimilato a treni d'onde di volume che si propagano verso l'alto a partire dal bedrock.

La modellazione meccanica di un fenomeno sismico si riconduce, perciò, all'analisi degli effetti prodotti da un insieme di onde S propagantisi verso l'alto, con campo di spostamenti del terreno praticamente orizzontale; lo stato deformativo d'interesse, per l'analisi del comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche, è quello distorsionale.

È importante infine introdurre una nuova grandezza, definita *impedenza sismica*. Questa è pari al prodotto della densità del terreno per la velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio, ed è comunemente indicata con Z . Il contrasto di impedenza sismica fra strati di terreno influisce sulle modalità di propagazione dell'energia sismica da un mezzo all'altro. Nel caso di onde incidenti lungo la normale all'interfaccia, denominate u_i, u_r, u_t le ampiezze di onde incidenti, riflesse e trasmesse si ha:

$$u_r = \frac{1 - \mu}{1 + \mu} u_i \qquad u_t = \frac{2}{1 + \mu} u_i \qquad (2.4)$$



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

dove con μ si indica il rapporto fra le impedenze (del mezzo di destinazione rispetto a quello di provenienza):

$$\mu = \frac{Z_2}{Z_1} = \frac{\rho_2 V_2}{\rho_1 V_1} \quad (2.5)$$

2.2 Analisi del comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche

Il comportamento meccanico dei terreni sotto l'effetto di carichi ciclici ad elevata frequenza è alquanto complesso e può essere caratterizzato da marcata non linearità, accumulo di deformazioni permanenti, dissipazione di energia e degradazione progressiva delle caratteristiche meccaniche per effetto del numero di cicli di carico applicati. In presenza di fluido interstiziale, alle suddette problematiche si aggiunge l'accumulo di sovrappressioni interstiziali in condizioni di drenaggio impedito o parziale.

La modellazione di tali fenomeni richiede l'utilizzo di legami costitutivi complessi, che oltretutto difficilmente riescono a riprodurre simultaneamente tutte le specificità del comportamento dei terreni. Per tale ragione spesso si preferisce fare riferimento a modelli costitutivi semplificati che, seppur non rigorosi, riescono a riprodurre il comportamento in modo adeguato in riferimento alla specifica applicazione.

Attraverso specifiche prove geotecniche in sito ed in laboratorio è possibile definire il comportamento dei terreni sottoposti a carichi ciclici, quali quelli sismici. La Circolare applicativa delle NTC 2018, al § C7.11.3.1., indica le principali, quali ad esempio Cross-Hole, Down-Hole, SASW, MASW, SDMT e SCPT in sito, e prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche ed altre in laboratorio.

In generale, se sottoposti a carichi ciclici, i terreni rispondono con cicli di isteresi sul piano tensione-deformazioni come visibile nella Figura 2.8.

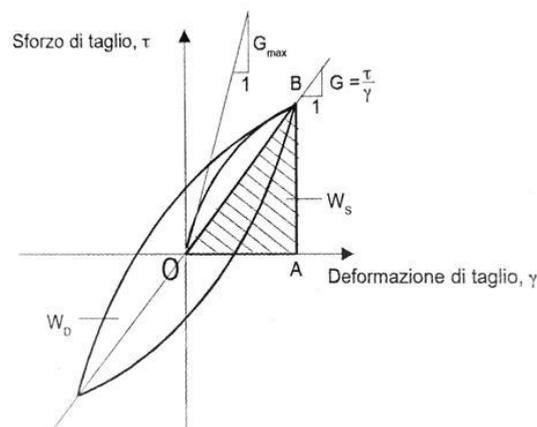


Figura 2.8 - Ciclo di isteresi, moduli di rigidezza, tangente e secante, e fattore di smorzamento (Lanzo & Silvestri, 1999)

Questo comportamento non lineare isteretico dei terreni è descrivibile sinteticamente attraverso la coppia di parametri modulo di rigidezza a taglio secante (G) e fattore di smorzamento (D). Il modulo di rigidezza a taglio è pari a τ/γ . Il fattore di smorzamento è proporzionale all'area del ciclo di isteresi secondo la relazione



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

$D = W_D / 4\pi W_S$, (vedi Figura 2.8). Il modulo di rigidezza e il fattore di smorzamento variano in funzione del livello deformativo γ raggiunto; pertanto, in generale sono funzione di γ , ($G(\gamma)$, $D(\gamma)$).

Attraverso una prova di carico dinamica a taglio monotonica è possibile rappresentare la legge di variazione del modulo di rigidezza a taglio in funzione del livello tensionale raggiunto (curva dorsale e curva di decadimento – Figura 2.9) e identificare tre domini comportamentali, separati fra loro da due soglie: soglia lineare γ_l , corrispondente al limite di elasticità lineare e soglia volumetrica γ_v , corrispondente all'inizio dell'accumulo di pressioni interstiziale.

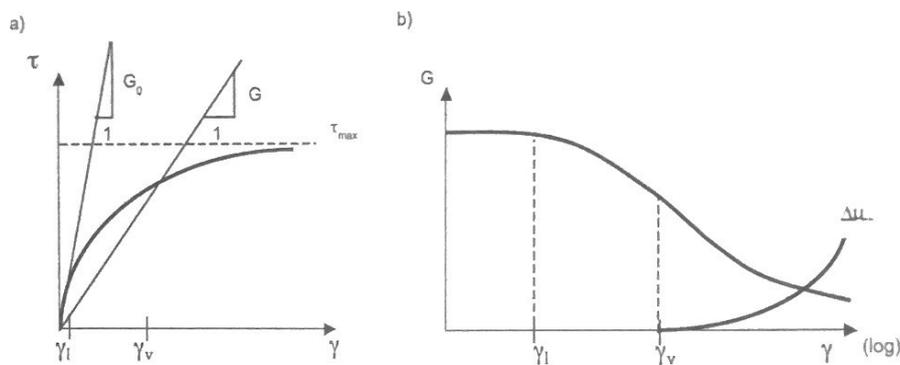


Figura 2.9 – Prova monotonica: a) Curva dorsale o backbone curve (t-g) b) Curva di decadimento (G-g) (Crespellani & Facciorusso, 2010).

La curva dorsale e la relativa curva di decadimento sono unanimemente riconosciute come le curve di riferimento per definire i domini di comportamento dei terreni non solo in presenza di carichi dinamici monotonici ma anche in presenza di carichi ciclici. Pertanto, anche per prove di carico ciclico, è possibile individuare i tre domini già definiti per prove di carico monotoniche.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

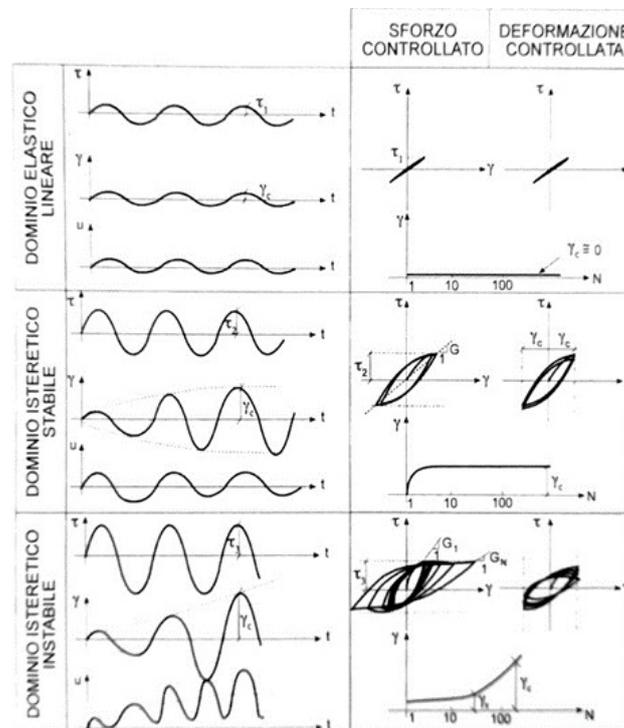


Figura 2.10 – Domini di comportamento del terreno in relazione ai sforzi di taglio ciclici di differente ampiezza in condizioni non drenate (Crespellani & Facciorusso, 2010).

Si distinguono pertanto (Figura 2.10):

Campo delle piccole deformazioni (dominio elastico lineare – $\gamma < \gamma_l$): corrisponde a un comportamento del terreno elastico lineare in cui la rigidità rimane pressoché costante e le deformazioni plastiche sono trascurabili. Convenzionalmente la soglia lineare si ha per distorsioni molto basse ($<10^{-4}\%$), anche se esiste un range di variazione in funzione delle caratteristiche granulometriche e microstrutturali dei terreni. Tuttavia, in presenza di carichi dinamici, anche per bassissimi livelli deformativi vi è presenza di fenomeni dissipativi, evidenziati da piccoli cicli di isteresi e smorzamento. Pertanto, il comportamento del terreno può essere sinteticamente descritto mediante il valore del modulo di taglio tangente iniziale G e del rapporto smorzamento iniziale D (molto basso), che per deformazioni entro la soglia elastica sono delle costanti caratteristiche del terreno (G_0, D_0).

Campo delle medie deformazioni (dominio isteretico stabile – $\gamma_l < \gamma < \gamma_v$): superata la soglia γ_l il legame sforzo – deformazioni presenta un comportamento non lineare e dissipativo. All'aumentare dell'ampiezza massima γ_c , i cicli di isteresi aumentano proporzionalmente con l'ampiezza massima raggiunta, fino a trovare una condizione stabile, per poi sovrapporsi nei successivi cicli di carico. Essendo in una fase ancora stabile, al termine della sollecitazione applicata, gran parte della deformazione viene recuperata e la curva sforzo-deformazione può essere ripercorsa nuovamente in una successiva fase di carico. Il valore del modulo di taglio secante G , e del rapporto smorzamento D , è funzione del livello deformativo γ raggiunto ($G(\gamma), D(\gamma)$).

Campo delle grandi deformazioni (dominio isteretico instabile – $\gamma > \gamma_v$): superata la soglia γ_v ha inizio una fase di incremento crescente delle pressioni interstiziali e della deformazione massima, con conseguente



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

accumulo di deformazioni irreversibili. Il comportamento è fortemente non lineare ed inoltre il comportamento meccanico degrada al progredire del numero di cicli di carico.

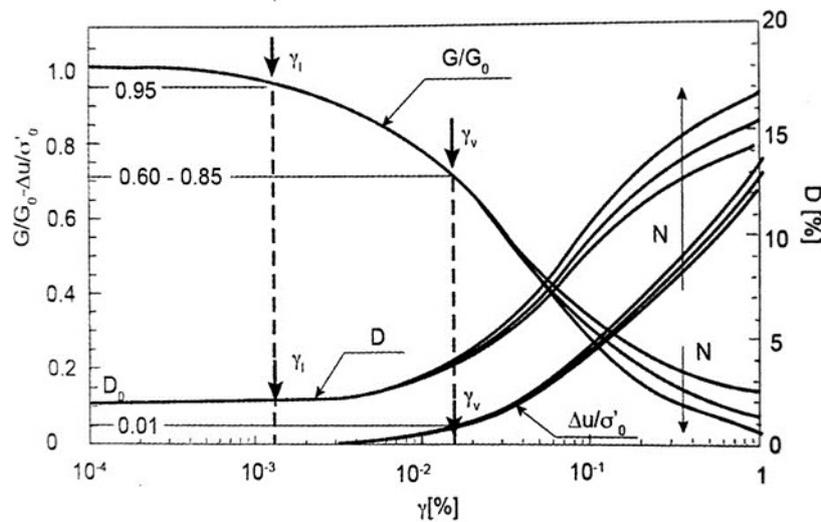


Figura 2.11 - Evoluzione della rigidezza (espressa come modulo di taglio G normalizzato rispetto al valore a piccole deformazioni, G_0), del rapporto di smorzamento D e dell'incremento della pressione interstiziale, Δu con l'ampiezza della deformazione a taglio e nel numero di cicli N (Crespellani & Facciorusso, 2010).

Le modifiche strutturali dello scheletro solido legate all'evoluzione della deformazione impressa vengono indicate come degradazione ciclica. Come estrema conseguenza del fenomeno di degradazione ciclica in condizioni non drenate, si ha l'annullamento della resistenza a taglio a seguito di una crescita delle pressioni interstiziali, ovvero il fenomeno della liquefazione.

Oltre all'influenza del numero di cicli N sulla risposta meccanica del terreno, è possibile identificare altri parametri ugualmente influenti, quali: la pressione di confinamento, che influenza principalmente i terreni a grana grossa, e l'indice di plasticità IP , che influenza maggiormente i terreni a grana fine.

Nelle analisi di risposta sismica locale condotte per lo studio di microzonazione sismica, in considerazione dell'intensità delle azioni sismiche in ingresso, il campo di deformazioni di interesse è prevalentemente quello delle medie deformazioni. Il comportamento del terreno è pertanto marcatamente non lineare di tipo isteretico stabile, caratterizzato dai parametri $G(\gamma)$, $D(\gamma)$, e può essere modellato attraverso un modello lineare equivalente (analisi lineare equivalente) oppure secondo più sofisticati modelli ciclici non lineari (analisi non lineare). Nel presente studio sono state adottate le analisi lineari equivalenti, dove il comportamento non lineare del terreno è simulato sinteticamente assumendo un modello equivalente "visco-elastico lineare" alla Kelvin-Voigt, caratterizzato proprio dai parametri sintetici del ciclo di isteresi, modulo di taglio secante G e coefficiente di smorzamento D .

L'approccio visco-elastico lineare equivalente rappresenta un valido compromesso tra semplificazione delle analisi ed accuratezza dei risultati. La strategia consiste sostanzialmente nel fare riferimento alle soluzioni visco-elastiche lineari per la propagazione delle onde sismiche, adeguando in modo iterativo (successione di analisi lineari) i parametri costitutivi in funzione del livello deformativo indotto dal moto sismico nel terreno (Kramer, 1996; Lanzo & Silvestri, 1999).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

In Figura 2.12 è rappresentato il modello di Kelvin-Voigt utilizzato dalle analisi lineari equivalenti. La tensione τ dipende dalla deformazione γ e dalla sua derivata $\dot{\gamma}$, secondo la relazione:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (2.6)$$

dove:

G = modulo di taglio;

η = viscosità del mezzo (pari a $2GD/W$);

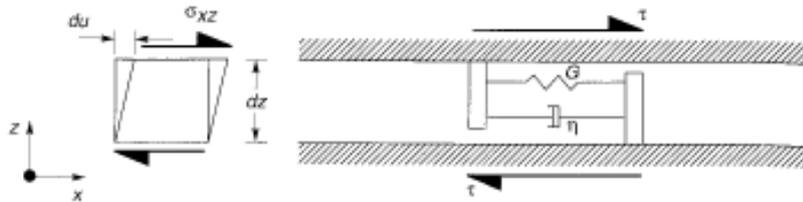


Figura 2.12 – Modello visco elastico lineare equivalente alla Kelvin-Voigt.

Come visto, le caratteristiche meccaniche di rigidità tangenziale G e di smorzamento equivalente D non sono costanti ma dipendono dal livello deformativo γ . A valle di ogni analisi lineare equivalente bisogna quindi verificare che i valori inizialmente assunti siano coerenti con i livelli deformativi risultanti. In caso negativo bisogna adeguare i valori ed effettuare un nuovo calcolo. Alcuni codici di calcolo, come quello utilizzato per il presente studio, effettuano questo procedimento in via automatica, implementando all'interno del codice un algoritmo di risoluzione iterativo che interrompe il calcolo quando si è raggiunta una data soglia di tolleranza sull'errore dei parametri. In definitiva la risposta non lineare del terreno viene simulata tramite il modello viscoelastico lineare equivalente e la variabilità dei parametri G e D viene riassunta mediante delle curve di riduzione del modulo di taglio e di incremento del rapporto di smorzamento (curve di decadimento).

2.3 Modelli analitici per la valutazione della Risposta sismica locale

La Figura 2.13 rappresenta schematicamente il problema della risposta sismica locale. La soluzione che propongono i diversi modelli consiste nel determinare tutte quelle modifiche, in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza, che un segnale sismico (espresso nel dominio del tempo sottoforma di accelerazioni, velocità o spostamenti, o nel dominio della frequenza, come spettro di Fourier o spettro di risposta) in arrivo alla base di un deposito subisce nel suo attraversamento, fino a raggiungere la superficie. Occorre tenere presente, però, che nelle applicazioni pratiche ingegneristiche è necessaria una definizione diversa di risposta sismica locale, poiché ciò che è “noto” (dato di input delle analisi) è il valore dell'accelerazione sismica in superficie all'affioramento roccioso (“outcropping”), fornito dalla pericolosità sismica di base, che, come visto nel precedente capitolo, è il dato di partenza. Il moto sismico sulla roccia affiorante (R) è diverso da quello relativo alla base del deposito (B - “within”) per via delle differenti condizioni al contorno (superficie libera in un caso e deposito nell'altro). Pertanto, per risposta sismica locale non deve intendersi la variazione che subisce il moto nel passaggio dalla base del deposito alla superficie ma la relazione che intercorre tra il moto



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

alla superficie del deposito e il moto in superficie che si avrebbe nello stesso sito, qualora non fosse presente il ricoprimento (l'affioramento roccioso in Figura 2.13, che corrisponde al dato di pericolosità sismica di base). È di fatto un confronto, in parallelo, tra due scenari (in figura rappresentato dalla relazione S-R). Ciò posto, per ricavare questa relazione nei modelli in uso, è in genere necessario ricavare la modificazione che subisce il moto nel passaggio tra la base e la superficie del deposito (relazione S-B).

La rappresentazione del moto sismico si può esprimere sia nel dominio del tempo sia in quello delle frequenze:

Dominio del tempo: si utilizzano le storie temporali dell'accelerazione (oppure della velocità o spostamento). Si può quindi definire il moto sismico tramite accelerogrammi come quelli rappresentati in Figura 2.13 dalle curve (a), (r), (s).

Dominio delle frequenze: si utilizzano lo spettro di Fourier e lo spettro di risposta (in Figura 2.13 le curve (a'), (r') e (s')) rappresentano gli spettri di Fourier in ampiezza).

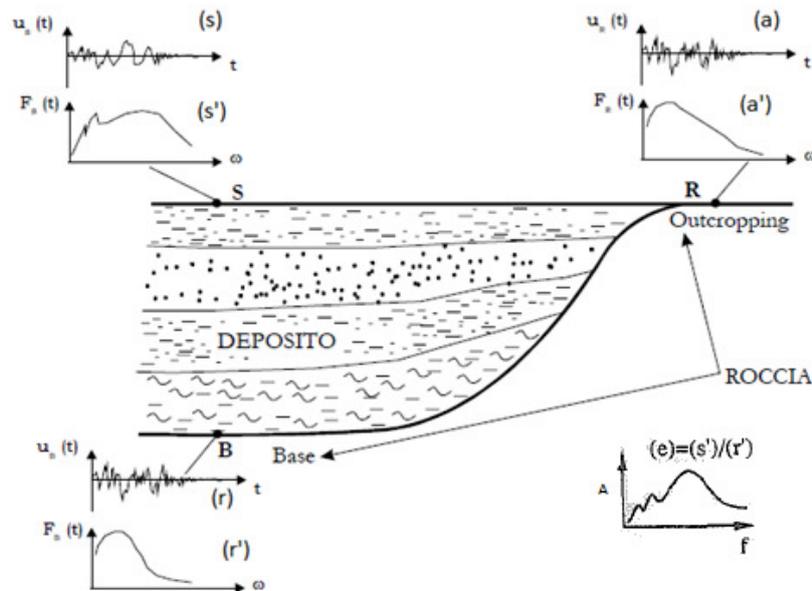


Figura 2.13 – Schema di riferimento per l'analisi della risposta sismica locale

La valutazione quantitativa della risposta sismica locale può quindi effettuarsi sulla base del confronto tra le diverse grandezze rappresentative del moto sismico, nel dominio del tempo o in quello delle frequenze.

La funzione di amplificazione evidenzia il campo di frequenze in cui si possono verificare significativi effetti di amplificazione del moto sismico incidente o, viceversa, se tali effetti possano addirittura tradursi in un'attenuazione delle ampiezze in superficie.

Il terreno compie una azione di filtraggio, incrementando l'ampiezza del moto in corrispondenza di alcune frequenze e riducendola per altre. Per valutare l'effetto di questa azione è utile ricorrere ad un'analisi nel dominio delle frequenze attraverso le trasformate di Fourier. Si utilizzano, allo scopo, la *funzione di trasferimento* $H(f)$, definita come rapporto tra la trasformata di Fourier del moto sismico in superficie al deposito e la trasformata del moto su roccia di base (*within*) o sull'affioramento roccioso (*outcrop*), e la *funzione di amplificazione* $A(f)$, pari al modulo della funzione di trasferimento, coincidente col rapporto tra le



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

ampiezze degli spettri di Fourier a confronto (in Figura 2.13 gli spettri di Fourier sono rappresentati dai grafici a' , s' , r' , e la funzione di amplificazione è pari al loro rapporto).

La funzione di amplificazione indica quali sono le componenti del moto sismico che nell'attraversare il deposito vengono maggiormente modificate, e in particolare amplificate (per valori dell'ampiezza maggiori di uno) e attenuate (per valori minori di uno) e in quale rapporto.

La funzione di trasferimento è lo strumento di riferimento principe per le analisi monodimensionali. In campo lineare è una proprietà intrinseca e caratteristica di un deposito (indipendente, pertanto, dalle caratteristiche dell'input sismico), legata alle sue caratteristiche geometriche e meccaniche, in grado di fornire informazioni sui campi di frequenze in cui attendersi significativi fenomeni di amplificazione del moto sismico e gli intervalli in cui è possibile che addirittura si verifichino fenomeni di attenuazione.

In seguito, saranno esposte le soluzioni teoriche relative ai modelli di sottosuolo via via più complessi dal punto di vista geotecnico. Lo schema di base è il problema monodimensionale, rappresentato da uno strato di terreno omogeneo di spessore H , poggiante su un basamento roccioso orizzontale, ed eccitato da una oscillazione armonica costituita da un'onda di taglio S di frequenza f , incidente al basamento con direzione di propagazione verticale.

2.3.1 *Strato di terreno omogeneo elastico su substrato rigido*

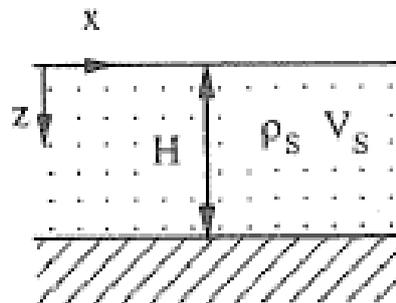


Figura 2.14 – Terreno con uno strato omogeneo elastico su substrato rigido.

Nello schema elementare di figura 3.12 si assume che il terreno abbia un comportamento perfettamente elastico lineare (assenza di fenomeni di dissipazione e smorzamento) e che il substrato sia infinitamente rigido; ρ_s e V_s indicano rispettivamente la densità e la velocità delle onde di taglio del terreno.

Le onde, raggiunta la superficie libera, vengono riflesse e si propagano in direzione verticale, verso il basso. Incontrando la frontiera di base (infinitamente rigida) vengono nuovamente riflesse dalla superficie di separazione tra substrato e terreno, in modo che l'energia elastica trasportata rimanga confinata nello strato di terreno e non si abbiano fenomeni di smorzamento per scattering. Infatti, il substrato roccioso, poiché infinitamente rigido, non subisce alcuna influenza per effetto della presenza del deposito (condizione equivalente a quella di substrato affiorante). Quindi il moto di vibrazione orizzontale è descritto analiticamente dall'equazione differenziale di equilibrio dinamico che governa il fenomeno della propagazione monodimensionale delle onde all'interno dello strato elastico:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.7)$$



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

L'andamento della funzione di amplificazione è riportato in Figura 2.15 e mostra che essa è periodica ed assume sempre valori maggiori o uguali all'unità, cioè l'ampiezza dello spostamento alla superficie dello strato è sempre almeno pari a quella in corrispondenza della formazione rocciosa.

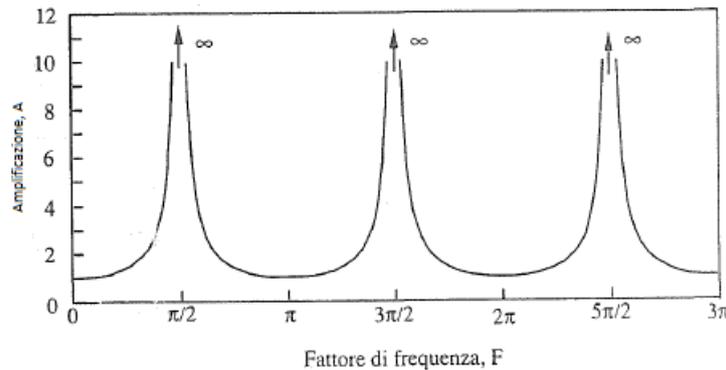


Figura 2.15 – Funzione di amplificazione relativa ad uno strato omogeneo elastico su substrato rigido

La funzione di amplificazione³ diviene infinita per $F_n = (2n - 1)\pi/2$, cioè in corrispondenza dei seguenti valori delle pulsazioni, frequenze e periodi:

$$\omega_n = \frac{V_S}{H} F_n = \frac{V_S}{H} (2n - 1) \frac{\pi}{2} \quad \text{per } n = 1, 2, \dots, \infty \quad (2.8a)$$

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{V_S}{4H} (2n - 1) \quad \text{per } n = 1, 2, \dots, \infty \quad (2.8b)$$

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{4H}{V_S(2n - 1)} \quad \text{per } n = 1, 2, \dots, \infty \quad (2.8c)$$

Le frequenze corrispondenti ai massimi della funzione di amplificazione si definiscono *frequenze naturali* di vibrazione dello strato; analogamente i periodi vengono definiti *periodi naturali* di vibrazione dello strato. Infatti, dall'interferenza costruttiva tra le due onde (ascendente e discendente) si crea un'onda stazionaria cui sono associati dei modi di vibrare.

La risposta di un deposito è fortemente influenzata dalla frequenza di eccitazione (in caso di sollecitazione armonica) o dal suo contenuto in frequenza (nel caso di input irregolare), le frequenze ω , in corrispondenza delle quali si verificano le maggiori amplificazioni, sono le frequenze naturali di vibrazione dello strato, ω_n dipendenti dalle sue proprietà geometriche e meccaniche. Quando si verifica che $\omega = \omega_n$ si ha la *risonanza* dello strato, ed il fattore di amplificazione è teoricamente infinito.

³ Nell'ipotesi di substrato infinitamente rigido, la funzione di amplificazione è indifferente se calcolata come rapporto rispetto al basamento roccioso (within) o rispetto al suo affioramento (outcrop). Pertanto, non è necessario specificare il riferimento.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

2.3.2 Strato di terreno omogeneo elastico su substrato deformabile

Nell'ipotesi di substrato rigido, le onde sismiche che si propagano all'interno dello strato di terreno verso il basso, a seguito della riflessione sulla superficie del terreno, sono completamente riflesse dal substrato; per questo motivo l'energia rimane "intrappolata" nello strato. Nell'ipotesi di substrato deformabile le onde sismiche che si propagano all'interno dello strato di terreno verso il basso, raggiungendo la superficie di separazione tra roccia e terreno, vengono solo in parte riflesse. Parte dell'energia elastica associata alle onde che attraversano lo strato di terreno viene perduta (smorzamento per scattering o per radiazione), determinando una minore amplificazione del moto sismico in superficie, rispetto al caso di substrato rigido. Questa forma di energia dissipata prende il nome di *smorzamento geometrico o di radiazione*.

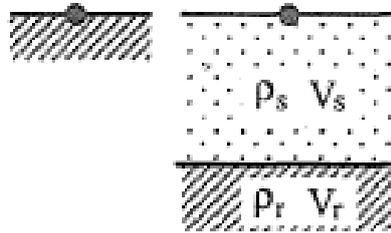


Figura 2.16 – Terreno con uno strato omogeneo elastico su substrato deformabile

Nello schema in Figura 2.16 è riprodotto uno strato di terreno elastico lineare poggiante su semispazio roccioso deformabile; ρ_r e V_r indicano rispettivamente la densità e la velocità delle onde di taglio della roccia di base.

Si indica con I il rapporto fra l'impedenza sismica della roccia di base e quella del terreno:

$$I = \frac{1}{\mu} = \frac{\rho_r V_r}{\rho_s V_s} \quad (2.9)$$

La funzione di amplificazione⁴ $A_d(\omega)$ (modulo di quella di trasferimento) in questo caso è pari a:

$$A_d(\omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 F + \frac{1}{I^2} \sin^2 F}} \quad (2.10)$$

In ipotesi di roccia deformabile la funzione di amplificazione dipende oltre che dalle proprietà meccaniche del terreno anche da quelle della roccia di base attraverso il rapporto di impedenza I .

In Figura 2.17 è riportato l'andamento della funzione amplificazione in funzione del fattore di frequenza F , per diversi valori del rapporto di impedenza roccia-terreno. I periodi e le frequenze in corrispondenza dei quali si ha il massimo della funzione di amplificazione sono gli stessi del caso precedente. I massimi della funzione di amplificazione assumono valore finito per un dato valore del rapporto I indipendente dalla frequenza:

$$(A_d)_{max} = I = \frac{1}{\mu} \quad (2.11)$$

⁴ Riferita all'affioramento roccioso (outcrop).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

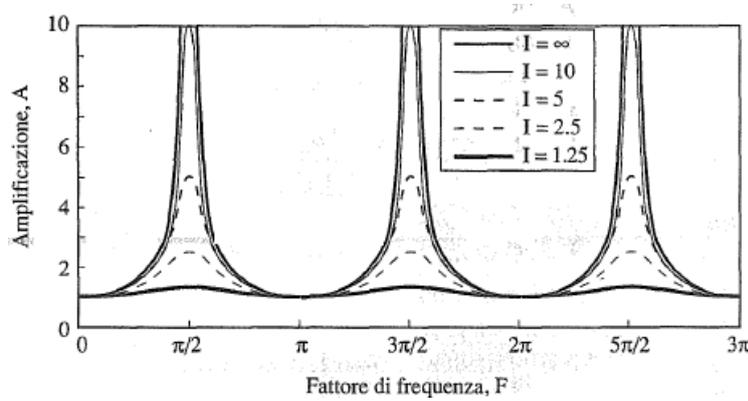


Figura 2.17 - Funzione di amplificazione relativa ad uno strato omogeneo elastico su substrato deformabile

In definitiva la deformabilità del substrato influisce sull'amplificazione in maniera analoga alla non linearità del comportamento del terreno, attenuando l'amplificazione (e impedendo di raggiungere valori infiniti), però in misura uguale al variare della frequenza (e non solo in corrispondenza di determinati valori di frequenza), e in maniera tanto più marcata quanto minore è il contrasto d'impedenza tra substrato e terreno.

2.3.3 Strato di terreno omogeneo visco-elastico su substrato rigido

Un modello di riferimento più realistico è ottenuto assimilando il terreno a un mezzo visco-elastico lineare, così da considerare anche i fenomeni di dissipazione e smorzamento, sempre presenti nei modelli fisici reali.

L'equazione differenziale di equilibrio dinamico è in questo caso:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial z^2} \quad (2.12)$$

Con η coefficiente di viscosità.

La funzione di amplificazione $A_d(\omega)$ (modulo di quella di trasferimento) in questo caso è pari a:

$$A_d^*(\omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 F + (DF)^2}} \quad (2.13)$$

Per un ciclo di sollecitazione armonica a frequenza ω vale la relazione:

$$D = \frac{\eta \omega}{2G} \quad (2.14)$$



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

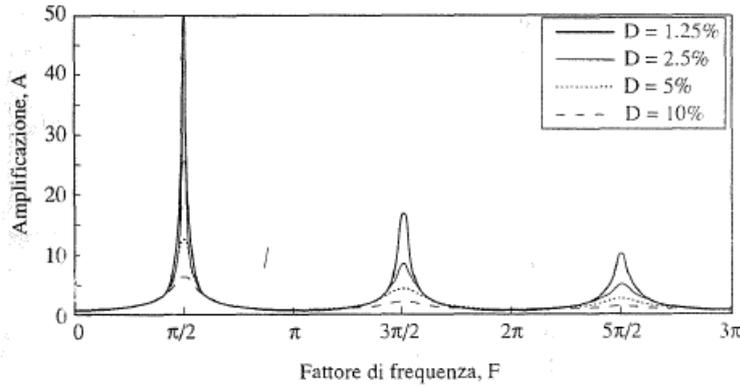


Figura 2.18 – Funzione di amplificazione relativa ad uno strato omogeneo visco-elastico su substrato rigido.

L'andamento della funzione di amplificazione è illustrato in Figura 2.18 con il fattore di frequenza F per diversi valori di smorzamento D . L'andamento della funzione di amplificazione in assenza di smorzamento ($D = 0$) è la stessa del substrato deformabile e terreno linearmente elastico, mentre per valori positivi, comunque piccoli ($D > 0$) la funzione non è più periodica e presenta valori massimi finiti poiché il denominatore è sempre maggiore di 0.

In definitiva, per uno strato omogeneo a comportamento visco-elastico lineare poggiante su substrato rigido, il valore massimo dell'amplificazione, attinto in corrispondenza della frequenza fondamentale, dipende soltanto dallo smorzamento del terreno ed è inversamente proporzionale ad esso. L'influenza dello smorzamento interno sulla funzione di amplificazione è sempre più significativa all'aumentare di f ; per elevati valori di D , alle altre frequenze si possono verificare fenomeni di attenuazione del moto sismico, anziché di amplificazione.

2.3.4 Strato di terreno omogeneo visco-elastico su substrato deformabile

Questo caso è la generalizzazione di tutti i problemi precedenti. La funzione di amplificazione può essere espressa in forma semplice:

$$(A_d^*)_{max,n} \approx \frac{1}{\mu + (2n - 1) \frac{\pi}{2} D} \quad \text{per } n = 1, 2, \dots, \infty \quad (2.15)$$

Il valore massimo assoluto si ottiene in corrispondenza della frequenza fondamentale $n=1$:

$$(A_d^*)_{max,1} \approx \frac{1}{\mu + \frac{\pi}{2} D} \quad (2.16)$$



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

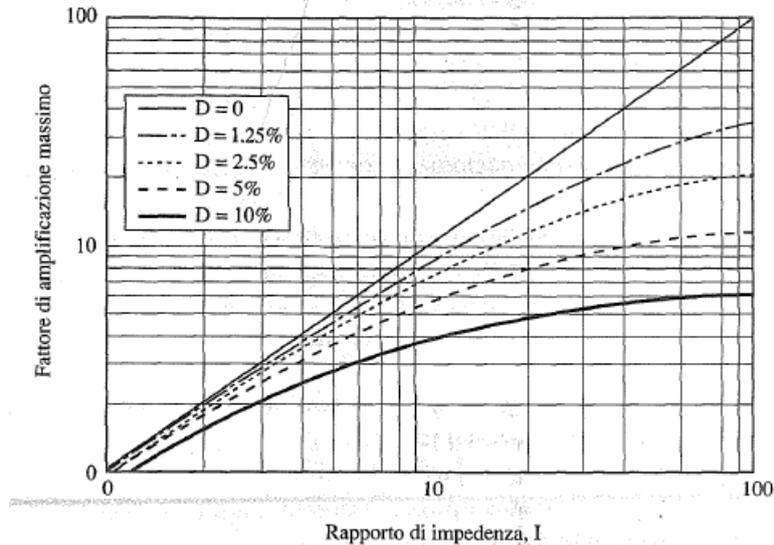


Figura 2.19 – Influenza del rapporto di impedenza I sull'amplificazione massima relativa alla frequenza fondamentale, nel caso di strato omogeneo visco-elastico su substrato deformabile.

L'espressione della funzione di amplificazione è difficilmente rappresentabile in una forma compatta. Per smorzamento nullo ($D = 0$) si ottiene la stessa espressione relativa al caso di substrato deformabile e terreno lineare elastico; il massimo picco di amplificazione è proporzionale al rapporto di impedenza I . Il rapporto di impedenza ha un effetto analogo a quello dello smorzamento del terreno sul massimo fattore di amplificazione. Si può quindi definire un *fattore di smorzamento efficace* D_{ef} :

$$D_{ef} = D + D_r = D + \frac{2}{\pi I} \quad (2.17)$$

con D che rappresenta lo smorzamento interno del terreno e D_r , che dipende dal contrasto d'impedenza tra terreno e roccia (rappresentativo quindi dello smorzamento associato alla perdita di energia per radiazione).

Anche per questo modello, i valori di frequenza e periodi fondamentali sono forniti dalle espressioni del paragrafo 2.3.1. Il valore massimo della funzione di amplificazione si verifica in corrispondenza della frequenza fondamentale f_1 :

$$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{V_S}{4H} \quad (2.18)$$

Il periodo fondamentale dello strato vale:

$$T_1 = \frac{1}{f_1} = \frac{4H}{V_S} \quad (2.19)$$



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

2.3.5 Eterogeneità del terreno, modello a strati, modello a masse concentrate

Raramente si presenta il caso di deposito omogeneo, caratterizzato da valori uniformi dei parametri fisico-meccanici (densità, peso specifico, resistenza al taglio, ...) per tutto lo spessore. In generale, infatti, le caratteristiche del terreno variano con continuità. Occorre quindi considerare l'eterogeneità del mezzo.

2.3.5.1 Eterogeneità del terreno, mezzo continuo

Il modulo di taglio G di un terreno è proporzionale ad una potenza della tensione effettiva. In letteratura sono state proposte differenti soluzioni per esprimere la risposta sismica di un sottosuolo caratterizzato da variazioni continue di rigidità con la profondità.

In Figura 2.20 è diagrammata, con linea continua, l'ampiezza $A(F)$ della funzione di amplificazione per un deposito con grado di eterogeneità α pari a 0.5, per due valori di smorzamento ($D=5\%$, $D=10\%$). Sono anche riportati i primi picchi delle funzioni di amplificazione per diversi valori di α .

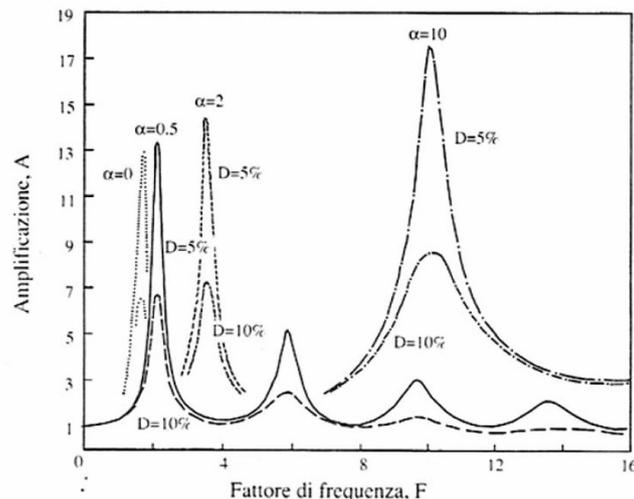


Figura 2.20 – Funzioni di amplificazione per $\alpha=0;0.5;10$ e $D=5\%;10\%$

Al crescere del grado di eterogeneità α i diagrammi evidenziano sia un aumento della prima frequenza fondamentale che un incremento del fattore di amplificazione.

Quindi l'effetto dell'eterogeneità del terreno sulla funzione di amplificazione si traduce in un avvicinamento delle frequenze fondamentali del deposito e in un aumento dei picchi di amplificazione, rispetto al caso di sottosuolo omogeneo. Entrambi i fattori implicano che ridurre un sottosuolo con proprietà di rigidità in aumento con la profondità ad un banco omogeneo equivalente può significare sottostimare anche notevolmente i potenziali effetti di amplificazione del moto sismico.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

2.3.5.2 Modello a strati e Modello a masse concentrate

I modelli di rappresentazione sono visibili in Figura 2.21.

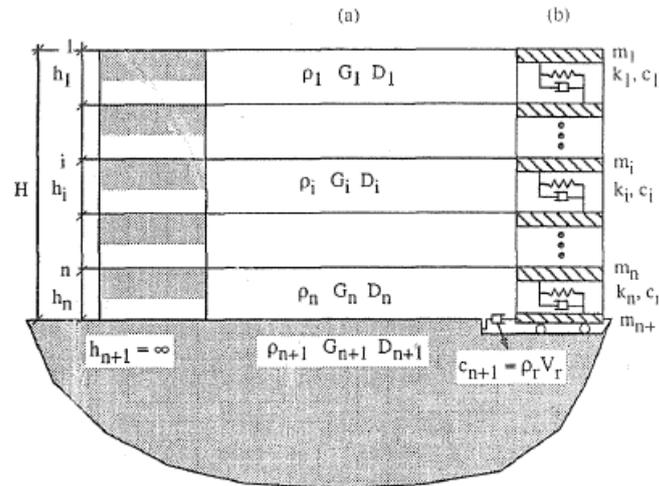


Figura 2.21 – Sottosuolo stratificato discretizzato in strati continui (a) e masse concentrate (b)

In entrambi i modelli l'analisi di risposta locale viene effettuata risolvendo le equazioni del moto, nota l'eccitazione sismica in corrispondenza del basamento.

Modello a strati continui: il terreno è un mezzo continuo multistrato, in cui ogni strato è assunto omogeneo ed a comportamento viscoelastico lineare. La previsione del moto dell'intero sistema si ottiene a partire dall'equazione differenziale di equilibrio dinamico che governa il fenomeno della propagazione delle onde in ciascuno strato omogeneo:

$$\rho_i \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} - \eta_i \frac{\partial^3 u_i}{\partial t \partial z^2} - G_i \frac{\partial^2 u_i}{\partial z^2} = 0 \quad (2.20)$$

dove con z si è indicata la coordinata locale nel generico strato.

Questa è la schematizzazione utilizzata dal software di risoluzione numerica STRATA. Per unitarietà di trattazione si è preferito descrivere la teoria analitica nel paragrafo in cui viene descritto il software, a cui si rimanda (paragrafo 2.4.1).

Modello a masse concentrate: la stratigrafia viene ricondotta ad una serie di masse, concentrate in corrispondenza della superficie di separazione degli strati e collegate tra loro da molle e smorzatori viscosi in modo da costituire un sistema ad n gradi di libertà. Questa schematizzazione è sostanzialmente la stessa di quella utilizzata nei modelli FEM. Nel presente lavoro di dottorato una descrizione della schematizzazione del modello FEM è riportata al capitolo successivo (paragrafo 3.2), dato che le analisi tramite modelli numerici FEM (LSR2D) è stata la parte principale del lavoro di dottorato.

In definitiva l'eterogeneità del deposito con la profondità è comunque un fattore importante nella stima della risposta sismica locale, di cui si può tenere conto utilizzando modelli più complessi, ma anche più adatti ad una situazione di deposito non omogeneo, supportati da un'adeguata caratterizzazione stratigrafica del



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

terreno e da una campagna di prove in sito e in laboratorio che consentano di ricavare il profilo continuo delle V_s o del modulo di taglio G .

2.3.6 Effetti dovuti alla non linearità del comportamento del terreno

La non linearità del comportamento del terreno costituisce uno dei fattori che maggiormente influenzano la risposta sismica locale, soprattutto per terreni soffici e in corrispondenza di eventi sismici di una certa intensità (da moderata a forte).

Il comportamento non lineare del terreno causa una differente risposta sismica del sottosuolo a livelli crescenti di eccitazione sismica.

L'influenza della non linearità del comportamento del terreno sulla deformazione di taglio massima γ_{max} , sul modulo di taglio G , sul rapporto di smorzamento D e sull'accelerazione di picco all'interno del deposito a_{max} , è stata osservata, da un punto di vista qualitativo, in riferimento a un deposito di terreno omogeneo poggiante su un substrato roccioso (Figura 2.22) al quale è stato applicato un input sismico, caratterizzato da valori progressivamente crescenti del picco d'accelerazione massima, $a_{max,r}$ e quindi da sollecitazioni che producono sul terreno un comportamento sempre meno lineare. In particolare, è possibile osservare come all'aumentare del picco d'accelerazione di input su roccia, per effetto della non linearità, aumenti, a parità di profondità, la deformazione di taglio massima γ_{max} , il rapporto di smorzamento D e si riduca il modulo di taglio G , causando una perdita di rigidità nel terreno e un incremento della sua capacità dissipativa. L'accelerazione massima su deposito, invece, a bassi livelli energetici, e quindi presumibilmente in un campo ancora lineare, tende ad aumentare con l'incremento della sollecitazione, a parità di profondità, mostrando sempre un andamento crescente dal bedrock alla superficie (curve 1 e 2 di Figura 2.22), mentre per elevati valori dell'accelerazione di input su roccia, inizia a diminuire, invertendo l'andamento al variare della profondità (curva 3 Figura 2.22d). A questi livelli deformativi, in cui il terreno assume un comportamento decisamente non lineare, si verifica nel deposito un'attenuazione del moto sismico piuttosto che un'amplificazione, dovuta principalmente all'incremento delle proprietà dissipative (che causano un'attenuazione generalizzata delle ampiezze del segnale).

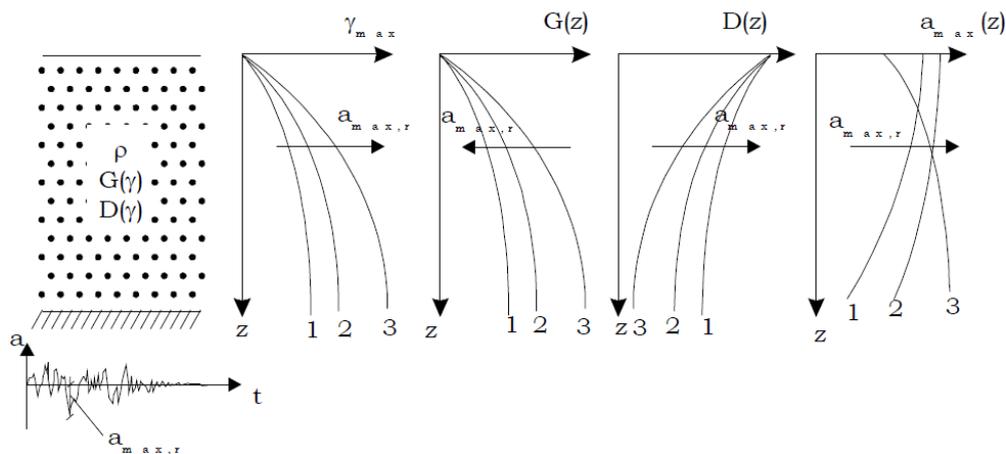


Figura 2.22 – Variazione dei profili di deformazione tangenziale massima (a), modulo di taglio (b) e fattore di smorzamento (c) mobilitanti, e dell'accelerazione massima (d) nel terreno, al crescere dell'accelerazione massima su roccia $a_{max,r}$



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Quindi l'effetto di non linearità si può tradurre in una riduzione del fattore di amplificazione all'aumentare del livello di accelerazione su roccia. Nella Figura 2.23 è illustrata questa tendenza in cui sono riportate le curve medie dell'accelerazione di picco in superficie in funzione di quella su roccia, ottenute sulla base di un'elaborazione statistica di registrazioni accelerometriche di numerosi eventi sismici.

Distinguendo tali dati, e quindi le relative curve, in funzione del tipo di terreno costituente il deposito, vengono individuate tre principali categorie: terreni consistenti (ghiaie e sabbie addensate, argille consistenti), terreni incoerenti di elevato spessore (maggiore di 75 m) e terreni teneri (sabbie sciolte, argille molli o di media consistenza).

Dall'analisi delle curve si può osservare come per valori del picco di accelerazione massima su roccia minori di 0.1 g (e quindi per eventi di piccola intensità) tutti i terreni amplificano il moto sismico in superficie (in misura maggiore i terreni più teneri), mentre per valori maggiori (e quindi per eventi di maggiore intensità) si assiste ad una progressiva deamplificazione dell'accelerazione più marcata per i terreni più teneri. Questo significa che l'effetto della non linearità del comportamento del terreno si traduce in una riduzione del picco di accelerazione massima e del fattore di amplificazione e quindi ad un'attenuazione del moto sismico tanto più evidente per i terreni classificati come teneri.

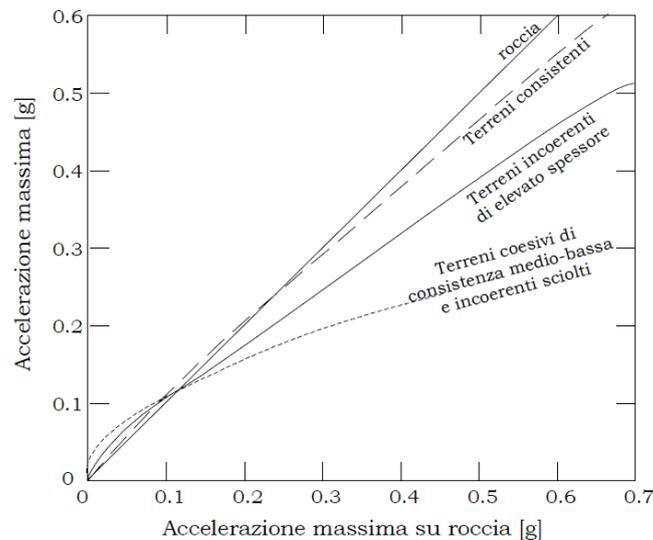


Figura 2.23 – Variazione dell'accelerazione massima in superficie con l'accelerazione massima su roccia per depositi vari

In realtà, non disponendo di dati sperimentali relativi ad eventi con valori di picco superiori a 0.2 g, l'andamento di tali curve per questi valori è stato ricavato per estrapolazione. Per questo motivo è stato riproposto nel 1991 (Idriss) un diagramma analogo (Figura 2.24), che in parte conferma i risultati precedentemente ottenuti ma che introduce, altresì, delle correzioni circa il campo di accelerazioni in cui tali attenuazioni si verificano e alla loro entità. Infatti, riportando per i terreni classificati come teneri i dati già disponibili e integrandoli con i dati sperimentali relativi agli eventi di Città del Messico e di Loma Prieta, sempre nel campo di accelerazioni inferiori a 0.2 g, ed effettuando per valori di accelerazione superiori a 0.2 g delle analisi numeriche anziché delle semplici estrapolazioni, è stato osservato che:



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

I valori di picco di accelerazione in superficie sono sistematicamente maggiori, rispetto a quelli precedentemente trovati, sia in campo lineare (con maggiori amplificazioni) che non lineare (con attenuazioni più ridotte);

Il campo di accelerazioni su roccia (e quindi di intensità dell'evento) in cui il comportamento del terreno si può ritenere lineare (e si verificano delle amplificazioni) è quasi il doppio di quello precedentemente stimato (fino a 0.4 g).

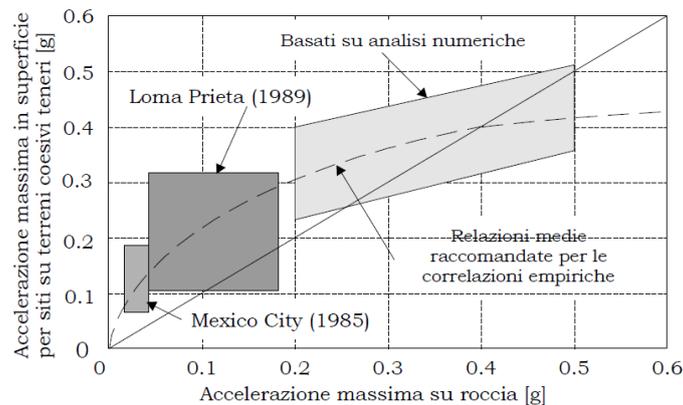


Figura 2.24 – Variazione dell'accelerazione massima in superficie con l'accelerazione massima su roccia per terreni coesivi teneri

Riportando i risultati delle analisi numeriche (Figura 2.25) in termini di spettri di risposta dell'accelerazione per uno smorzamento del 5 %, si può osservare come per le argille di più elevata plasticità, caratterizzate da un comportamento più spiccatamente lineare, vi sia un picco di amplificazione piuttosto elevato (0.45 g ÷ 0.65 g) e collocabile ad una frequenza pari circa a quella stimata per il deposito, mentre per le argille di media e bassa plasticità, il picco tende a ridursi in ampiezza e a spostarsi in corrispondenza di periodi più elevati, fino a raggiungere, per l'argilla a più basso indice di plasticità ($I_p = 15\%$), un picco di 0.15 g uniformemente distribuito per tutto il campo di periodi.

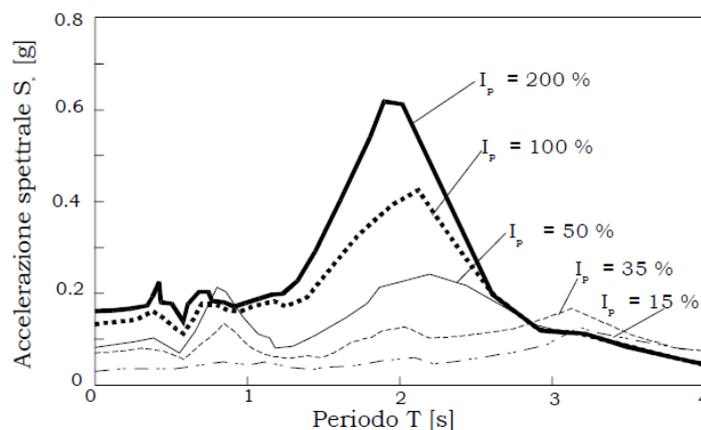


Figura 2.25 – Influenza del grado di non linearità del comportamento del terreno, espresso dall'indice di plasticità, sulla risposta sismica di un sottosuolo



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Emerge che la *funzione di amplificazione non è una proprietà del sito* ma dipende dalla combinazione tra caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo, ampiezze e contenuto in frequenza del moto sismico del basamento, e incidenza del comportamento non lineare dei terreni. La risposta sismica locale è fortemente influenzata dalla suscettibilità dei terreni ad esibire un comportamento più o meno lineare.

2.4 Modellazione numerica

In generale non è possibile sviluppare soluzioni analitiche al problema della risposta sismica locale per configurazioni più complesse rispetto a quelle descritte nei paragrafi precedenti e quindi è necessario ricorrere alla modellazione numerica.

Attraverso i modelli numerici si può tenere in conto, in particolare:

- delle caratteristiche di non linearità dei terreni;
- di geometrie diverse da quelle a strati piani e paralleli (1D), quindi di configurazioni 2D e 3D.

Con riferimento al primo punto, le possibili procedure utilizzate per l'introduzione del legame non lineare nella soluzione dell'equilibrio dinamico del sistema si distinguono in:

- Analisi lineare equivalente: esecuzione di una sequenza di analisi lineari complete, con aggiornamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza;
- Analisi non lineare incrementale: integrazione passo passo dell'equazione del moto, modificando contestualmente i valori dei parametri di rigidità e smorzamento.

Con riferimento al secondo punto, le analisi di geometrie 2D e 3D sono in genere condotte attraverso il metodo degli elementi finiti. Nel caso 2D, in particolare, si utilizzano elementi finiti con formulazione *plain-strain*. Con le analisi monodimensionali è possibile mettere in evidenza esclusivamente l'effetto di sito correlato ai contrasti di impedenza sismica e quindi alla successione stratigrafica (*effetti stratigrafici*). Attraverso le analisi bi e tridimensionali è possibile mettere in evidenza anche gli effetti di sito dovuti a particolari configurazioni geomorfologiche (ad es. effetti di bacino).

Nei prossimi paragrafi si presentano e vengono comparati i codici di calcolo di cui alla tabella che segue.

Software	Geometria	Tipo di Modellazione	Metodo di Risoluzione	Tipo di Analisi
STRATA	1D	A Strati	Dominio delle frequenze Uso della Funzione di Trasferimento	Lineare Equivalente
LSR2D	2D	FEM	Dominio del tempo Integrazione diretta dell'equazione del moto	Lineare Equivalente
OpenSees	2D/3D	FEM	Dominio del tempo Integrazione diretta dell'equazione del moto	Non Lineare

Tabella 2.1 – Caratteristiche dei codici di calcolo STRATA, LSR2D e OpenSees.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

2.4.1 STRATA

STRATA calcola la risposta sismica locale di una colonna di terreno monodimensionale utilizzando la propagazione delle onde lineari con proprietà dinamiche del terreno dipendenti dalla deformazione. Il terreno è modellato secondo il metodo dell'analisi lineare equivalente, utilizzato per la prima volta dal software SHAKE (Schnabel et al. 1972; Idriss & Sun 1992). Similmente a SHAKE, STRATA calcola solo la risposta per onde di taglio polarizzate orizzontalmente e propagate verticalmente attraverso un sito con strati orizzontali.

Il codice di calcolo STRATA così come SHAKE fa uso diretto della soluzione analitica ricavata con il modello a strati (2.3.5.2). Lavora pertanto nel dominio delle frequenze attraverso le trasformate di Fourier e le funzioni di trasferimento. Di seguito viene esplicitato sinteticamente il metodo.

Per la propagazione delle onde lineari elastiche e unidimensionali, si assume che il terreno si comporti come un solido Kelvin-Voigt, in cui la risposta dinamica è descritta utilizzando una molla puramente elastica e un "dashpot" (smorzatore) puramente viscoso (Kramer, 1996). La soluzione dell'equazione d'onda monodimensionale per una singola frequenza d'onda (ω) che fornisce lo spostamento (u) in funzione della profondità (z) e del tempo (t) (Kramer, 1996) è la seguente:

$$u(z, t) = A \exp[i(\omega t + k^* z)] + B \exp[i(\omega t - k^* z)] \quad (2.21)$$

Nell'equazione sopra riportata, A e B rappresentano rispettivamente le ampiezze delle onde verso l'alto ($-z$) e verso il basso ($+z$) (Figura 2.26). Il numero d'onda complesso (k^*) nell'equazione è correlato al modulo di taglio (G), al rapporto di smorzamento (D) e alla densità di massa (ρ):

$$k^* = \frac{\omega}{V_s^*} \quad (2.22)$$

$$V_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} \quad (2.23)$$

$$G^* = G(1 - 2D^2 + i2D\sqrt{1 - D^2}) \cong G(1 + i2D) \quad (2.24)$$

G^* e V_s^* sono denominati, rispettivamente, modulo di taglio complesso e velocità dell'onda di taglio complessa.

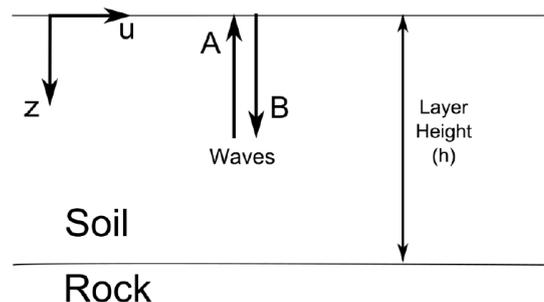


Figura 2.26 – Rappresentazione schematica dell'onda ascendente (A) e discendente (B).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

L'equazione sopra riportata si applica solo a un singolo strato con proprietà uniformi del terreno e le ampiezze delle onde (A e B) possono essere calcolate dalle condizioni al contorno dello strato.

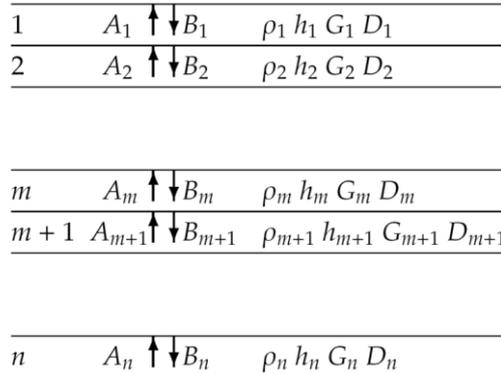


Figura 2.27 - Rappresentazione schematica delle onde ascendenti e discendente per un sistema multistrato

Per un sistema a strati, mostrato nella Figura 2.27, le ampiezze delle onde vengono calcolate utilizzando formule ricorsive sviluppate mantenendo la compatibilità dello spostamento e della tensione di taglio ai limiti dello strato. Utilizzando queste ipotesi, vengono sviluppate le seguenti formule ricorsive (Kramer, 1996):

$$A_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1 + \alpha_m^*) \exp(ik_m^* h_m) + \frac{1}{2}B_m(1 - \alpha_m^*) \exp(-ik_m^* h_m) \quad (2.25a)$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1 - \alpha_m^*) \exp(ik_m^* h_m) + \frac{1}{2}B_m(1 + \alpha_m^*) \exp(-ik_m^* h_m) \quad (2.25b)$$

dove m è il numero dello strato, h_m è l'altezza dello strato e α_m è il rapporto di impedenza complesso. Il rapporto di impedenza complesso è definito come:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m^* V_{s,m}^*}{\rho_{m+1}^* V_{s,m+1}^*} \quad (2.26)$$

e quantifica le ampiezze relative delle onde ascendenti e discendenti. Sulla superficie della colonna di terreno ($m = 1$), lo sforzo di taglio deve essere pari a zero; quindi, le ampiezze delle onde ascendenti e discendenti devono essere uguali ($A_1 = B_1$).

Le ampiezze delle onde (A e B) vengono calcolate all'interno del profilo del suolo per ciascuna frequenza (assumendo rigidità e smorzamento noti all'interno di ciascuno strato) e sono utilizzate per calcolare la risposta sulla superficie di un sito. Questo calcolo viene eseguito ponendo $A_1 = B_1 = 1$ in superficie e ricorsivamente calcolando le ampiezze d'onda (A_{m+1}, B_{m+1}) negli strati successivi fino a che non viene raggiunto il livello di input (base). La funzione di trasferimento tra il movimento nello strato di interesse (m) e nello strato roccioso (n) alla base del deposito è definito come:

$$TF_{m,n} = \frac{u_m(\omega)}{u_n(\omega)} = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad (2.27)$$



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

dove ω è la frequenza dell'onda armonica. La funzione di trasferimento è il rapporto tra l'ampiezza del movimento (spostamento, velocità o accelerazione) tra due strati di interesse e varia con la frequenza.

La risposta al livello di interesse viene calcolata moltiplicando lo spettro di ampiezza di Fourier del movimento della roccia in ingresso per la funzione di trasferimento (convoluzione):

$$Y_m(\omega) = TF_{m,n}(\omega)Y_n(\omega) \quad (2.28)$$

dove Y_n è lo spettro di ampiezza di Fourier in ingresso allo strato n e Y_m è lo Spettro di ampiezza di Fourier nella parte superiore dello strato di interesse.

Un problema che deve essere considerato è che lo spettro di Fourier in ingresso rappresenta tipicamente un movimento sulla superficie libera (“*outcrop*”). Il dato di partenza, infatti, è la pericolosità sismica di base, che, come visto al capitolo precedente, è definita in condizioni ideali di campo libero (superficie) su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Sulla superficie libera le ampiezze delle onde ascendenti e discendenti sono uguali ($A_1 = B_1$), mentre alla base di un deposito (“*within*”) le ampiezze delle onde non sono uguali (Figura 2.28).

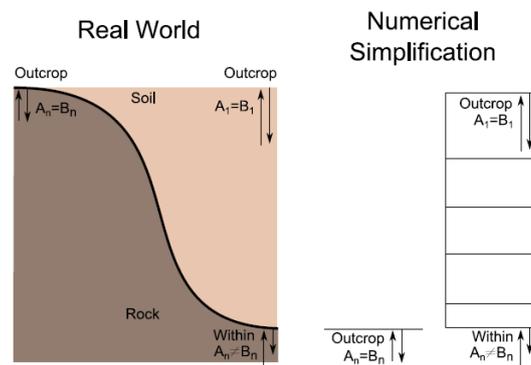


Figura 2.28 – Schematizzazione delle configurazioni di input in “*outcrop*” e “*within*”.

Il cambiamento delle condizioni al contorno ($A_n = B_n$ in superficie, $A_n \neq B_n$ alla base di un deposito di terreno) deve essere preso in considerazione. I movimenti in qualsiasi superficie libera sono indicati come movimenti di affioramento (*outcrop*) e le loro ampiezze sono descritte dal doppio dell'ampiezza dell'onda ascendente ($2A$). L'equazione per il calcolo della funzione di trasferimento tra due strati del deposito sopra riportata può essere modificata per trasferire un movimento di affioramento a un movimento di superficie interno (*within*). Questo risultato si ottiene moltiplicando l'equazione per una funzione di trasferimento tale che i movimenti dell'affioramento (*outcrop*) sono traslati in un movimento interno alla base della colonna di terreno (*within*). Per un input dato all'affioramento (come è sempre nei problemi pratici) è quindi necessaria una seconda funzione di trasferimento per traslare dal movimento affiorante ad un movimento interno. La funzione di trasferimento combinata è così definita:



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

$$TF_{m,n} = \frac{A_n + B_n}{\underbrace{2A_n}_{\substack{\text{outcrop} \\ \text{to within}}}} \cdot \frac{A_m + B_m}{\underbrace{A_n + B_n}_{\substack{\text{within} \\ \text{to layer } n}}} \quad (2.29)$$

Quest'ultimo aspetto è molto importante, perché il software permette di considerare sia input in affioramento (outcrop) che alla base del deposito (within). A parità di input (accelerogramma) la differenza tra le due schematizzazioni è notevole, e ciò si può verificare dal confronto tra le funzioni di trasferimento, come nell'esempio riportato in Figura 2.29.

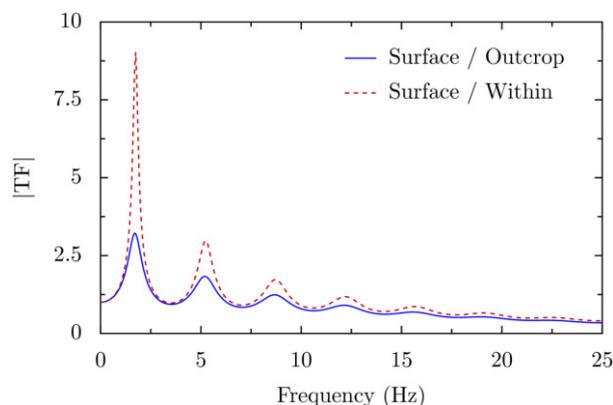


Figura 2.29 – Tipico rapporto tra la funzione di trasferimento nella configurazione Outcrop e Within.

Dall'esempio di Figura 2.29 è possibile vedere quanto può essere sovrastimata la risposta simica locale di un sito, se erroneamente viene selezionata la configurazione within per effettuare l'analisi rispetto a un accelerogramma spettro compatibile di normativa, che invece è fornito in affioramento (outcrop).

È possibile notare, in ultima analisi, come il codice di calcolo che utilizza STRATA è piuttosto “semplice” tanto da permetterne una implementazione in Excel. Il software EERA, ad esempio, è un applicativo fornito in Excel del tutto analogo a STRATA. L'implementazione in Excel in autonomia è effettivamente agevole, se si considerano costanti le caratteristiche del terreno (G e D) per qualsiasi livello deformativo. Come detto, però, le caratteristiche del terreno non sono costanti. STRATA per tenere conto della variabilità delle caratteristiche del terreno usa il metodo lineare equivalente. Quindi non affronta direttamente il problema della non linearità ma si limita a eseguire delle analisi lineari, esattamente secondo lo schema sopra descritto, effettuando a valle di ogni analisi una verifica sui valori di G e D con correzione in base al livello deformativo raggiunto, ripetendo le analisi fino a convergenza. Questa procedura iterativa è svolta da STRATA automaticamente. STRATA inoltre effettua una “meshatura” (suddivisione in “sottostrati”) automatica, che risulta fondamentale per lo svolgimento dell'analisi lineare equivalente. Sebbene infatti uno strato inizialmente è rappresentato da un'unica coppia di valori di G e D per tutto lo spessore, dopo la prima analisi (prima iterazione) non è più così, dato che i valori di deformazione non saranno identici lungo tutto lo spessore dello strato e quindi nemmeno i valori di G e D che sono corretti in base al livello deformativo di output. Inoltre, ci sono le operazioni relative alle trasformate e anti trasformate di Fourier, sempre eseguite automaticamente da STRATA. Sono questi i vantaggi dell'uso di un software come STRATA (o EERA) rispetto a un foglio di calcolo *self made*.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Per una descrizione più puntuale del metodo dell'analisi lineare equivalente si rimanda al capitolo successivo, dove viene descritto il codice di calcolo che è stato principalmente adottato per le analisi di risposta sismica locale del lavoro di dottorato (LSR2D, vedi paragrafo 3.2).

2.4.2 LSR2D

Il software LSR2D (Local Seismic Response 2d) consente di effettuare una modellazione bidimensionale del problema della risposta sismica locale mediante un approccio agli elementi finiti, nel dominio del tempo, in tensioni totali, utilizzando un modello di sottosuolo alla Kelvin-Voigt.

Poiché l'analisi tramite modelli numerici di LSR2D è stata la parte principale del lavoro di dottorato, si rimanda la descrizione di dettaglio al capitolo successivo, in modo da presentarla in relazione ai casi concreti esaminati.

Nel paragrafo 2.4.4 sarà riportato un confronto tra i tre codici di calcolo presentati (STRATA, LSR2D ed OpenSees). Con LSR2D e OpenSees è possibile simulare anche geometrie monodimensionali con una opportuna definizione del modello e delle condizioni al contorno. Di seguito si riportano solo alcune immagini di output relative all'esempio oggetto di confronto, per dimostrare la correttezza impostazione del modello per la simulazione di un problema 1D in LSR2D.

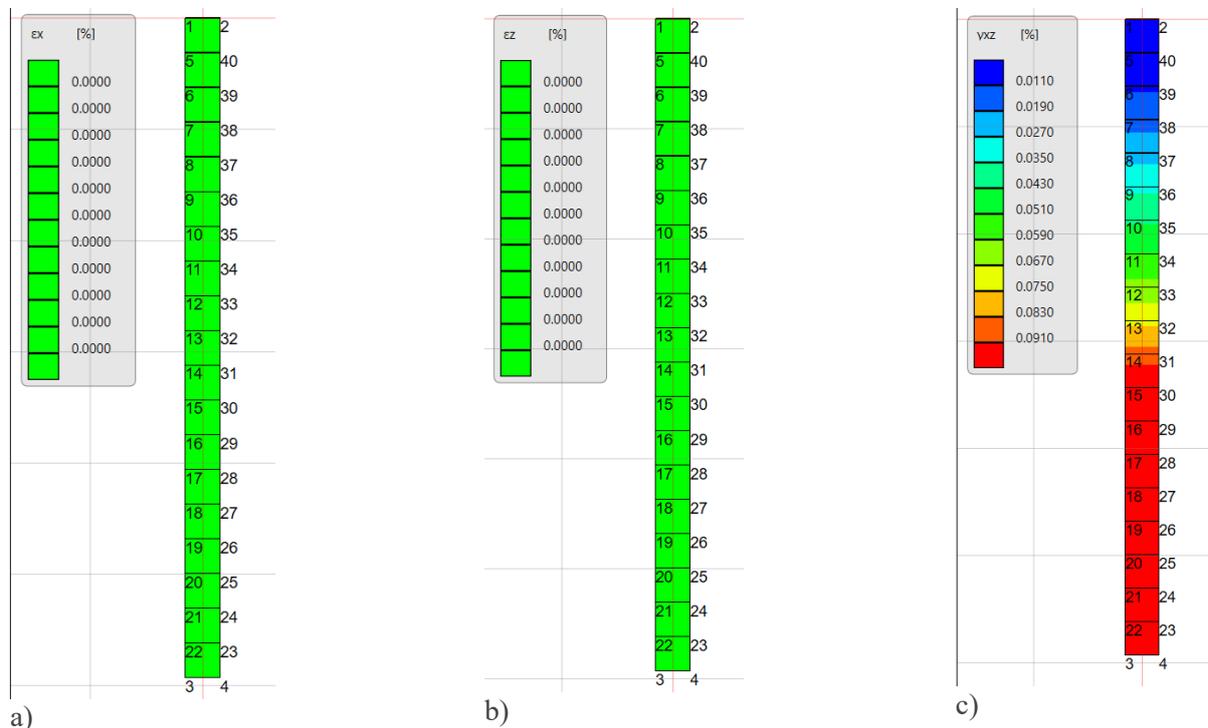


Figura 2.30 – Rappresentazione tramite colormap delle tre componenti di deformazione (valori massimi) - LSR2D. a) dilatazione asse x (orizzontale) - ex; b) dilatazione asse z (verticale) - ez; c) scorrimento (distorsione angolare) assi xz - exy.

La visualizzazione dei valori di deformazione evidenzia come l'unica componente diversa da zero sia quella relativa alla distorsione angolare⁵. La deformata risultante è pertanto di tipo shear type (1D) come assunto nelle ipotesi. LSR2D permette di rappresentare ciò anche attraverso i cerchi del Mohr. Si riporta a seguire (Figura 2.31) la rappresentazione dei cerchi del Mohr su un elemento della colonna (elemento 18).

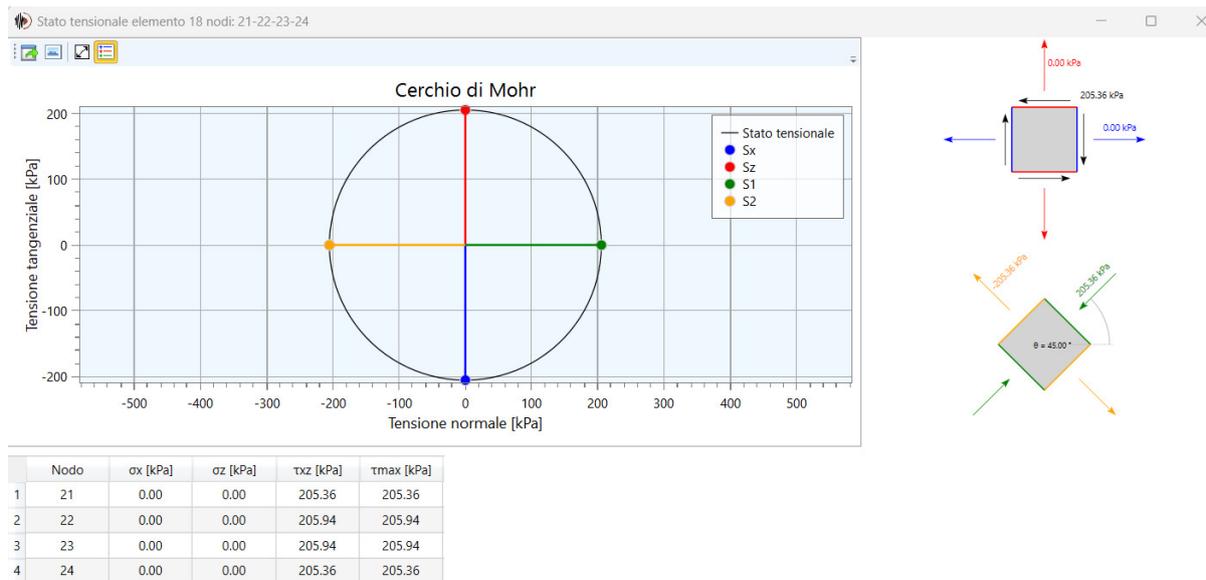


Figura 2.31 – Rappresentazione delle tensioni nel piano di Mohr (circoli) in un punto della colonna. È facile verificare come lo stato di tensione sulle giaciture x e z sia puramente di taglio.

2.4.3 OpenSees

OpenSees (<http://opensees.berkeley.edu/>) è un programma “open-source” agli elementi finiti, sviluppato presso l’Università della California di Berkeley, su finanziamento del governo U.S.A. (Award National Science Foundation Number EEC-9701568) ed impiegato nell’ambito dell’ingegneria sismica per la simulazione della risposta non lineare di sistemi strutturali e geotecnici.

La sua caratteristica di essere appunto “aperto” permette allo stesso di essere in continua evoluzione e, grazie al contatto ed all’interscambiabilità tra utilizzatori e sviluppatori, ricco di continui aggiornamenti.

OpenSees non viene fornito con un’interfaccia grafica, pertanto occorre conoscere i comandi testuali. Sebbene sia senz’altro uno svantaggio, ciò consente di avere un controllo del modello impossibile in qualsiasi altro software di questo tipo. È possibile, infatti, verificare esattamente il codice che il software elaborerà nelle analisi senza alcun filtro di interfaccia grafica, che a volte può “occultare” informazioni preziose. Esistono, inoltre, delle interfacce grafiche sviluppate da aziende/soggetti esterni (ci si riferisce in particolare a STKO e a Gid+OpenSees). Attraverso l’uso di queste interfacce grafiche è possibile cogliere sia i vantaggi della visualizzazione tramite interfaccia, sia i vantaggi di potere “investigare” (e modificare se opportuno) il codice

⁵ LSR2D separa la condizione associata alla forza di gravità dalla condizione sismica; perciò, i valori di dilatazione (compressione) sono nulli nella condizione sismica.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

testuale. Queste interfacce, infatti, sono dei pre e post-processor per OpenSees, e permettono sempre di visualizzare e modificare il file di input creato per il solutore OpenSees.

Per quanto riguarda il problema della risposta sismica locale, in OpenSees sono stati implementati dei materiali che ne permettono la simulazione (materiali UC San Diego). I modelli sono analoghi a quelli utilizzati da altri software del settore quali FLAC, FLAC3D, DYNA, ecc... (UCSD soil models). Questi sono dei materiali elasto plastici 3D per la simulazione sia dei terreni coesivi (argille) che dei terreni non coesivi (sabbie).

Essendo un programma agli elementi finiti, OpenSees ha molti elementi in comune con LSR2D. L'impostazione del problema di equilibrio dinamico è formalmente analogo a quello di LSR2D descritto nel capitolo successivo (paragrafo 3.2). La differenza sostanziale sta nel modo in cui viene considerata la non linearità del terreno. Mentre LSR2D usa il metodo lineare equivalente, quindi esegue una successione di analisi lineari "ordinarie" fino a convergenza (vedi paragrafo precedente), OpenSees effettua un'analisi non lineare. Ad ogni analisi sia LSR2D che OpenSees risolvono l'equazione del moto (espressa in forma matriciale, vedi paragrafo 3.2) attraverso la sua integrazione diretta. In LSR2D i coefficienti delle matrici di rigidezza e smorzamento sono costanti per tutta la durata di ogni analisi lineare di tentativo (analisi lineare completa) e sono corretti ed aggiornati solo a valle dell'analisi e prima di lanciare la successiva. OpenSees, poiché effettua una analisi non lineare, aggiorna costantemente (ad ogni step dell'analisi) i coefficienti delle matrici di rigidezza e smorzamento, in base alla legge costitutiva del materiale.

In OpenSees, quindi, il modulo G è aggiornato in base ad una legge costitutiva τ - γ (backbone curve) dove l'energia dissipata per effetto del comportamento anelastico del terreno (oltre la soglia elastica) è ottenuta direttamente come risultato dei percorsi isteretici dell'analisi non lineare, piuttosto che essere assunta implicitamente nel parametro D . Viene comunque inserito un parametro di smorzamento viscoso equivalente (costante, in genere secondo il modello di Rayleigh) per tenere conto esclusivamente dello smorzamento già presente quando il sistema è ancora in campo elastico, ovvero della dissipazione di energia che avviene con i processi di isteresi già presenti per deformazioni inferiori alla soglia elastica e quindi di tutti quei fenomeni di dissipazione diversi da quelli dovuti al comportamento anelastico del sistema.

Con OpenSees è possibile effettuare sia analisi 2D (con elementi plain-strain, triangolari o quadrilateri) che 3D (elementi brick e tetraedrici). È possibile modellare sia sistemi geotecnici che strutturali in un unico modello complessivo, così da poter effettuare simulazioni esplicite dei problemi di interazione terreno struttura.

Con OpenSees è possibile rappresentare l'"effettivo" comportamento non lineare e isteretico del terreno sottoposto a cicli di carico. Con LSR2D ciò non è possibile in quanto utilizza il metodo dell'analisi lineare equivalente e non fornisce, inoltre, le storie temporali delle caratteristiche di sollecitazione (le storie temporali sono fornite solo per spostamento, velocità e accelerazione dei punti di controllo). OpenSees fornisce output sotto forma di "storie temporali" per tutte le caratteristiche di sollecitazione e deformazione ed è quindi possibile rappresentare l'intera storia di carico. Questa, così come altre caratteristiche, è una dimostrazione della versatilità di questo programma, dove praticamente ogni informazione che riguarda l'elaborazione delle analisi è accessibile all'utilizzatore. L'accessibilità è pressoché totale anche in termini di caratteristiche degli algoritmi risolutivi utilizzati, dove è lasciato all'utente grande libertà di personalizzazione a scelta (scelta del tipo di algoritmo, tra cui ad esempio Newton, della modalità di integrazione dell'equazione del moto, ad esempio Newmark, ecc.). Di contro la definizione dei parametri e del modello sono molto più onerose e richiedono un "know how" nettamente maggiore rispetto ad LSR2D, che viceversa è perfettamente ottimizzato



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

in tal senso. Anche in termini computazionali le differenze sono notevoli, in quanto OpenSees “sconta” l’onere computazionale di una analisi non lineare. Per questi motivi l’uso di OpenSees è comunque da considerarsi limitato al settore accademico, mentre per scopi professionali è sicuramente più indicato un software come LSR2D.

Si riporta, a titolo di esempio, una simulazione rappresentativa di un campione di terreno “ALL3” (vedi Tabella 3.2). Il comportamento non lineare dei terreni “ALL3” è rappresentato dalle curve di decadimento in Figura 3.36. La simulazione è stata condotta su un elemento finito quadrilatero di tipo plain-strain, di un metro di lato, assegnando vincoli e azioni in modo da imprimere una deformazione distorsionale pura. È stata effettuata una simulazione con carico crescente monotonicamente e un’altra con sollecitazione armonica di periodo pari a 2 secondi e ampiezza 1 mm c.a. . Nella figura seguente sono rappresentati i risultati in termini di storia di carico.

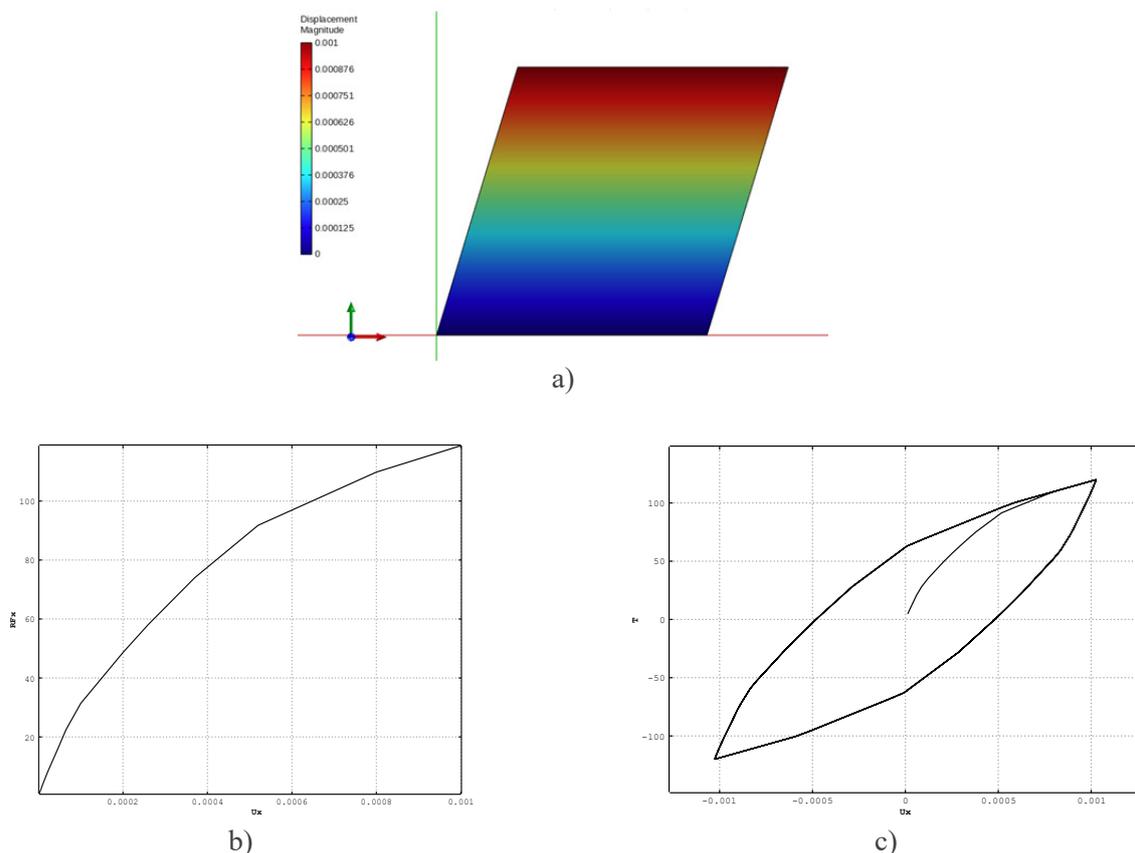


Figura 2.32 – Rappresentazione dei risultati di simulazioni su campione di terreno “ALL3”. a) Immagine del modello in OpenSees e mappa cromatica degli spostamenti istantanei. b) diagramma forza-spostamento, carico monotonicamente. c) diagramma forza-spostamento per carico ciclico. Visualizzazioni ottenute tramite STKO Asdea Software.

Dalla Figura 2.32 è possibile notare che l’andamento per prove monotoniche ripercorre la cd. curva dorsale (backbone curve), mentre l’andamento delle prove cicliche mette in evidenza cicli di isteresi stabili, come atteso.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Nel paragrafo successivo sarà riportato un confronto tra i tre codici di calcolo presentati (STRATA, LSR2D ed OpenSees). Con LSR2D e OpenSees è possibile, infatti, simulare anche geometrie monodimensionali, con una opportuna definizione del modello e delle condizioni al contorno.

Di seguito vengono sintetizzati i passaggi salienti per la costruzione del modello in OpenSees. L'analisi simula la risposta locale di una colonna di terreno stratificato situata sopra un semispazio elastico (vedi Figura 2.39). Il movimento del suolo sismico è imposto in modo da tenere conto della rigidezza finita del mezzo sottostante (semispazio elastico).

Il terreno viene simulato come un materiale di tipo PressureIndependentMultiYield (UCSD soil models). Gli elementi del terreno sono rappresentati da elementi quadrangolari a quattro nodi utilizzando la formulazione della deformazione piana (plain strain). La dimensione della mesh è stata scelta in modo da garantire un numero adeguato di elementi in relazione alla lunghezza d'onda di taglio, secondo la nota regola:

$$H < \frac{V_{Smin}}{8 \cdot f_{max}} \quad (2.30)$$

dove H è la dimensione dell'elemento, V_{Smin} la minore velocità delle onde di taglio, f_{max} la frequenza più alta da considerare. Assumendo $f_{max}=20$ Hz, dato che V_s è uguale a 450 m/s, si ottiene una dimensione massima di 2,8 m. Per semplicità si è optato per una dimensione di 2 m, in modo da avere una suddivisione esatta in 19 elementi quadrati 2x2 (la larghezza è stata impostata pari a 2 m proprio per ottenere una mesh fatta da elementi perfettamente quadrati – vedi immagine del modello sotto riportata).

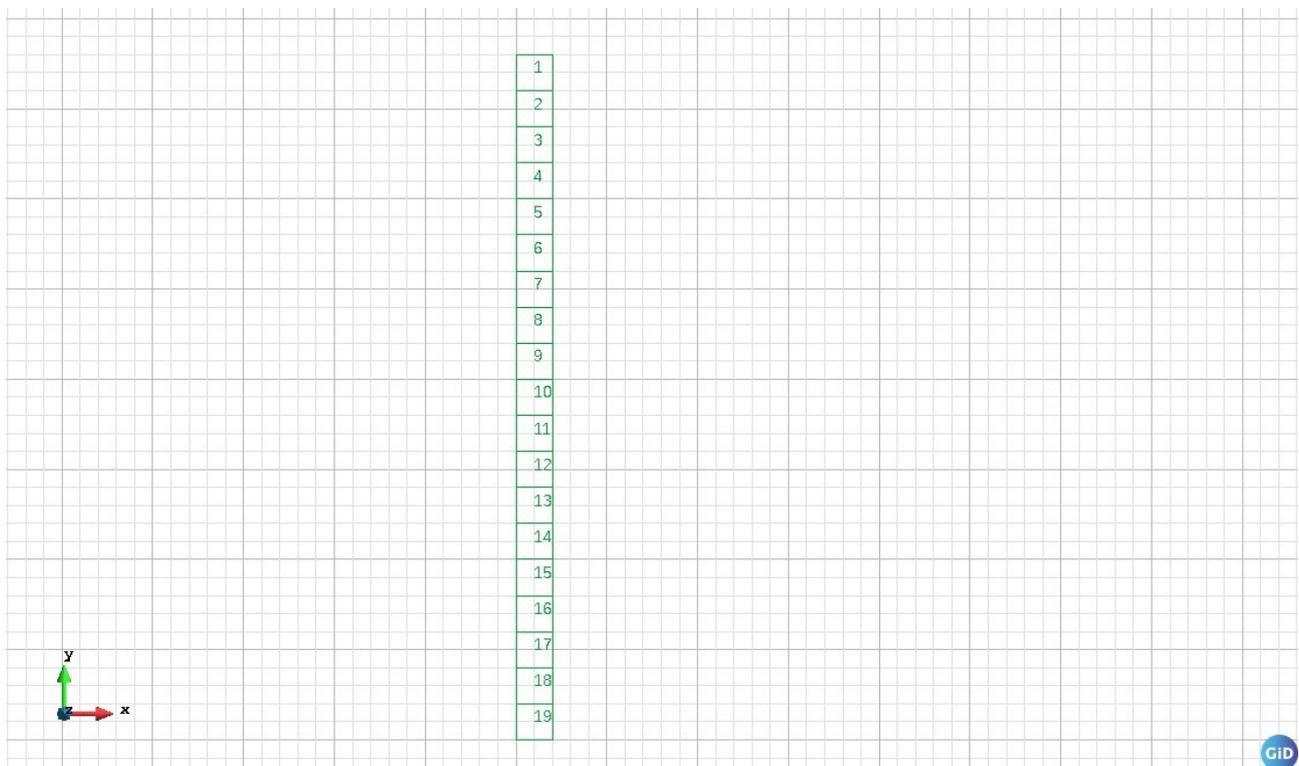


Figura 2.33 – Visualizzazione del modello della colonna di terreno di Figura 2.39 tramite l'interfaccia GiD.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

I nodi della base del suolo sono vincolati solo nella direzione y , in modo che possano muoversi solo nella direzione x .

L'analisi è suddivisa in tre intervalli. I primi due sono per l'analisi gravitazionale e il terzo e ultimo è per l'analisi sotto l'azione dinamica rappresentativa di un accelerogramma riportato al bedrock. Anche l'analisi gravitazionale è stata applicata come analisi transitoria (dinamica) con passi molto ampi. Ciò al fine di evitare conflitti combinando analisi statiche e transitorie. Il primo intervallo è per il comportamento interamente elastico, il secondo è per il comportamento elastoplastico dove l'analisi gravitazionale è ripetuta.

Si definisce il materiale `PressureIndependMultiYield` corrispondente alle caratteristiche dello strato ALL3, da assegnare a tutti i 19 elementi. La risposta plastica viene attivata a partire dall'intervallo 2 (Analisi gravitazionale elasto-plastica). Questo doppio passaggio si rende necessario proprio per via della non linearità del legame costitutivo del terreno che essendo *path dependent* necessita di una configurazione iniziale di sforzi e deformazioni, che viene ricavata in prima approssimazione in campo elastico nell'intervallo 1. Le caratteristiche principali da inserire per il materiale sono il modulo di taglio G , il modulo di compressibilità K , la densità ρ , e la curva di decadimento⁶ che il programma utilizza per costruire la legge non lineare τ - γ (backbone curve) da applicare alle analisi (vedi Figura 2.34).

Shear strain	Modulus ratio
0.000001000000	1.0000000000
0.000010000000	1.0000000000
0.000021000000	0.9600000000
0.000046000000	0.8900000000
0.000065000000	0.8800000000
0.000100000000	0.8000000000
0.000200000000	0.6200000000
0.000260000000	0.5700000000
0.000370000000	0.5100000000
0.000520000000	0.4500000000
0.000800000000	0.3500000000
0.002200000000	0.2000000000
1.000000000000	0.2000000000

Figura 2.34 – Finestra di inserimento dei dati per il materiale `PressureIndependMultiYield`, con evidenziata la scheda di inserimento della curva di decadimento G/G_0 (interfaccia GID+OpenSees).

⁶ solo la curva G/G_0 , in quanto – ad eccezione di uno smorzamento “iniziale” di entità ridotta (1,5% nell’esempio) che viene modellato alla Rayleigh secondo lo schema dello smorzatore viscoso equivalente – lo smorzamento è il risultato della legge non lineare del materiale utilizzato, visibile dai cicli di isteresi ottenuti come output.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Per avere una risposta 1D è necessario inserire la condizione “equalDOF” tra i nodi posti alla stessa quota. Questo è un comando di OpenSees che crea un vincolo tra due nodi (in Figura 2.35 è riportato uno stralcio del file testuale di input che evidenzia il comando). Così facendo si ottiene un modello di deformazione a taglio semplice, che è la condizione posta come ipotesi a monte (simulazione di un problema di propagazione monodimensionale “shear type”).

```

175
176 fix 40 1 1 1
177 fix 42 0 1 1
178
179 # -----
180 # ZERO LENGTH ELEMENTS
181 # -----
182
183 # Uniaxial materials definition used by ZeroLength elements
184 # (if they have not already been defined on this model domain)
185
186 uniaxialMaterial Viscous 34 3520 1
187
188 # ZeroLength Element Definition: element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ...
189
190 element zeroLength 20 40 42 -mat 34 -dir 1
191
192 # -----
193 # DOMAIN COMMONS
194 # -----
195
196 # -----
197
198 #
199 # Auto equalDOF commands between Quad nodes, which share the same vertical (Y) location
200 #
201
202 equalDOF 2 1 1 2
203 equalDOF 4 3 1 2
204 equalDOF 6 5 1 2
205 equalDOF 8 7 1 2
206 equalDOF 10 9 1 2
207 equalDOF 12 11 1 2
208 equalDOF 14 13 1 2
209 equalDOF 16 15 1 2

```

Figura 2.35 – Codice di input di OpenSees. È mostrato il comando equalDOF. La stringa evidenziata inserisce un vincolo tra nodo 2 e nodo 1, tale che i movimenti del nodo 1 (g.d.l. 1 e 2) siano uguali a quelli del nodo 2. L’input è stato ottenuto con l’ausilio dell’interfaccia Gid+OpenSees.

Se non si inserisse questa condizione lo stato di deformazione all’interno della colonna non sarebbe puramente di taglio, quindi incoerente con uno schema di propagazione 1D (vedi Figura 2.36).

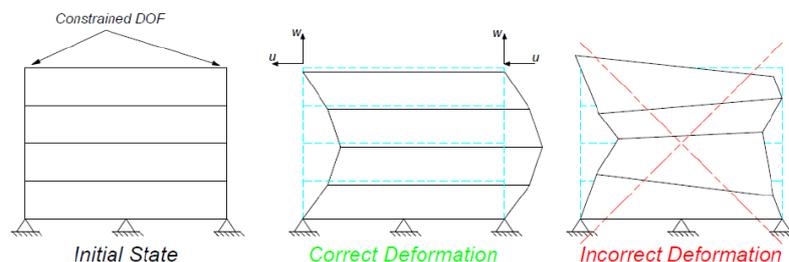


Figura 2.36 - Schema che illustra il comando equalDOF relativo alla deformazione della colonna di terreno.

Poiché nell’esempio il bedrock è assunto con rigidità finita ($V_s = 800$ m/s) bisogna tenere conto che la base del modello fisico non è una frontiera rigida ma un semispazio elastico; la base del modello deve quindi permettere la cd. dispersione di energia per radiazione. Occorre pertanto una apposita configurazione dei vincoli di base, in quanto non si possono semplicemente imporre vincoli fissi, perché ciò comporterebbe la totale riflessione dell’energia alla base, con sovrastima della risposta sismica della colonna. Per far ciò la colonna di terreno non viene vincolata direttamente alla base ma viene interposto uno smorzatore viscoso alla

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Lysmer-Kuhlemeyer (1969). Sono necessari due nodi aggiuntivi per creare un singolo elemento “zeroLength” tra di loro che corrisponde allo smorzatore viscoso (“dashpot”). Uno dei nodi è poi vincolato al nodo di base della colonna, secondo lo schema finale che viene riportato in Figura 2.37. Il materiale viscoso uniassiale assegnato al dashpot ha un coefficiente di smorzamento calcolato come prodotto tra la V_s del bedrock, la densità del bedrock e l’area di base della colonna di terreno. Nell’esempio è pari a 3520 kNsec/m (occorre considerare che l’area della colonna è pari a 2 mq in quanto la profondità nel modello è stata assunta pari a 1 m).

Per l’analisi dinamica, il carico orizzontale che simula il terremoto viene modellato utilizzando il metodo Joyner e Chen (1975), con il quale l’eccitazione dinamica viene applicata come una storia temporale della forza alla base della colonna di terreno in corrispondenza del particolare nodo che è connesso al dashpot di Lysmer-Kuhlemeyer (1969). La storia temporale della forza da applicare viene ottenuta moltiplicando la storia temporale della velocità del movimento del suolo (ricavata dall’accelerogramma di input scelto per l’analisi) per il coefficiente di smorzamento (3520 kNsec/m), discusso in precedenza.

In definitiva si ottiene un modello come quello rappresentato nella figura che segue.

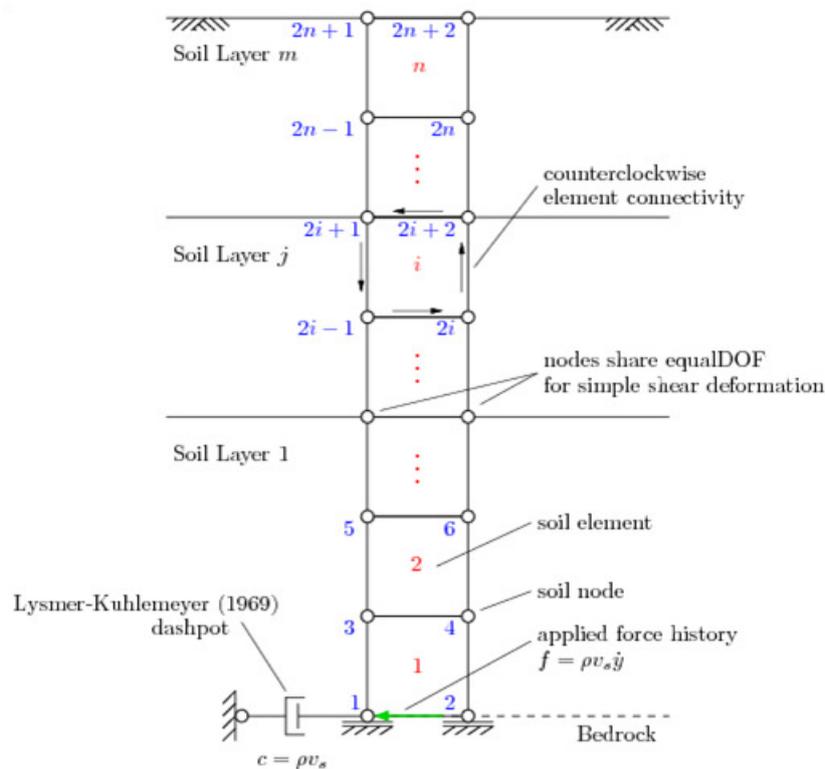


Figura 2.37 – Rappresentazione schematica complessiva di come modellare una colonna di terreno per simulare un problema monodimensionale.

Di seguito si riporta la rappresentazione della deformata ad un istante t , dal quale è possibile vedere che l’andamento è perfettamente del tipo shear type a testimonianza della bontà della modellazione.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

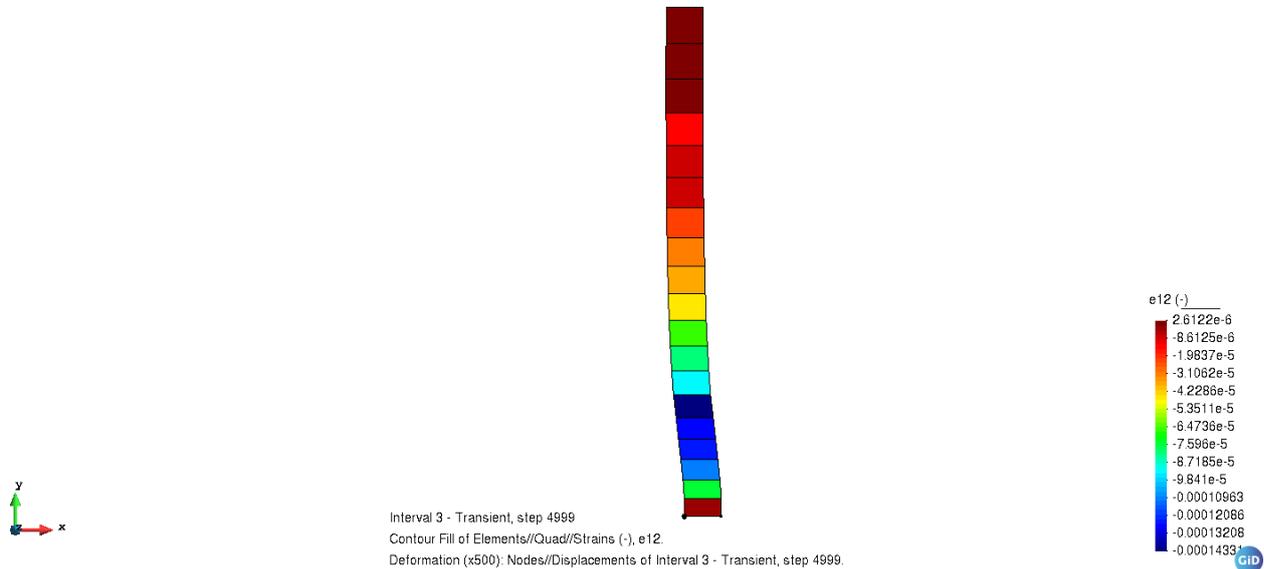


Figura 2.38 – Deformata e colormap della deformazione distorsionale γ_{xy} (e12 nella figura). L'andamento perfettamente shear type è confermato dal valore costante della distorsione angolare all'interno del singolo elemento, chiaramente evidente dalla rappresentazione in scala di colori. Visualizzazione ottenuta tramite il post processore *GID*.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

2.4.4 Confronto SRATA, LSR2D, OpenSees

Nel presente paragrafo viene effettuato un raffronto tra i tre programmi presentati nei paragrafi precedenti.

Poiché STRATA è un software per analisi 1D, il confronto non può che effettuarsi su geometrie 1D (colonne di terreno). Quindi sia in LSR2D che in OpenSees la stratigrafia è rappresentata tramite una colonna di terreno, con un sistema di vincoli che comporta una deformata di tipo shear type (vedi paragrafo precedente).

Il confronto viene effettuato utilizzando una stratigrafia estratta dalla sezione E-E' di Preturo-Sassa, in corrispondenza della verticale alla progressiva pari a 200. La stratigrafica è riportata in Figura 2.39.

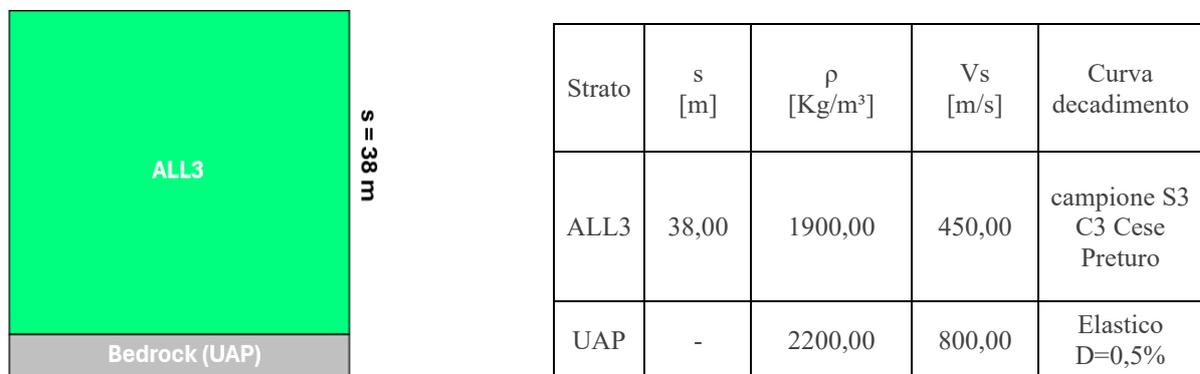


Figura 2.39 – Stratigrafia utilizzata per il confronto tra i codici di calcolo. La stratigrafia è estratta dalla sezione E-E' di Preturo-Sassa (Figura 3.50), in corrispondenza della verticale alla progressiva pari a 200 m.

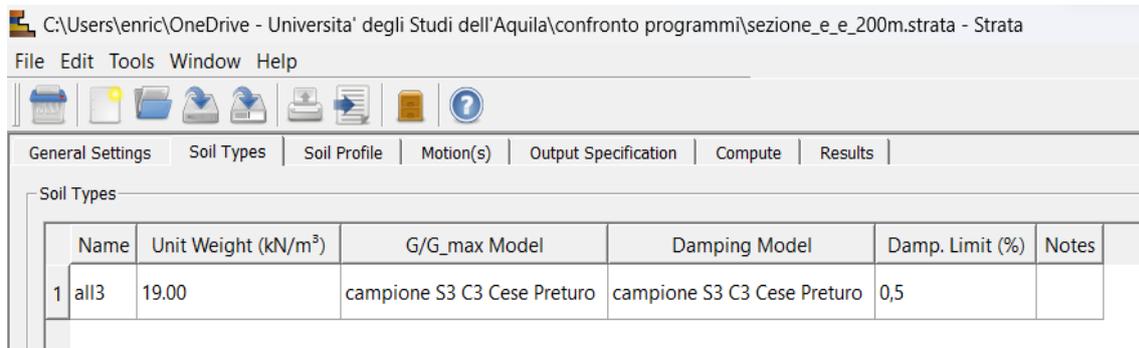
Nel paragrafo precedente è stata illustrata la modalità di modellazione tramite OpenSees. Per LSR2D le modalità di input sono illustrate al capitolo 3; molti elementi sono in comune con quanto visto per OpenSees (ad es. definizione della frontiera), sebbene “filtrati” dall’interfaccia grafica specializzata del programma.

Per STRATA l’inserimento del modello è tabellare, dato che per il tipo di analisi è sufficiente definire una successione di strati con le rispettive caratteristiche e non è necessario definire specifiche geometrie come nel caso FEM (vedi Figura 2.40).

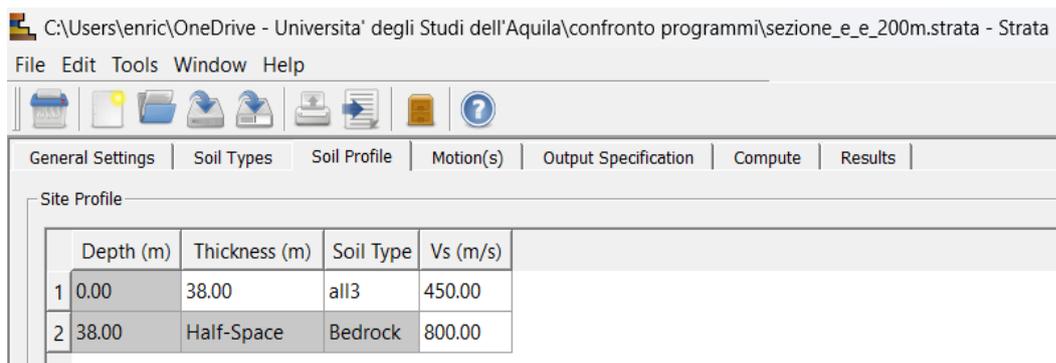


Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale



a)



b)

Figura 2.40 – Interfaccia di Input STRATA. a) definizione materiali b) inserimento sismostrati.

Come azione di ingresso è stato utilizzato un solo input sismico corrispondente all'accelerogramma n. 2 di cui al paragrafo 3.3, riportato in Figura 3.11.

Nella pagina seguente è riportato l'esito del confronto in termini di spettri di risposta di output.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

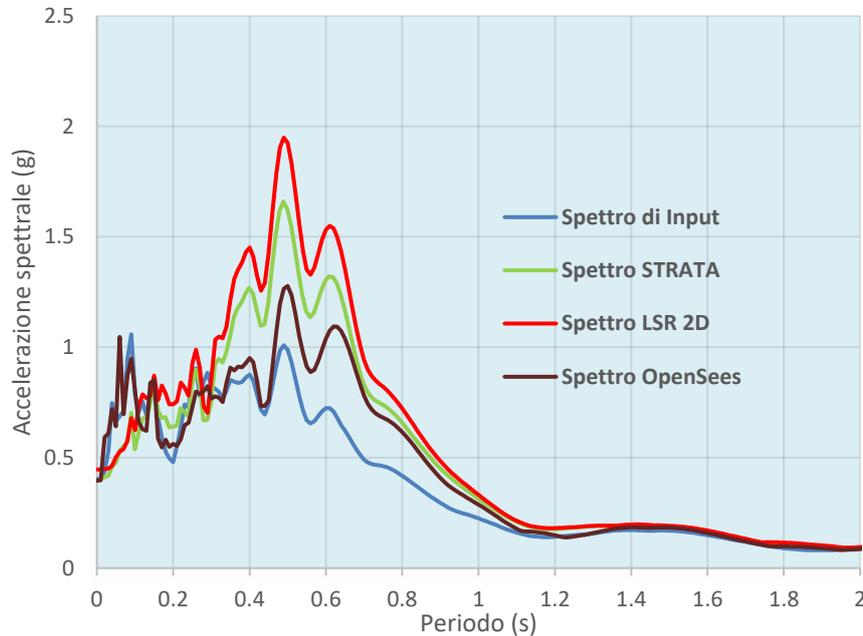


Figura 2.41 – Spettri di risposta elastici ottenuti dalle simulazioni con STRATA, LSR2D, OpenSees. È riportato anche lo spettro di risposta elastico di input (accelerogramma n. 2).

Dal confronto tra i tre spettri di risposta elastici di output e lo spettro di risposta elastico di input è possibile notare che tutti e tre i programmi confermano la presenza di una marcata amplificazione sismica. Questo è coerente con quanto atteso, dato che la geometria analizzata è una classica configurazione di contrasto di impedenza tra due strati con conseguente amplificazione di tipo stratigrafico.

L'andamento degli spettri di risposta di output (forma) è molto simile fra le tre simulazioni. In particolare, ai valori di picco degli spettri corrispondono gli stessi periodi; questa è una conferma della bontà delle simulazioni.

Si notano anche, però, delle differenze in valore assoluto proprio in corrispondenza dei valori di picco degli spettri. Lo spettro ottenuto da LSR2D è quello che presenta i valori maggiori, OpenSees i minori.

Per quanto riguarda LSR2D questa maggiore amplificazione (rispetto a STRATA in particolare, che utilizzando lo stesso tipo di analisi – analisi lineare equivalente – dovrebbe dare risultati pressoché coincidenti) è dovuta al problema della riflessione alla frontiera, anticipato nel paragrafo precedente. Infatti, sebbene LSR2D utilizzi la stessa schematizzazione per la frontiera vista per OpenSees (dashpot di Lysmer-Kuhlemeyer), si è notato, attraverso le analisi condotte durante il dottorato, che è sempre bene “allontanare” la frontiera dalla porzione di suolo di interesse, inserendo come parte del modello una congrua porzione di bedrock. Questo è il motivo per cui nelle sezioni investigate nel presente lavoro si sono estese le sezioni anche oltre 400 m rispetto alla zona di interesse. Nell'esempio riportato in questo paragrafo ciò non è stato fatto, in quanto volutamente si è scelta la modellazione più “essenziale” per il problema in esame. Nel caso di specie, poiché si trattava di stratigrafia perfettamente orizzontale, era possibile inserire il bedrock come semplice condizione al contorno (il modello in LSR2D è riportato in Figura 2.42). Questo proprio al fine di mettere in luce il comportamento dei programmi in assenza di specifici accorgimenti.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

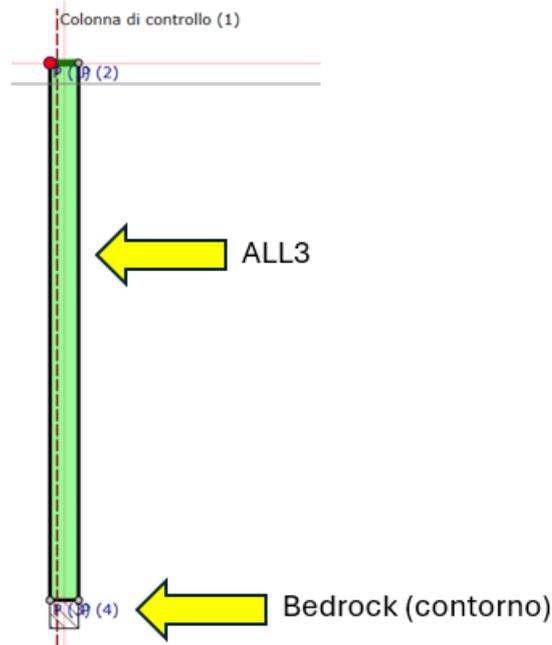


Figura 2.42 – Visualizzazione del modello in LSR2D con indicazione degli elementi.

Con l'adozione di questa semplice accortezza (estensione del modello al bedrock) si sono ottenuti sempre risultati pressoché coincidenti, nei confronti più volte effettuati tra i due programmi durante il lavoro di dottorato.

Per quanto riguarda OpenSees, le differenze sono attribuibili al diverso tipo di analisi utilizzata (analisi non lineare). Nel caso di specie lo smorzamento ottenuto tramite l'esplicita caratterizzazione del legame non lineare del materiale (vedi Figura 2.32) è risultato maggiore rispetto allo smorzamento computato implicitamente, tramite il coefficiente di smorzamento D , nelle analisi lineari equivalenti. Nella figura seguente si riporta la storia temporale di output $\tau\text{-}\gamma^7$ in un nodo del modello (nodo 38).

⁷ τ rappresenta la sola forza di reazione associata alla rigidità del materiale, dovuta alla deformazione dell'elemento finito. Lo smorzamento alla Rayleigh è un contributo separato (applicato ai nodi) che non entra nella definizione della legge costitutiva dell'elemento finito, secondo lo schema classico in uso nei sistemi discreti.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

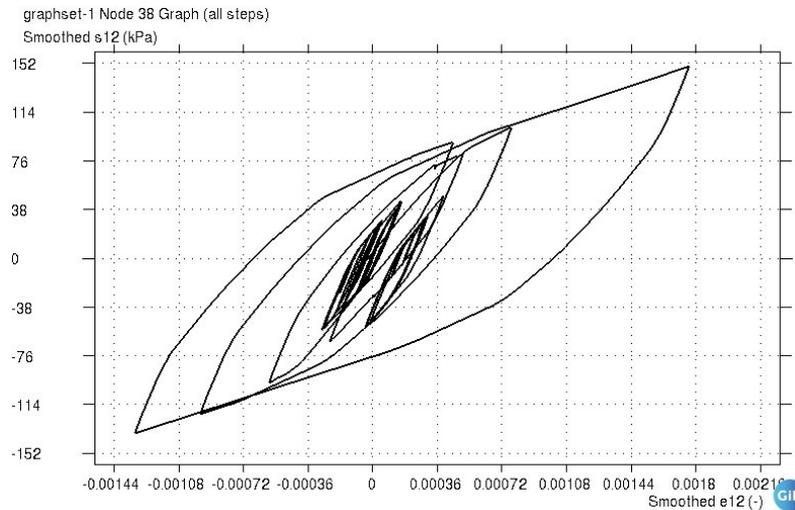


Figura 2.43 – Storia Temporale $t-g$ del nodo 32 (coordinate $x=0$; $y=2$) del modello di OpenSees. Visualizzazione ottenuta tramite il post processore GID. Sono evidenti i cicli di isteresi attraverso i quali si ha dissipazione di energia e conseguente smorzamento. A questo va aggiunto lo smorzamento viscoso associato alla schematizzazione alla Rayleigh (il cui coefficiente è stato assunto pari a 1,5% nell'esempio).

È interessante operare un confronto tra i cicli di isteresi ottenuti tramite la caratterizzazione non lineare di OpenSees ed i cicli di isteresi ottenuti con la modellazione visco elastica lineare equivalente di STRATA⁸. In Figura 2.44 è riportato il confronto su un punto alla stessa quota (nodo 32 di OpenSees corrispondente ad uno strato posto alla profondità di 36 m in STRATA).

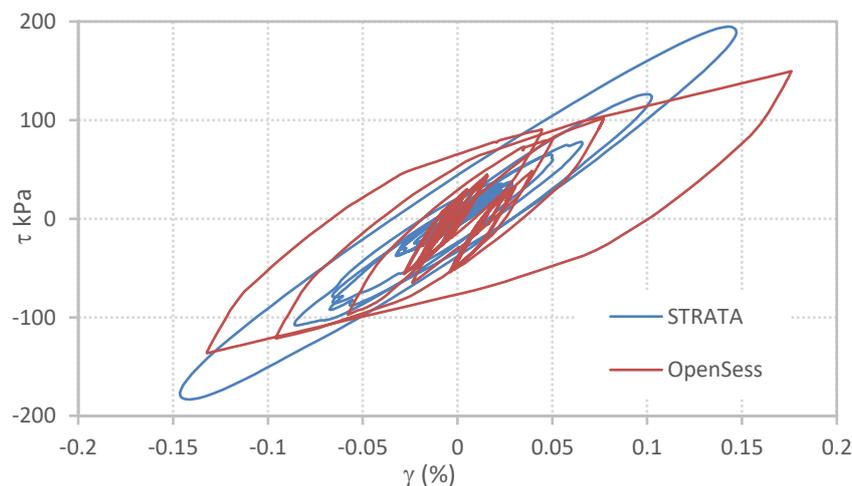


Figura 2.44 – Confronto tra i cicli di isteresi ottenuti con STRATA e OpenSees. (nota: in OpenSees una parte di energia è dissipata anche tramite lo smorzamento alla Rayleigh, oltre che col comportamento isteretico associato al legame costitutivo del materiale. Il contributo è comunque trascurabile in proporzione).

Dal confronto in figura risulta evidente quanto detto in precedenza in relazione al maggior smorzamento risultante con la modellazione di OpenSees; i cicli di isteresi in OpenSees presentano, infatti, un'area maggiore.

⁸ LSR2D non fornisce le storie temporali delle deformazioni, per cui non è possibile effettuare il relativo confronto.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Anche la forma dei cicli è leggermente differente in quanto quella di OpenSees è il risultato della legge di carico-scarico-ricarico “reale” (ovvero associata alla backbone curve), mentre i cicli di STRATA hanno la caratteristica forma ellittica quale matematica conseguenza dell'adozione dello schema ideale visco elastico lineare (vedi Figura 2.45).

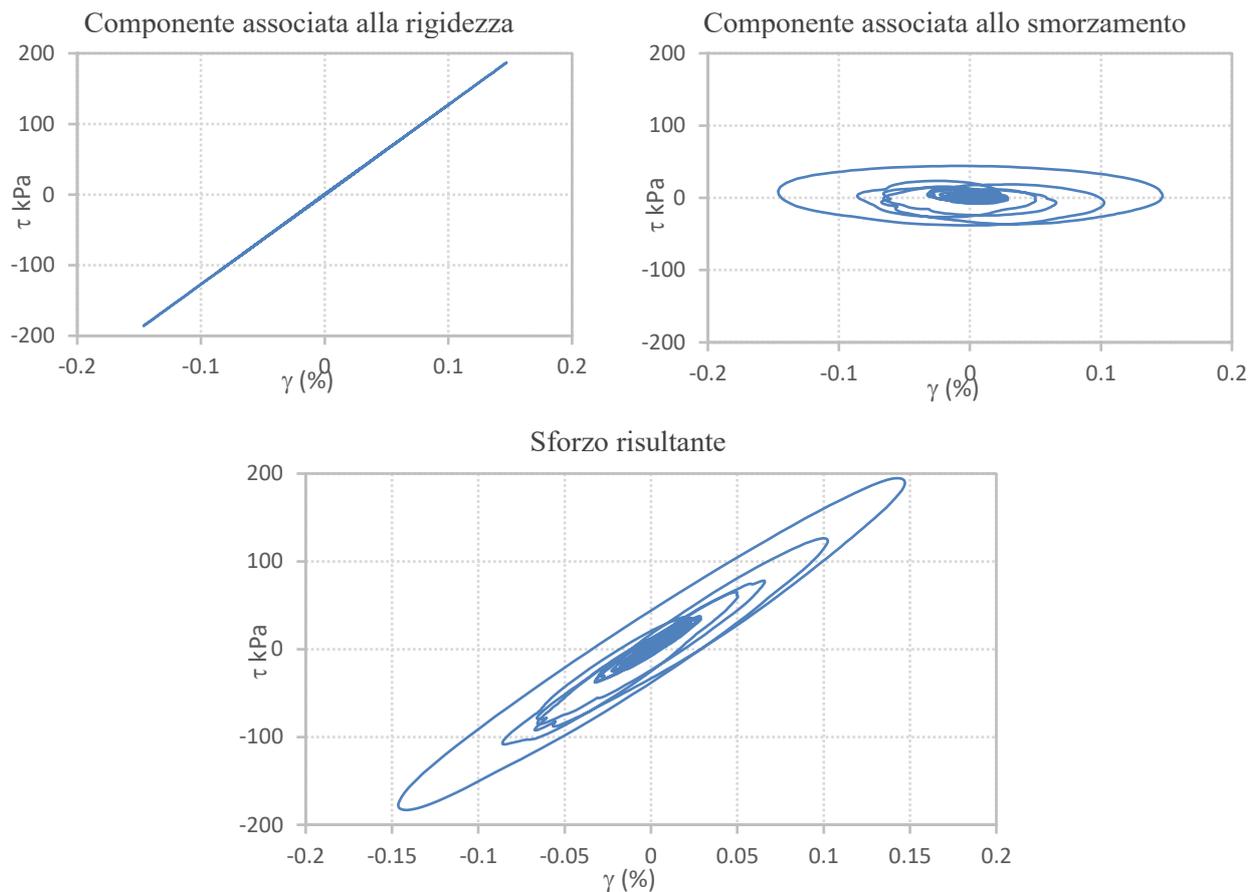


Figura 2.45 – Diagrammi τ - γ delle due componenti dello sforzo in STRATA. Si nota immediatamente l'impostazione del modello lineare equivalente alla Kelvin-Voigt. La componente associata alla rigidezza ha infatti legge elastica lineare ($\tau_1 = G \cdot \gamma$). Tutta la dissipazione e lo smorzamento sono dovuti allo smorzatore viscoso equivalente, con legge lineare rispetto alla velocità di deformazione ($\tau_2 = D \cdot \dot{\gamma}$). Nel piano τ - γ , per carichi ciclici, la storia temporale dello smorzatore equivalente è descritta da curve ellittiche (cicli di isteresi), quale conseguenza matematica della sua legge costitutiva. Lo sforzo τ risultante è pari alla somma di τ_1 e τ_2 e nel piano τ - γ è rappresentato da curve ellittiche inclinate, con pendenza pari proprio al valore di G (il diagramma corrisponde a quello di Figura 2.44). Tutti i dati sono stati ricavati direttamente da STRATA.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Si riporta in conclusione il confronto tra le funzioni di amplificazione ricavate con LSR2D e STRATA.

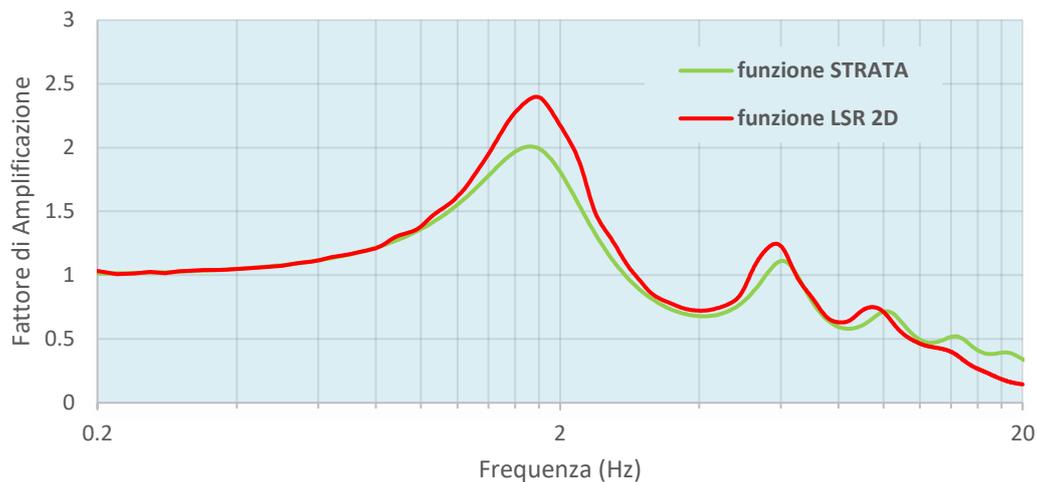


Figura 2.46 – Confronto funzioni di amplificazione ricavate con LSR2D e STRATA.

Le considerazioni fatte in relazione agli spettri di risposta si possono integralmente riproporre nel confronto fra le funzioni di amplificazione. L'andamento è pressoché identico, con i picchi situati alle stesse frequenze. Con LSR2D si ottengono, però, valori di amplificazione di picco superiori. È da ricordare che non ha senso parlare di funzione di trasferimento per OpenSees, in quanto il codice opera in campo non lineare (e la funzione di trasferimento opera attraverso la sovrapposizione degli effetti).

Dall'analisi delle funzioni di amplificazione è inoltre possibile rilevare quanto già anticipato nei paragrafi precedenti circa gli effetti della non linearità sui picchi di amplificazione. La non linearità del terreno, oltre a comportare un'attenuazione dei picchi di amplificazione per effetto della dissipazione di energia dovuta ai fenomeni di plasticizzazione, causa uno spostamento dei picchi di amplificazione verso frequenze più basse. Nell'esempio esaminato, infatti, se il terreno fosse stato perfettamente elastico lineare, ovvero con rigidità costante e pari a quella iniziale per qualsiasi valore della deformazione, il picco di frequenza sarebbe stato coincidente con quello ricavato dalla relazione teorica $f = V_s/4H$ (nel caso in esame prossima ai 3 Hz). Per effetto del comportamento non lineare, come descritto dalle curve di decadimento, si ha invece una riduzione della rigidità (modulo G , ovvero V_s) e in coerenza con l'espressione di cui al periodo precedente una riduzione del valore della frequenza di picco (che infatti nell'esempio svolto è prossima ai 2 Hz).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3 Risposta Sismica Locale 1D e 2D per La Microzonazione di 3° Livello di alcune aree pilota dell'aquilano

Il presente capitolo costituisce la parte centrale dell'attività di ricerca dove sono presentati i risultati dello studio effettuato nelle aree di Preturo-Sassa e Bazzano-Monticchio (vedi Figura 1.14).

3.1 Premessa

L'opportunità di approfondire i temi oggetto del lavoro di ricerca, nonché di effettuare analisi e studi su casi concreti, si è avuta con la partecipazione alle attività relative allo studio di Microzonazione sismica (MS) di 3° livello dei territori urbanizzati e/o urbanizzabili di alcune aree pilota del comune dell'Aquila e nella realizzazione di approfondimenti geologici per le aree suscettibili di instabilità, che vedono protagonista l'Università dell'Aquila.

Questa attività si è svolta nell'ambito della convenzione stipulata il 22/11/2018 tra la Regione Abruzzo (Dipartimento Governo del Territorio e Politiche Ambientali – Servizio Prevenzione dei Rischi di Protezione Civile) e il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale (DICEAA, Università dell'Aquila) - periodo di riferimento 2019-2023. Sono stati inoltre coinvolti l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, il Politecnico di Milano e l'Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti – Pescara. La convenzione è stata finalizzata allo studio della MS di 1° e 3° livello delle aree di Preturo-Sassa e Bazzano-Monticchio ed è consistita nella realizzazione in queste aree delle carte di MS di 3° livello e nell'aggiornare ed integrare quelle di 1° livello elaborate nell'ambito di una precedente convenzione stipulata il 30/10/2012 tra la Regione Abruzzo (Direzione LL.PP., Ciclo integrato, Difesa del suolo e della costa, Protezione Civile – Servizio Previsione e Prevenzione dei Rischi) e il DICEAA.

Le attività della convenzione sono state coordinate dal prof. Marco Tallini (DICEAA). Il lavoro di dottorato si è concentrato, in particolare, della modellazione del sottosuolo, delle simulazioni numeriche 1D e 2D, della caratterizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati. La prof. Floriana Pergalani e il prof. Massimo Compagnoni del Politecnico di Milano hanno fornito utili e significativi suggerimenti inerenti alla scelta dell'input sismico, alle simulazioni numeriche e alla cartografia delle mappe della Microzonazione sismica di terzo livello.

Le aree urbanizzate o urbanizzabili, oggetto degli studi di MS di terzo livello di cui alla convenzione sopra menzionata, sono state selezionate in accordo con gli uffici tecnici del Comune dell'Aquila.

Con specifico riferimento alle caratteristiche delle aree oggetto di studio si evidenzia la presenza di condizioni geomorfologiche complesse, per le quali non è in genere sufficiente un'analisi 1D: effetti di bordo in valli alluvionali, presenza di discontinuità (faglie), effetti topografici.

Nell'area aquilana è presente un'ampia campagna di indagini sperimentali con le quali è possibile confrontare e correlare il risultato delle analisi di risposta sismica locale (HVSr, Cross-Hole, prove di



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

laboratorio (RC, CST)) e ci sono diversi studi, articoli accademici e pubblicazioni cui si può fare riferimento per l'inquadramento geologico/geotecnico e per la caratterizzazione meccanica dei terreni, quali ad esempio: The Aterno valley strong-motion array: seismic, characterization and determination of subsoil model (Lanzo et al, 2011); Geotechnical Aspects of the L'Aquila Earthquake (Monaco et al, 2012); Geotechnical characterization of the Aterno valley for site response analyses (Santucci de Magistris et al, 2013); 2D site response analysis of a cultural heritage: the case study of the site of Santa Maria di Collemaggio Basilica (L'Aquila, Italy) (Amoroso et al, 2018); The 1-D and 2-D Seismic Modeling of Deep Quaternary Basin (Downtown L'Aquila, Central Italy) (Macerola et al, 2019).

Le analisi di risposta sismica locale sono state riassunte fornendo, in particolare, gli spettri di sito e i fattori di amplificazione sopra menzionati.

Con il **confronto tra le analisi 1D e le analisi 2D** è possibile mettere in evidenza le condizioni di amplificazione dovute a particolari condizioni geomorfologiche, piuttosto che alla semplice condizione stratigrafica, ed approfondire i relativi aspetti (esame delle particolari caratteristiche morfologiche che hanno modificato gli effetti di amplificazione stimati in condizioni 1D).

L'attività svolta può essere suddivisa nelle seguenti fasi principali:

- Preliminare definizione dell'input sismico da utilizzare per le analisi (Rexelweb).
- Individuazione e tracciamento delle sezioni geologiche di interesse sulle quali costruire il modello 2D.
- Individuazione dei litotipi e caratterizzazione meccanica dei terreni (V_s , curve G/G_0 e D/D_0).
- Creazione del modello in LSR2D ed esecuzioni delle analisi, con giudizio di accettabilità dei risultati.
- Elaborazione dei dati di output (spettri di sito e fattori di amplificazione ai fini della suddivisione in microzone omogenee in prospettiva sismica).
- Confronto con i dati sperimentali (prove in situ) e con le analisi 1D.
- Giudizio critico e conclusioni.

I report tecnici e le linee guida, utilizzati come riferimento, per la realizzazione della MS di livello 3, di cui alla convenzione sopra citata, sono di seguito elencati:

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida. Pàtron editore.
- Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd.
- Gruppo di Lavoro MS–AQ, 2010. Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana. Regione Abruzzo – Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila, 3 vol. e Cd-rom
- AA.VV., 2011. Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" in Ingegneria Sismica, XXVIII - n. 2.
- Gruppo di Lavoro per le attività di Microzonazione sismica, 2012. Standard di rappresentazione cartografica e archiviazione informatica. Specifiche tecniche per la redazione degli elaborati cartografici ed informatici relativi al primo livello delle attività di Microzonazione sismica, Versione 1.2 L'Aquila.
- Commissione tecnica per la microzonazione sismica, 2015. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Faglie Attive e Capaci (FAC), versione 1.0, Roma.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

- Commissione tecnica per la microzonazione sismica, 2017. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da instabilità di versante sismoindotte (FR), versione 1.0, Roma.
- Commissione tecnica per la microzonazione sismica, 2018. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ), versione 1.0, Roma.
- NTC 2018 Cap 7.11.3.1 Supplemento ordinario n. 8 alla GAZZETTA UFFICIALE Serie generale - n. 42 del 20-2-2018.
- Commissione tecnica per la microzonazione sismica, 2020. Standard di rappresentazione e archiviazione informatica, versione 4.2, Roma.
- Gruppo di lavoro Protocolli di acquisizione ed elaborazione dati relativi alle attività di Microzonazione Sismica di livello 3 in Italia Centrale, Roma, 2020.
- Commissione tecnica per la microzonazione sismica, 2021. Linee guida per l'elaborazione della carta geologico-tecnica per la microzonazione sismica con adattamento ai contesti vulcanici, versione 1.0, Roma.
- Commissione tecnica per la microzonazione sismica, 2022. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da amplificazioni, versione 2.0, Roma.
- Manuale per l'utilizzo del plugin "MzS Tools" a cura di G. Cosentino, F. Pennica, E. Tarquini, F. Stigliano e M. Coltella (CNR-IGAG LabGIS) con Licenza Creative Commons Attribuzione 4.0 Internazionale (2022).
- QGIS plugin for italian Seismic Microzonation (CNR-IGAG/mzs-tools).

Nei successivi paragrafi viene illustrato il codice di calcolo adottato e l'input sismico selezionato, comuni alle due aree di Preturo-Sassa (L'Aquila ovest) e di Bazzano-Monticchio (L'Aquila est). A seguire sono riportati le analisi e gli studi di microzonazione delle aree Preturo-Sassa e Bazzano – Monticchio.

Per ognuna delle due aree vengono presentati il modello del sottosuolo, la parametrizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati, le simulazioni numeriche, le Carte di Microzonazione sismica di terzo livello.

3.2 Il Codice di calcolo adottato

I Fattori di amplificazione, utilizzati per l'elaborazione delle carte di Microzonazione sismica di terzo livello, sono stati calcolati tramite simulazioni numeriche 2D e, in parte 1D, utilizzando prevalentemente il codice LSR2D della società STACEC.

Il codice di calcolo LSR2D, alla stregua di software ben noti alla comunità scientifica (es. QUAD4 e QUAD4M), consente di effettuare una modellazione bidimensionale del problema di risposta sismica locale mediante il metodo degli elementi finiti, nel dominio del tempo, in tensioni totali, utilizzando il metodo lineare equivalente e tenendo conto della deformabilità del substrato (Hudson et al., 1994) (Figura 3.1). Col programma è inoltre possibile studiare il problema con un approccio monodimensionale, grazie ad una discretizzazione di una striscia unitaria di terreno e all'applicazione di un sistema di vincoli sul modello FEM tale da consentire solo deformazioni di taglio (vedi paragrafo 2.4.2.).

Simulazione numerica con LSR2D: la mesh

Simulazione: 2D

Discretizzazione: Finite Elements Model (FEM)

Modello del sottosuolo: tipo Kelvin-Voigt

Analisi: approccio lineare equivalente nel dominio del tempo

Tipo di soluzione: derivazione numerica (u)

Caratteristiche delle griglia (Δh): da 4m a 1m

Mesh: elementi triangolari (lato triangolo L pari a $L = \lambda/6+8$ con $\lambda = Vs/f$ con $f=10$ Hz) LSR2D propone una mesh, l'utente la può modificare

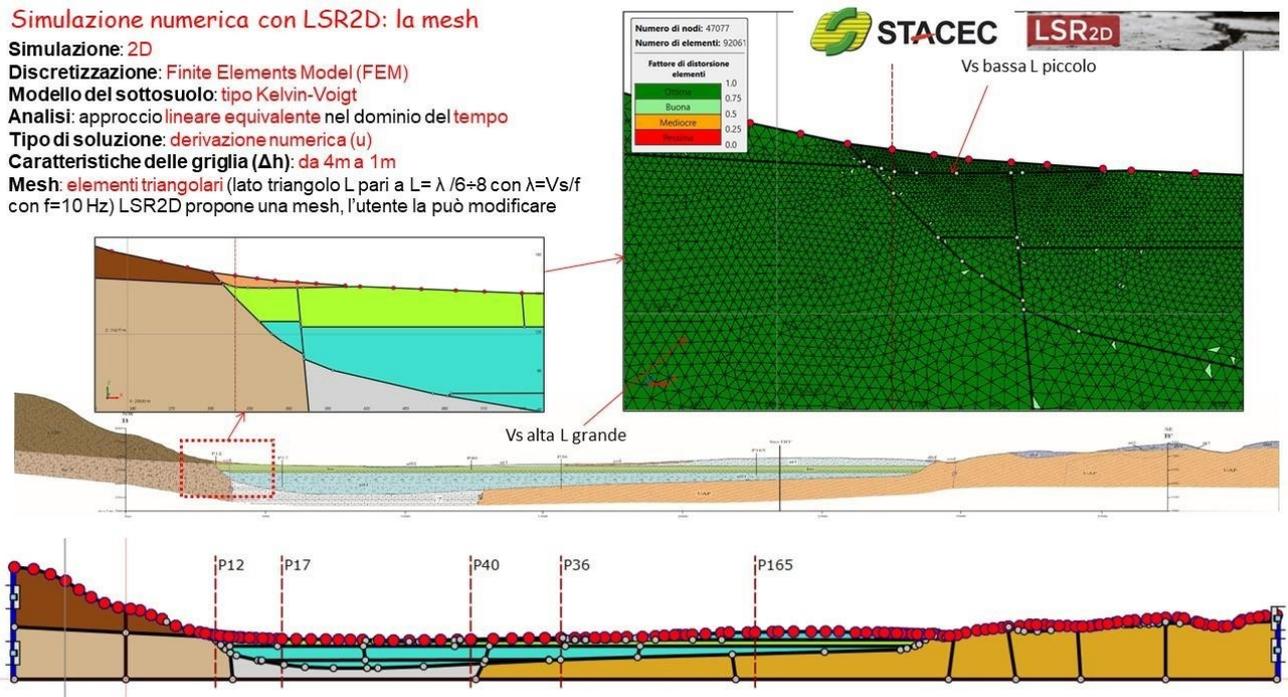


Figura 3.1 – Caratteristiche del codice di calcolo adottato LSR2d

Nelle sezioni successive vengono forniti alcuni cenni di teoria, alla base delle simulazioni numeriche condotte con il codice di calcolo LSR2D.

Metodo di calcolo equivalente

Il comportamento meccanico dei terreni sotto l'effetto di carichi ciclici ad elevata frequenza è alquanto complesso e caratterizzato da marcata non linearità, accumulo di deformazioni permanenti, dissipazione di energia e degradazione progressiva delle caratteristiche meccaniche per effetto del numero di cicli di carico applicati. In presenza di fluido interstiziale, alle suddette problematiche si aggiunge l'accumulo di



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

sovrappressioni interstiziali in condizioni di drenaggio impedito o parziale, che sono comunque le più frequenti, in considerazione della velocità di applicazione del carico.

Come già descritto nel paragrafo 2.2 la modellazione viene effettuata con modelli costitutivi semplificati che, pur non essendo rigorosi, riescono a riprodurre il comportamento in modo adeguato in riferimento alla specifica applicazione, ovvero tramite la modellazione lineare equivalente.

Il modello viene riproposto in Figura 3.2. La tensione τ dipende dalla deformazione γ e dalla sua derivata $\dot{\gamma}$, secondo la relazione:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (3.1)$$

dove:

- G = Modulo di taglio;
- η = viscosità del mezzo;

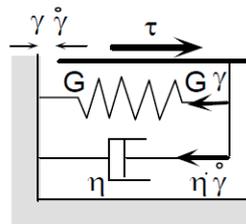


Figura 3.2 – Rappresentazione schematica del modello sforzo-deformazione utilizzato nel modello lineare equivalente.

Il comportamento non lineare del terreno, durante un ciclo di carico, viene approssimato come mostrato in Figura 3.3. Il modulo di taglio equivalente, G_s , è preso considerando il modulo di taglio secante G_s . È possibile notare come alla fine di un ciclo controllato e simmetrico di tensioni si ha:

$$G_s = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (3.2)$$

Il comportamento non lineare e dissipativo del terreno viene preso in considerazione con il coefficiente di smorzamento equivalente D , che tiene conto della dissipazione intrinseca di energia che si verifica durante i cicli di carico-scarico. Il coefficiente di smorzamento equivalente D è definito come:

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W^{dissp}}{W^{max}} \quad (3.3)$$

dove:

- ΔW^{dissp} = quantità di energia dissipata, per unità di volume, dal terreno durante un ciclo di carico armonico;
- W^{max} = massima energia di deformazione, per unità di volume, immagazzinata dal terreno durante lo stesso ciclo di carico armonico;



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

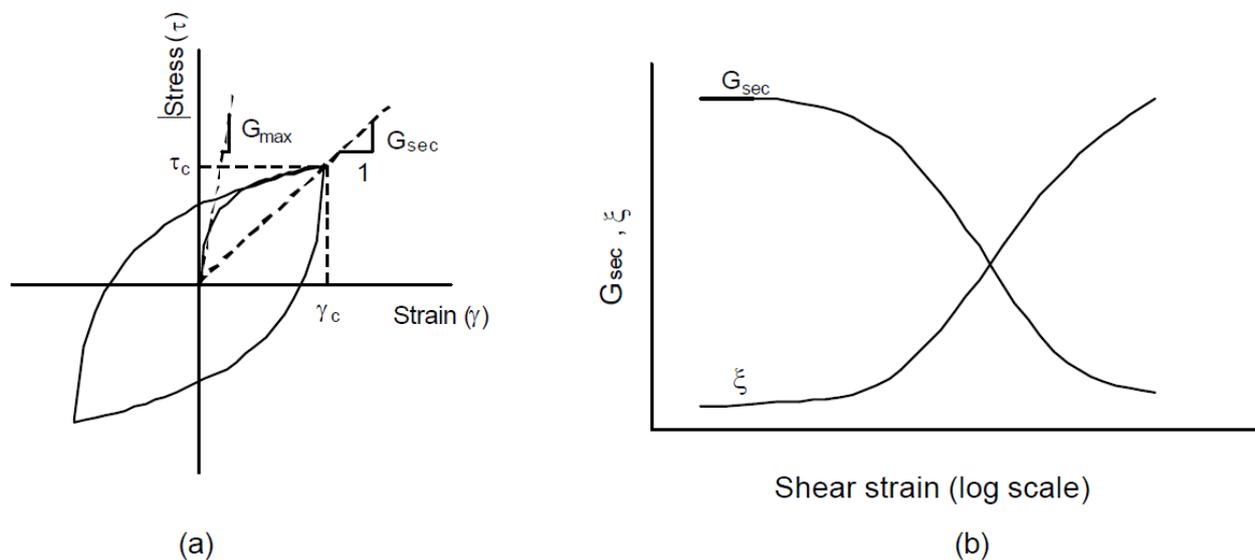


Figura 3.3 - Modello lineare equivalente: (a) curve tensioni - deformazioni; (b) variazione del modulo.

Come detto, i parametri G e D che descrivono il comportamento non lineare del terreno sono costanti solo per bassi livelli di deformazione. Per livelli più elevati (oltre il limite elastico) variano al variare della deformazione. Non è possibile descrivere il comportamento non lineare del terreno attraverso una univoca coppia di parametri di rigidezza e smorzamento equivalente valida per tutti i livelli deformativi. In definitiva la risposta non lineare complessiva del terreno tramite il modello viscoelastico lineare equivalente viene riassunta mediante delle curve di riduzione del modulo di taglio e di incremento del rapporto di smorzamento che per ogni livello di deformazione forniscono i relativi parametri di rigidezza e smorzamento del modello lineare equivalente (Figura 3.3b).

Soluzione alla singola iterazione mediante FEM

L'approccio utilizzato per la soluzione visco-elastica lineare all'interno dell' i -esimo ciclo iterativo utilizza il metodo degli elementi finiti. In particolare, il deposito di terreno viene discretizzato mediante una "mesh" di elementi finiti piani che possono avere forma quadrangolare o rettangolare a seconda dei casi (Figura 3.4) e caricato mediante un'accelerazione alla base dello stesso (bedrock), la soluzione dell'equazione del moto viene poi ottenuta nel dominio del tempo utilizzando il metodo di integrazione di Newmark.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

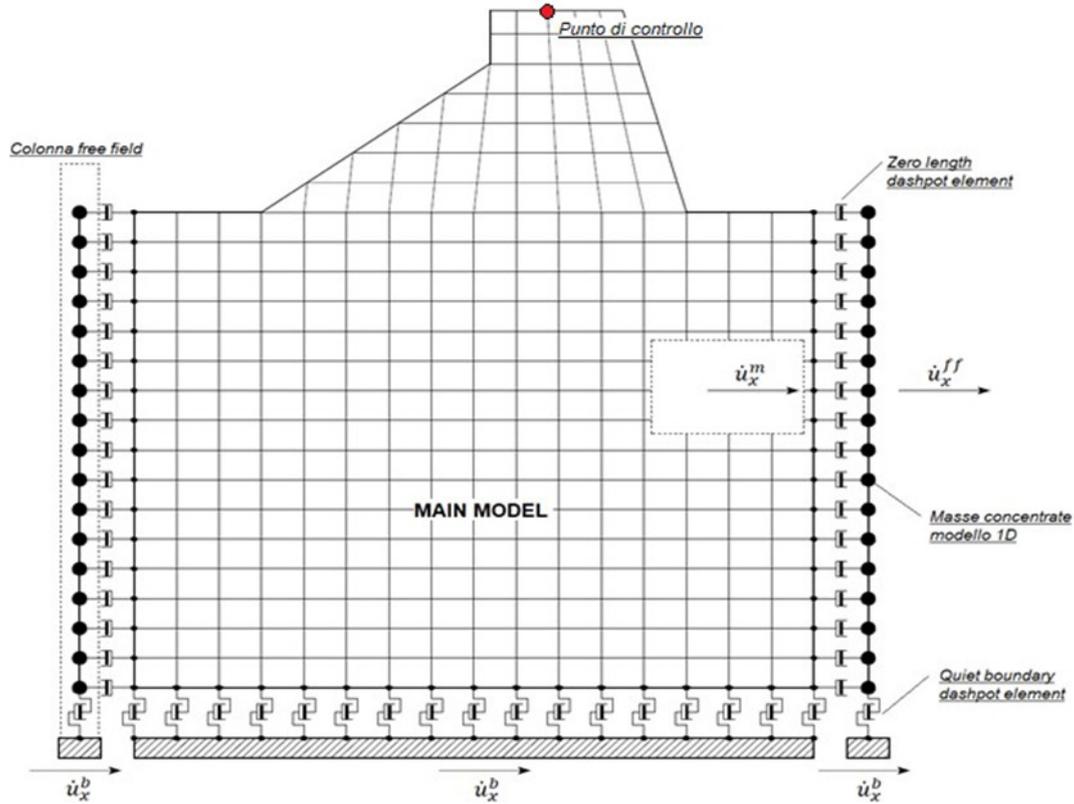


Figura 3.4 – Modello FEM del suolo

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Ma_g \quad (3.4)$$

dove:

- M = matrice di massa del sistema;
- C = matrice di smorzamento del sistema;
- K = matrice di rigidezza del sistema;
- \ddot{u} , \dot{u} , u = rispettivamente vettori di accelerazione, velocità e spostamento del sistema; a_g = vettore di accelerazione alla base.

L'equazione (3.4) vale per ogni istante di tempo tn e descrive l'equilibrio dinamico del sistema. La soluzione in termini di spostamento velocità ed accelerazione per ogni tn viene ottenuta a partire dalle seguenti relazioni:

$$\dot{u}_n = \dot{u}_{n-1} + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{u}_{n-1} + \gamma \ddot{u}_n] \quad (3.5)$$

$$u_n = u_{n-1} + \Delta t \dot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - \beta) \ddot{u}_{n-1} + 2\beta \ddot{u}_n] \quad (3.6)$$

dove:

- Δt = incremento temporale tra l'istante di tempo tn e $tn - 1$;
- β = parametro del metodo di integrazione posto pari a 0.25;
- γ = parametro del metodo di integrazione posto pari a 0.50.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Smorzamento

La matrice di smorzamento del sistema viene ottenuta mediante l'assemblaggio delle matrici di smorzamento dei singoli elementi, queste ultime ottenute a loro volta come:

$$C_q = \alpha_q M_q + \beta_q K_q \quad (3.7)$$

dove:

- α_q e β_q = coefficienti di smorzamento alla Rayleigh;

Tali coefficienti vengono ottenuti a partire dal rapporto di smorzamento viscoso del singolo elemento e dalla relazione seguente:

$$\alpha_q = \xi_e \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.8)$$

$$\beta_q = \xi_e \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.9)$$

da cui si ottiene (Hudson et al., 1994):

$$D_q = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_q}{\omega} + \beta_q \omega \right) \quad (3.10)$$

dove:

- ω_1 = frequenza naturale del primo modo del deposito;
- $\omega_2 = n * \omega_1$ con $n = \omega_i / \omega_1$ (approssimato all'intero pari più grande) e ω_i frequenza di picco dello spettro ottenuto a partire dall'accelerazione di bedrock;

Free-field boundaries

Le condizioni di free-field sulle frontiere laterali vengono implementate mediante l'accoppiamento di smorzatori viscosi tra i nodi delle frontiere laterali del modello e i nodi di opportune colonne di terreno monodimensionali (colonne free-field) in grado di descrivere il moto in condizioni di campo libero. Le coordinate dei nodi delle frontiere laterali del modello e delle colonne free-field possono essere uguali. È necessario, affinché tali condizioni al contorno siano applicabili, che le frontiere laterali del modello siano perfettamente verticali. Le forze interne agli smorzatori possono essere ottenute mediante le seguenti equazioni:

$$F_x = -\rho V_p (\dot{u}_x^m - \dot{u}_x^{ff}) A \quad (3.11)$$

$$F_y = -\rho V_s (\dot{u}_y^m - \dot{u}_y^{ff}) A \quad (3.12)$$

dove:

- ρ : densità di massa del terreno adiacente alla frontiera laterale;



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

- V_p : velocità delle onde P del terreno adiacente alla frontiera laterale;
- V_s : velocità delle onde S del terreno adiacente alla frontiera laterale;
- A : area di influenza relativa al nodo su cui agisce lo smorzatore;
- \dot{u}_x^m : velocità del nodo del modello in direzione x;
- \dot{u}_y^m : velocità del nodo del modello in direzione y;
- \dot{u}_x^{ff} : velocità del nodo della colonna free-field in direzione x;
- \dot{u}_y^{ff} : velocità del nodo della colonna free-field in direzione y.

Le componenti della velocità dei nodi delle colonne laterali ad ogni istante di tempo vengono ottenute mediante una soluzione numerica monodimensionale a masse concentrate dell'equazione di propagazione delle onde. Tale soluzione è affidata ad un processo di calcolo che opera in parallelo rispetto a quello impiegato per la soluzione del modello principale. In altre parole, per il generico passo di integrazione temporale, vengono dapprima ottenute le componenti delle velocità delle colonne di campo libero attraverso la soluzione 1D, per poi essere convertite in carichi applicati al modello principale mediante le equazioni (1) e (2).

Procedimento iterativo

La procedura iterativa che consente di ottenere la risposta non lineare del sistema consiste nell'eseguire una sequenza di analisi lineari, con aggiornamento iterativo dei parametri di rigidità e smorzamento, fino al raggiungimento di un prefissato criterio di convergenza. Facendo riferimento alla Figura 3.5, lo schema della procedura iterativa su cui è basato il modello lineare equivalente, da applicare ad ogni strato in cui è stato discretizzato il profilo stratigrafico, è il seguente:

1. definizione di curve $G = G(\gamma)$ e $D = D(\gamma)$ per i diversi strati;
2. scelta dei valori del modulo di taglio e del fattore di smorzamento di primo tentativo ($G^{(1)}$ e $D^{(1)}$), in genere come valori di primo tentativo si usano i valori relativi a bassi livelli deformativi (G_0 e D_0);
3. calcolo della risposta dinamica del suolo e valutazione della deformazione efficace a taglio in ogni strato ($\gamma^{1_{eff}}$);
4. aggiornamento dei valori $G^{(2)} = G(\gamma^{1_{eff}})$ e $D^{(2)} = D(\gamma^{1_{eff}})$;
5. iterazione dei passi 3 e 4 fino a convergenza.

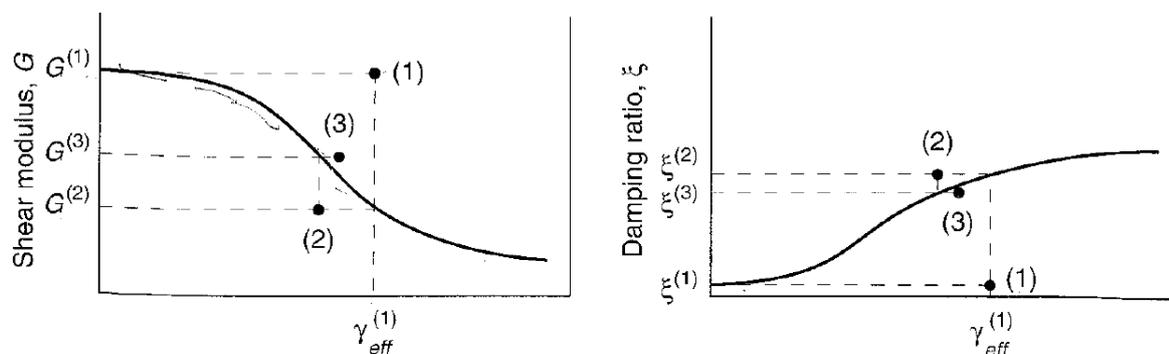


Figura 3.5 – Procedimento iterativo nell'analisi lineare equivalente.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3.3 *Input sismico*

Nei modelli per lo studio della risposta sismica locale, l'azione sismica in ingresso viene descritta attraverso storie temporali del moto, ossia tramite accelerogrammi. Gli accelerogrammi possono essere di 3 tipi:

- Naturali (registrazione di eventi reali);
- Artificiali (ricavati con procedure stocastiche a partire da uno spettro di riferimento – accelerogrammi generati-spettro compatibili);
- Sintetici (ricavati attraverso la simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione – modello sismogenetico).

Per le analisi di risposta sismica locale, come in generale in tutte le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, è preferibile l'utilizzo di accelerogrammi registrati. Gli accelerogrammi artificiali hanno infatti un contenuto in frequenza irrealistico rispetto ai terremoti reali e non sono adatti alle analisi che coinvolgono il comportamento non lineare del terreno. Per tale ragione la norma ne esclude l'impiego in questo tipo di analisi (vedi § 3.2.3.6 NTC 2018). Gli accelerogrammi sintetici, infine, possono avere interesse per casi particolari non oggetto di questa trattazione.

La norma raccomanda di usare almeno 7 accelerogrammi per le analisi di RSL. Il set di accelerogrammi naturali ("settopla") deve essere scelto in modo da essere rappresentativo dell'azione sismica di riferimento per il sito oggetto di studio, come individuata dalla norma (spettro di normativa). I valori medi del set di accelerogrammi devono quindi rispettare i criteri di spettro-compatibilità in relazione allo spettro di normativa.

È da notare che l'azione sismica di riferimento è valutata in condizioni ideali di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A e topografia T1), al netto quindi degli effetti di sito. L'azione sismica di riferimento, dato di partenza delle analisi, corrisponde quindi con la pericolosità sismica di base per il sito in esame. D'altronde non potrebbe essere altrimenti, dato che lo scopo delle analisi di risposta sismica locale è proprio valutare gli effetti di sito sulla azione sismica riferita alle condizioni ideali rappresentate negli studi di pericolosità sismica di base.

In relazione alle caratteristiche statistiche dell'evento sismico si fa convenzionalmente riferimento a un periodo di ritorno 475 anni (probabilità di superamento 10% in 50 anni, rappresentativo dello SLV per classe II e $V_n = 50$ anni). Lo spettro da utilizzare, per convenzione, è lo spettro elastico con smorzamento fissato al 5%.

Nella ricerca del "migliore" set di accelerogrammi in funzione del target di riferimento (spettro di normativa), ossia del set maggiormente rappresentativo in termini di spettro-compatibilità, è possibile aggiungere ulteriori condizioni (in genere rappresentative delle caratteristiche sismogenetiche della zona) da rispettare e quindi limitare la ricerca delle registrazioni tra determinati tipi di eventi sismici e stazioni di registrazione.

Nelle analisi condotte nel presente studio sono state imposte le seguenti ulteriori condizioni:

- Magnitudo evento (M_w o M_l - intervallo): 5.5 – 7
- Tipo di meccanismo focale: faglia normale
- Distanza epicentrale dal sito di registrazione (intervallo): 0-30 km
- Categoria sottosuolo, Sito di registrazione: A



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

- La valutazione della spettro-compatibilità è effettuata in base ai seguenti criteri:
- Intervallo di periodi entro cui effettuare il “match”: 0,1-1,1 sec
- Tolleranza in eccesso (spettro medio rispetto spettro di norma, nell'intervallo di periodo scelto): 30 %
- Tolleranza in difetto (spettro medio rispetto spettro di norma, nell'intervallo di periodo scelto): 10 %.

La pericolosità sismica e il relativo spettro elastico target sono ricavati a partire dalle tabelle di cui all'allegato 1 del D.M. 14.01.2008 (ancora oggi è il riferimento in vigore per la valutazione dei parametri della pericolosità sismica di base). Lo spettro di risposta target per l'area di studio (Comune dell'Aquila: Latitudine: 42.377; Longitudine: 13.310) è, per quanto detto, quello associato ad un terremoto di riferimento con periodo di ritorno di 475 anni, classe di sottosuolo di categoria A e topografia T1 ($S=1$), smorzamento al 5% (Figura 3.6).

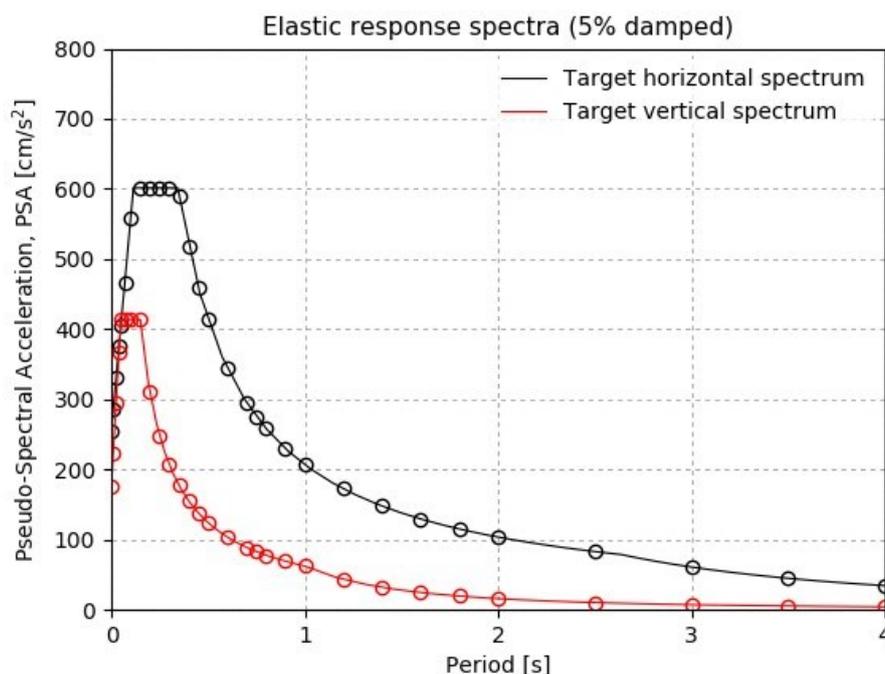


Figura 3.6 – Spettro di risposta elastica target per il Comune dell'Aquila utilizzato per la selezione degli accelerogrammi naturali dell'input sismico

La banca dati online utilizzata per la selezione della settupla è REXELite che è temporaneamente disponibile a questo link (DYNA-stage - REXELite [Cadm v3.1690 page=REX_rexel_homepage] (ingv.it)) nella versione collegata all'Engineering Strong Motion database (ESM v1.0). REXelite è una versione semplificata della banca dati Rexel (Iervolino et al., 2009).

Si riporta in Figura 3.7 la schermata dei dati di ingresso utilizzati (caratteristiche dell'evento sismico, del sito di registrazione, criteri di tolleranza) di REXelite.

In Figura 3.8 e Figura 3.9 sono riportati i sette spettri di risposta elastica relativi ai sette accelerogrammi naturali selezionati (settupla) e lo spettro medio selezionato compatibile, entro limiti di tolleranza, con lo



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

spettro target. Gli accelerogrammi non sono scalati, si riferiscono a suoli di tipo A e sono relativi alla sola componente orizzontale.

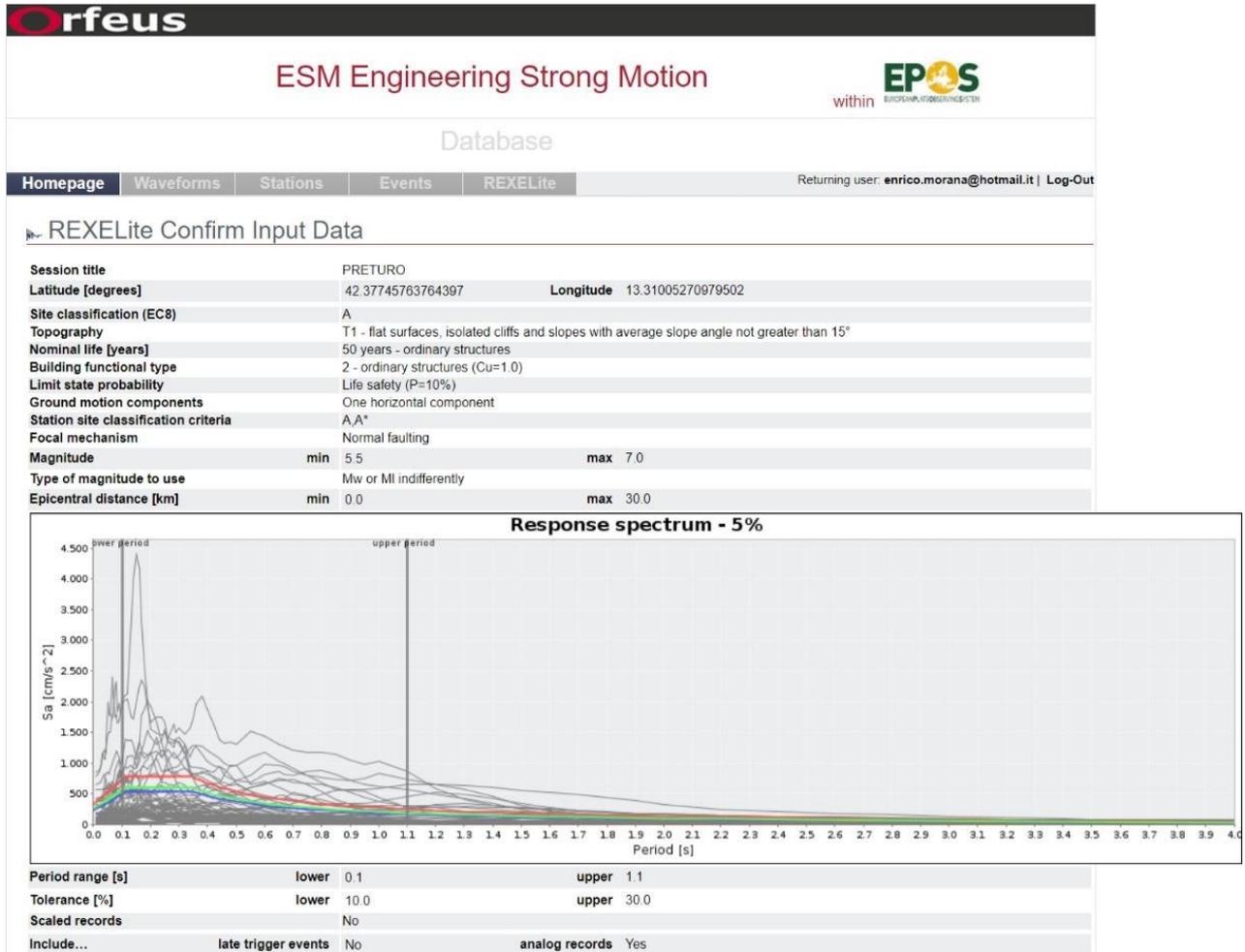


Figura 3.7– Schermata dei dati di ingresso utilizzati (caratteristiche dell'evento sismico, del sito di registrazione, criteri di tolleranza) di REXELite.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Input sismico: i 7 accelerogrammi selezionati

Stazioni

MI05: S. Eusanio Forconese (AQ)
CLO: Castelluccio di Norcia (PG)
MMO: Montemonaco (AP)
T212: Avendita (PG)

	Network	Station code	Event time	Scale factor	Usable Bandwidth [Hz]	Orientation	Response spectrum
1°	3A - Centro di microzonazione sismica Network, 2016 Central Italy seismic sequence	MZ19	2016-10-30 06:40:18	1.0	69.96	HNE	
2°	3A - Centro di microzonazione sismica Network, 2016 Central Italy seismic sequence	MZ19	2016-10-30 06:40:18	1.0	69.96	HNN	
3°	IT - Italian Strong Motion Network (RAN) [DPC]	ACC	2016-10-30 06:40:18	1.0	29.94	HGE	
4°	IT - Italian Strong Motion Network (RAN) [DPC]	CLO	2016-10-26 19:18:06	1.0	39.93	HGE	
5°	IT - Italian Strong Motion Network (RAN) [DPC]	CLO	2016-10-26 19:18:06	1.0	39.93	HGN	
6°	IT - Italian Strong Motion Network (RAN) [DPC]	MMO	2016-10-30 06:40:18	1.0	59.95	HGN	
7°	IV - Italian National Seismic Network [INGV]	T1212	2016-10-30 06:40:18	1.0	49.96	HNN	

Network: rete sismica a cui appartiene la stazione

Station code: codice identificativo della stazione

Event time: data e ora dell'evento sismico

Scale factor: fattore di scala che di default è pari a 1

Usable Bandwidth: ci dà informazioni sulle frequenze della registrazione e relativa utilizzabilità

Orientation: il codice è formato da tre caratteri alfa numerici. I primi due caratteri danno informazioni sulla tipologia del sensore e della taratura. L'ultima lettera si riferisce la direzione registrata. la nostra settupla quindi è: nord, est, nord, nord, est, nord, nord), sono tutte componenti orizzontali, se ci fossero componenti verticali avremmo la lettera Z

Figura 3.8 – I sette accelerogrammi dell'input sismico selezionati da Rexelite.

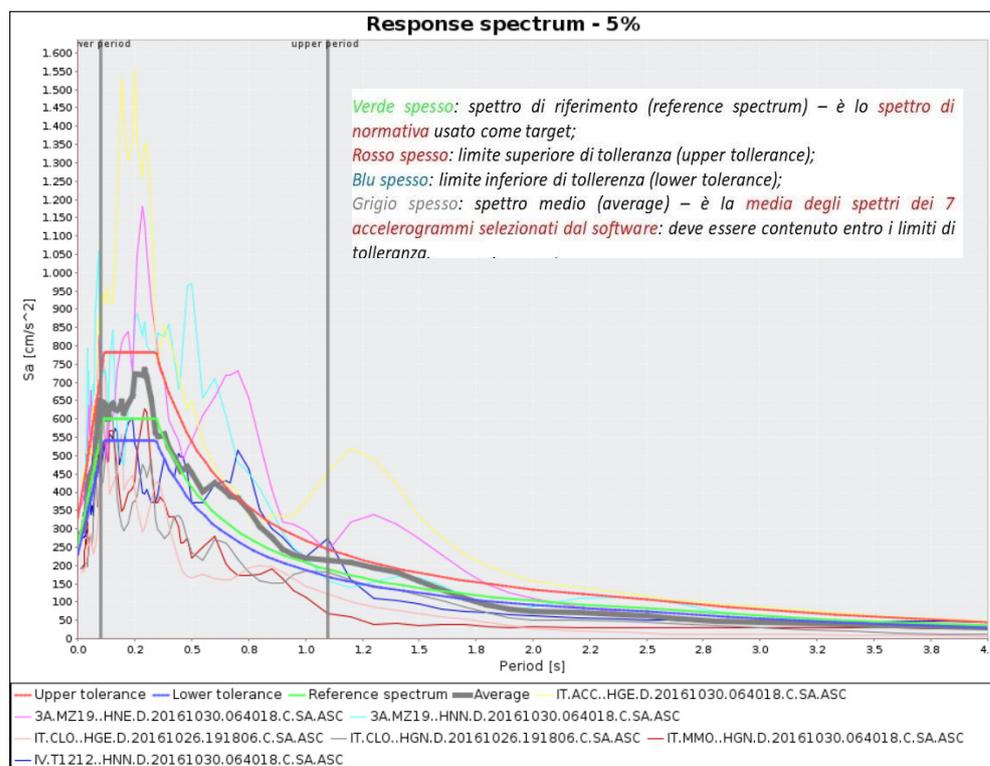


Figura 3.9– Spettro target da normativa versus i sette spettri di risposta elastica relativi ai sette accelerogrammi naturali selezionati (settupla) e lo spettro medio selezionato compatibile, entro limiti di tolleranza, con lo spettro target.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Il software LSR2D utilizzato per le simulazioni numeriche calcola le seguenti caratteristiche dei sette accelerogrammi selezionati tramite la banca dati Rexelite:

- a_{max} : accelerazione massima;
- I_S : intensità di Arias;
- t_5 : istante iniziale della fase di strong motion;
- t_{95} : istante finale della fase di strong motion;
- D_{5-95} : durata della fase di strong motion;
- v_0 : frequenza di passaggi per lo zero nella fase di strong motion;
- N_{eq} : numero di cicli equivalenti.

Dalla Figura 3.10 alla Figura 3.16 sono riportate le time history e le caratteristiche dei sette accelerogrammi selezionati ed utilizzati nelle simulazioni numeriche per la stima dei Fattori di amplificazione.

Dall'analisi delle figure è possibile comprendere alcuni aspetti che hanno condizionato la scelta degli accelerogrammi. Considerando che l'obiettivo della tesi, infatti, era di focalizzarsi sulle analisi dei fattori "intrinseci" che caratterizzano il comportamento di sito, si è cercato di selezionare un set "mediamente rappresentativo" in modo tale che le caratteristiche medie di output del modello non fossero eccessivamente condizionate dalla tipologia di accelerogrammi scelti.

Gli accelerogrammi sono stati perciò individuati per assicurare che lo studio mettesse in luce le caratteristiche proprie del sistema geotecnico, piuttosto che gli effetti di un particolare tipo di terremoto. A tale scopo, sono stati selezionati terremoti di minore (accelerogrammi da 4 a 7) e maggiore intensità (accelerogrammi da 1 a 3), così da tenere in conto il comportamento di sito sia a livelli deformativi più bassi (effetti non lineari di minore entità) che a livelli deformativi più alti (effetti non lineari di maggiore entità) ed infine con la media ottenere un "effetto netto" equilibrato. Sono inoltre stati scartati terremoti che presentassero funzioni spettrali eccessivamente differenti dalla forma spettrale media di normativa.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

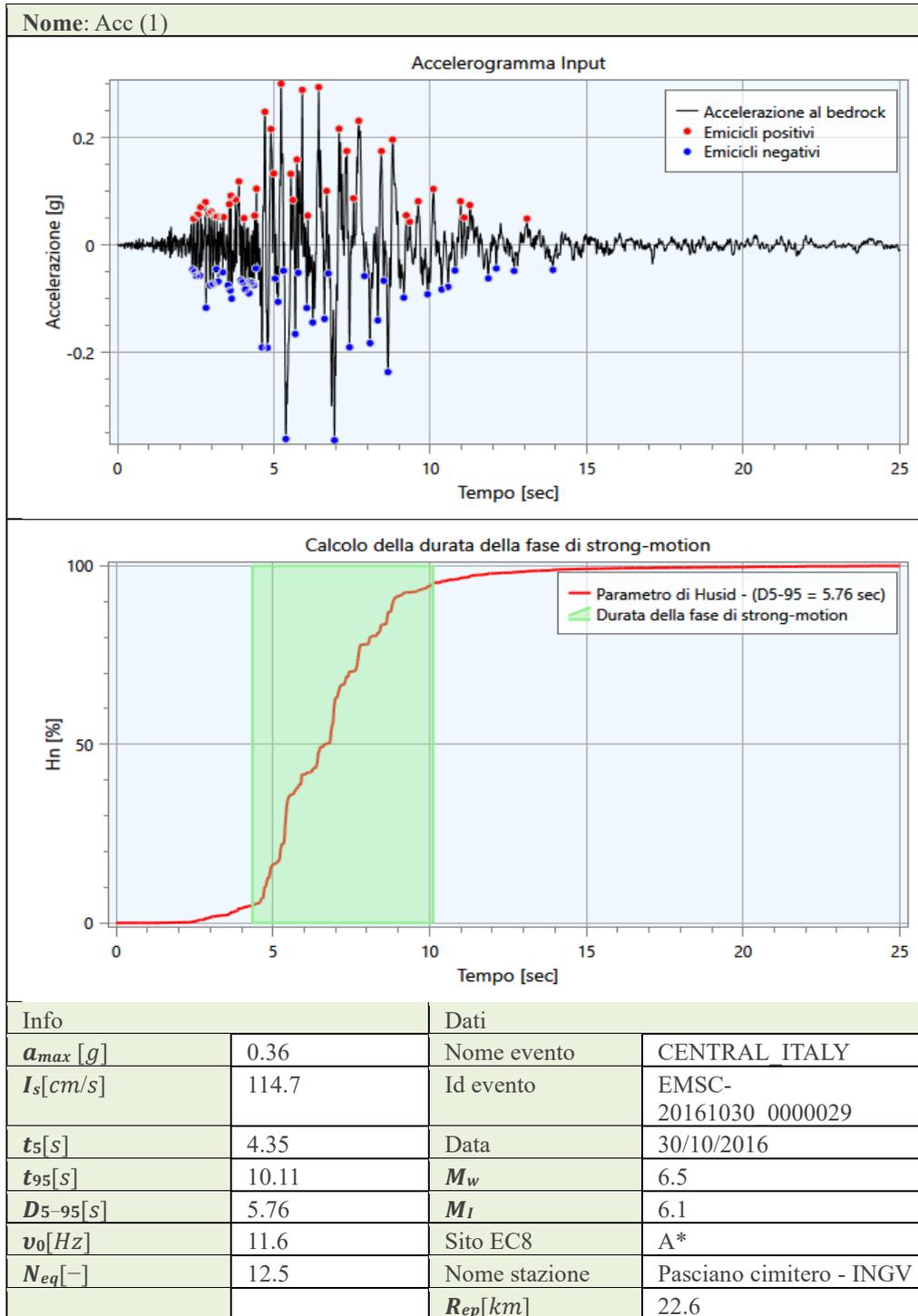


Figura 3.10 – Accelerogramma n. 1 selezionato con Rexelite: time-history (in alto); diagramma di intensità di Husid (al centro); caratteristiche dell'evento sismico e della stazione di registrazione di cui all'accelerogramma selezionato (in basso).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

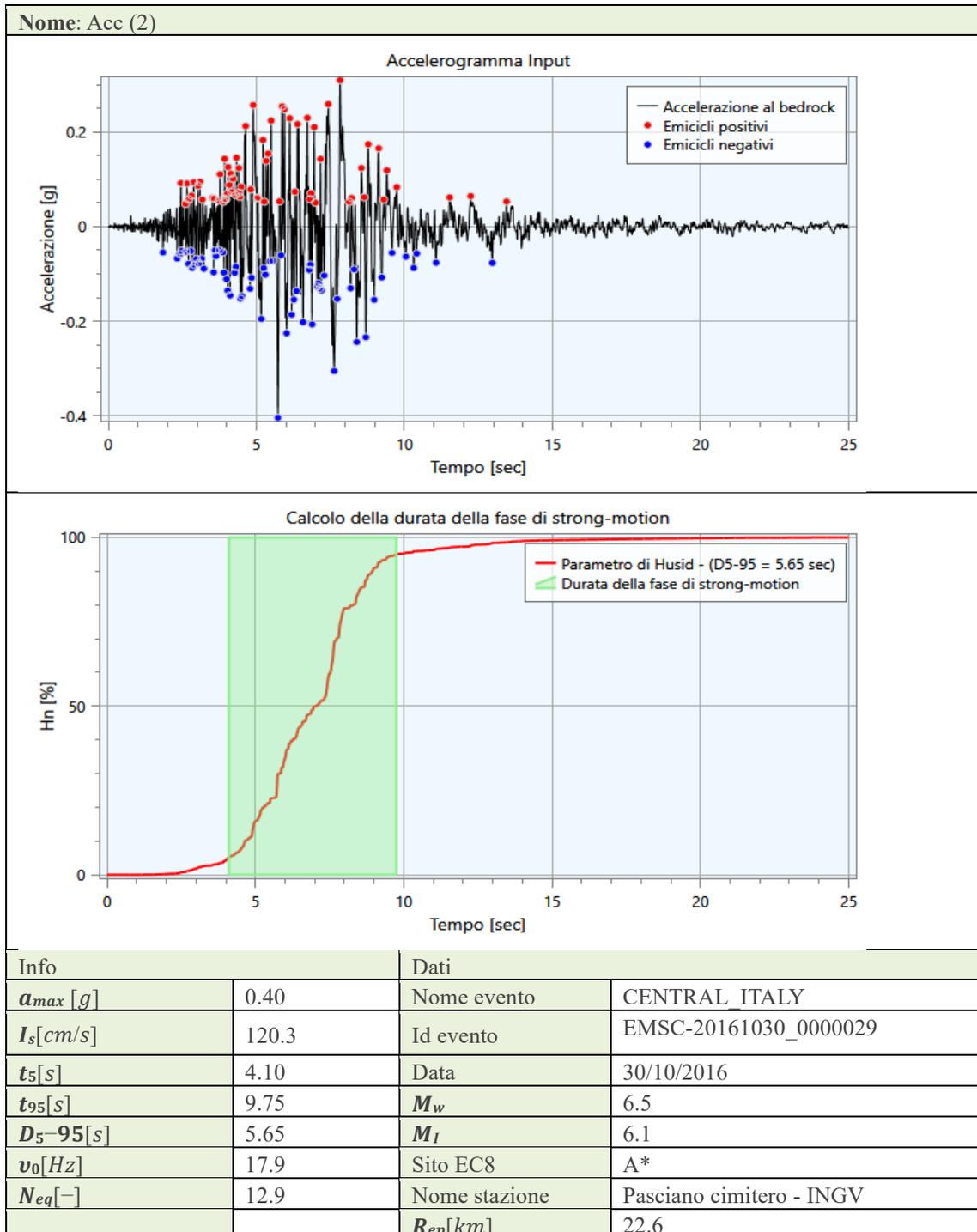


Figura 3.11 – Accelerogramma n. 2 selezionato con Rexelite: time-history (in alto); diagramma di intensità di Husid (al centro); caratteristiche dell'evento sismico e della stazione di registrazione di cui all'accelerogramma selezionato (in basso).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

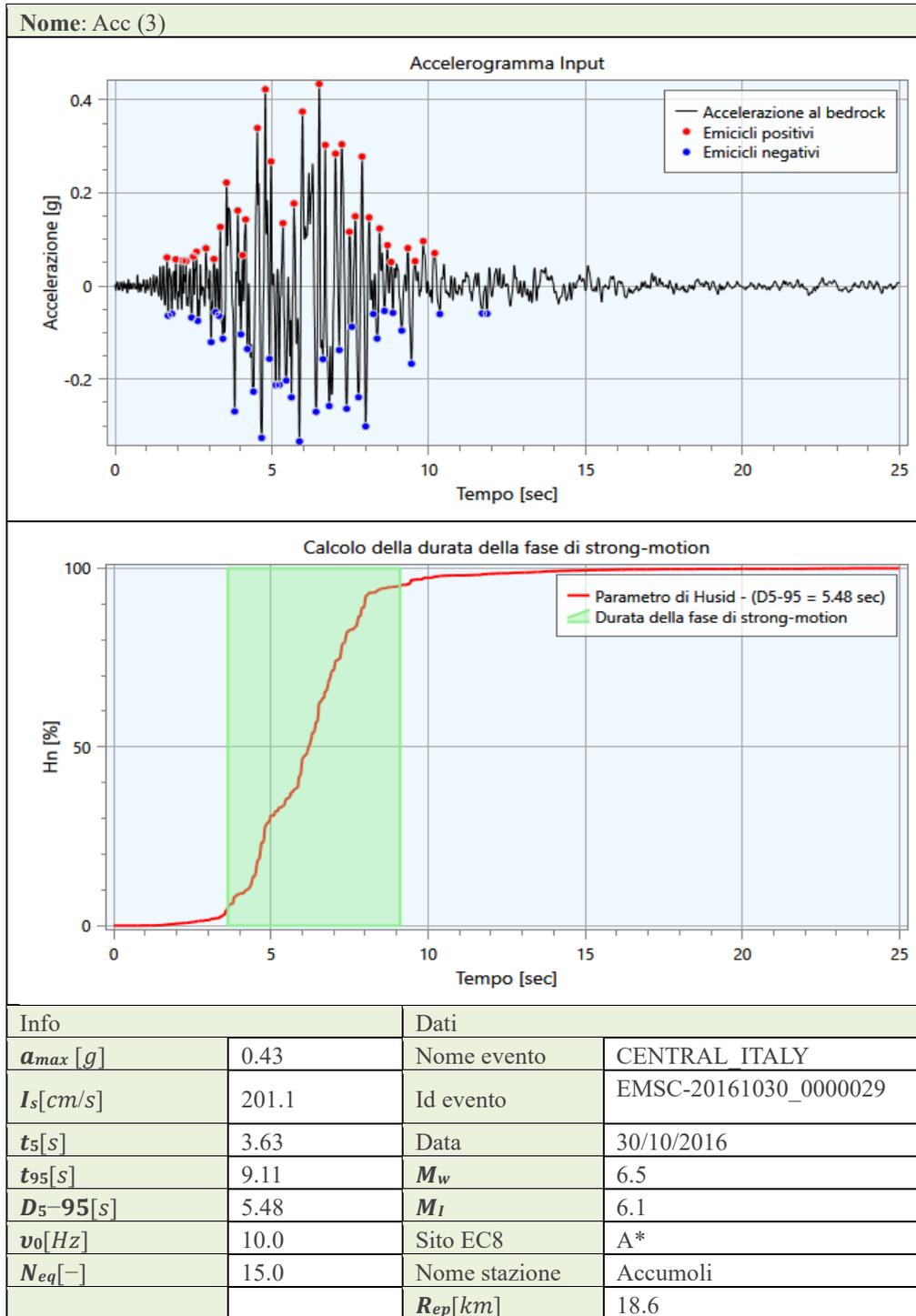


Figura 3.12 – Accelerogramma n. 3 selezionato con Rexelite: time-history (in alto); diagramma di intensità di Husid (al centro); caratteristiche dell'evento sismico e della stazione di registrazione di cui all'accelerogramma selezionato (in basso).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

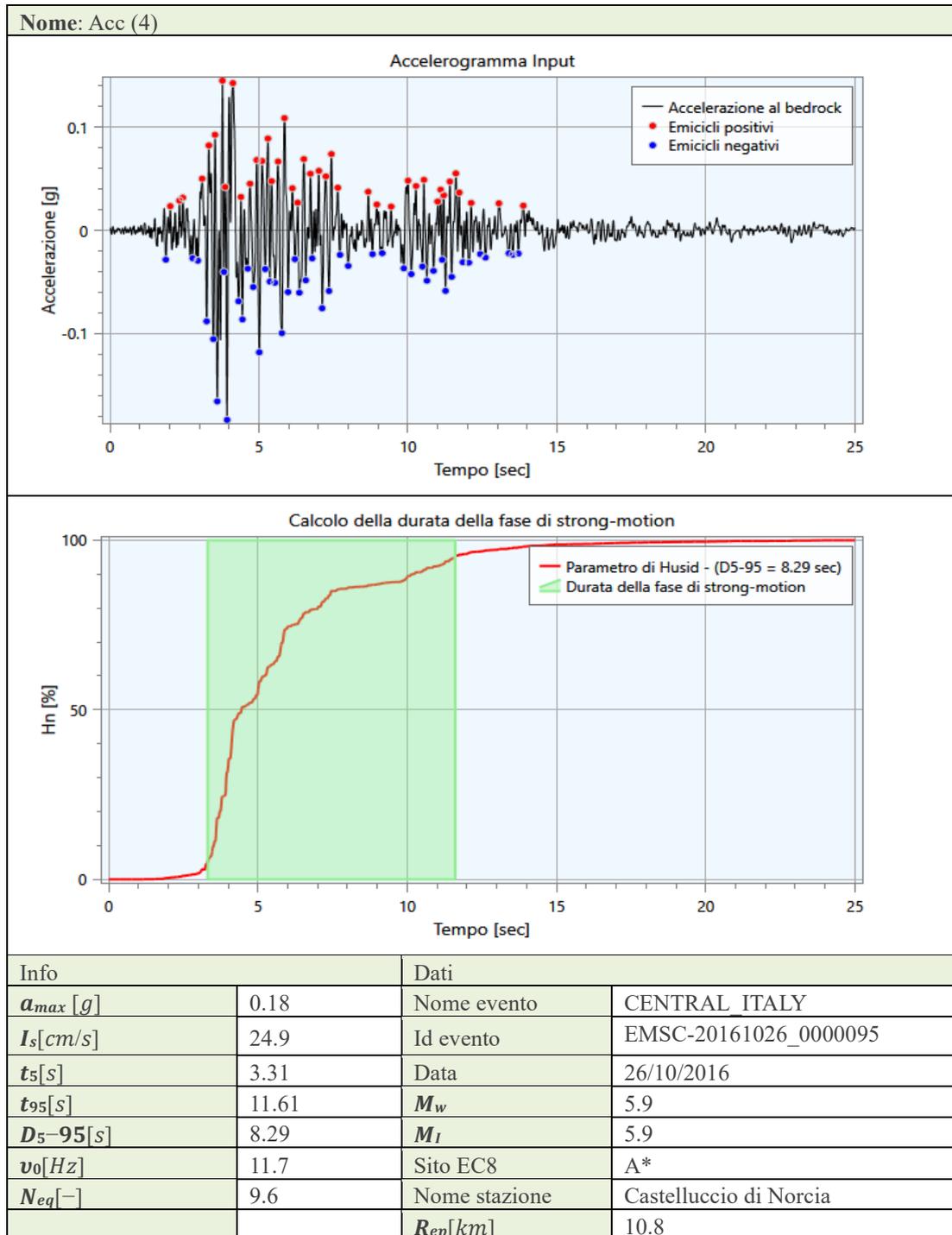


Figura 3.13 – Accelerogramma n. 4 selezionato con Rexelite: time-history (in alto); diagramma di intensità di Husid (al centro); caratteristiche dell'evento sismico e della stazione di registrazione di cui all'accelerogramma selezionato (in basso).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

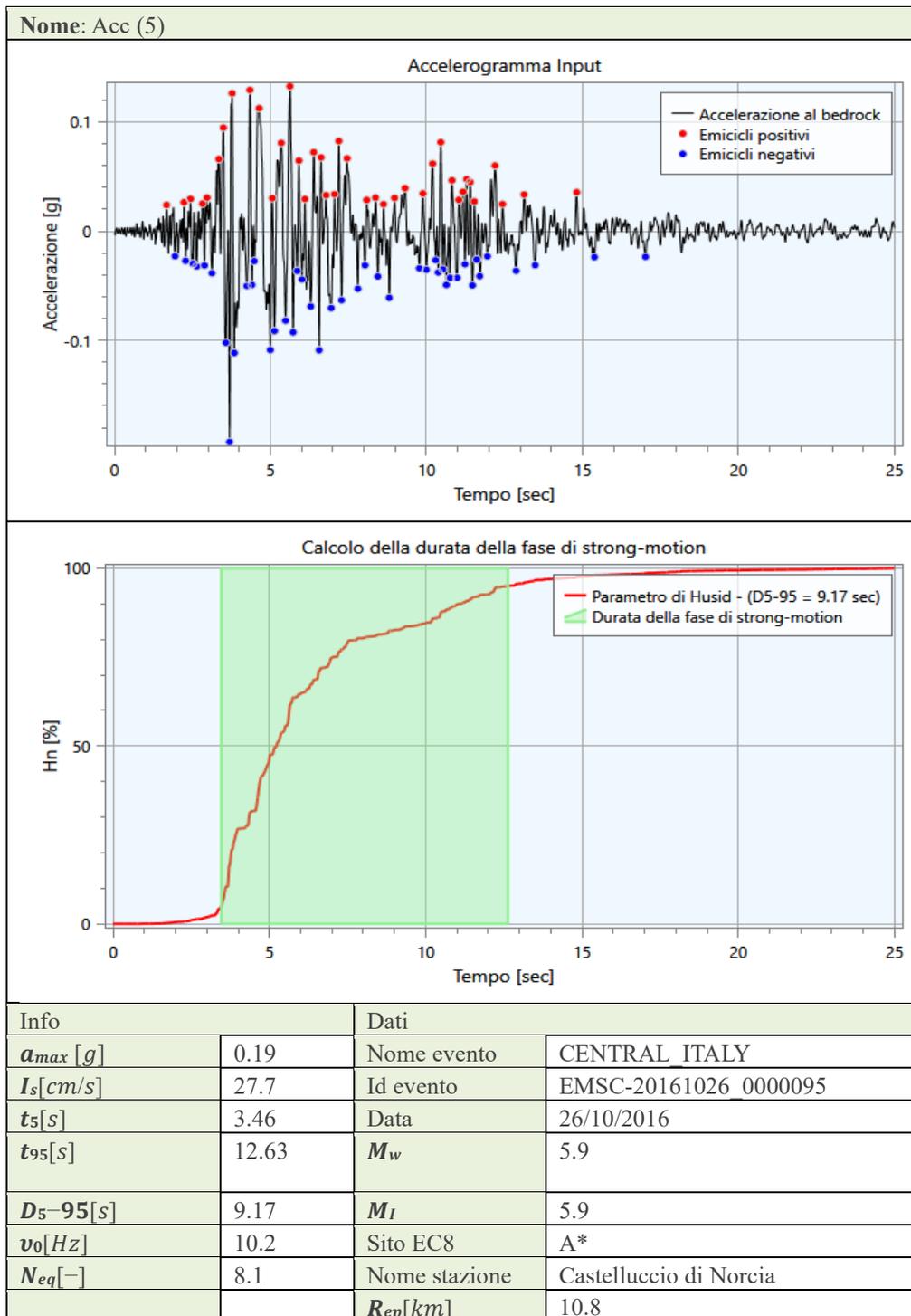


Figura 3.14 – Accelerogramma n. 5 selezionato con Rexelite: time-history (in alto); diagramma di intensità di Husid (al centro); caratteristiche dell'evento sismico e della stazione di registrazione di cui all'accelerogramma selezionato (in basso).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

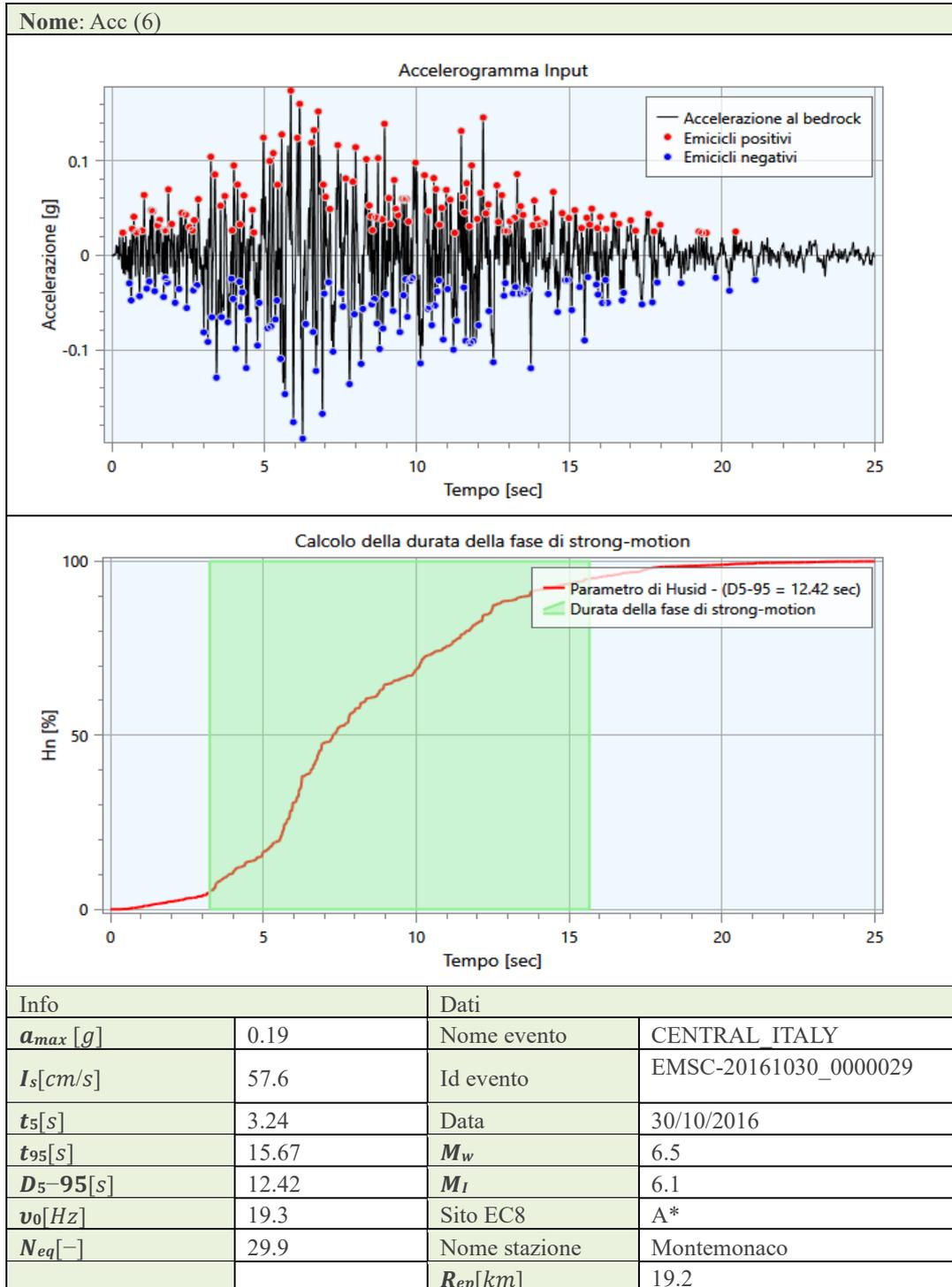


Figura 3.15 – Accelerogramma n. 6 selezionato con Rexelite: time-history (in alto); diagramma di intensità di Husid (al centro); caratteristiche dell'evento sismico e della stazione di registrazione di cui all'accelerogramma selezionato (in basso).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

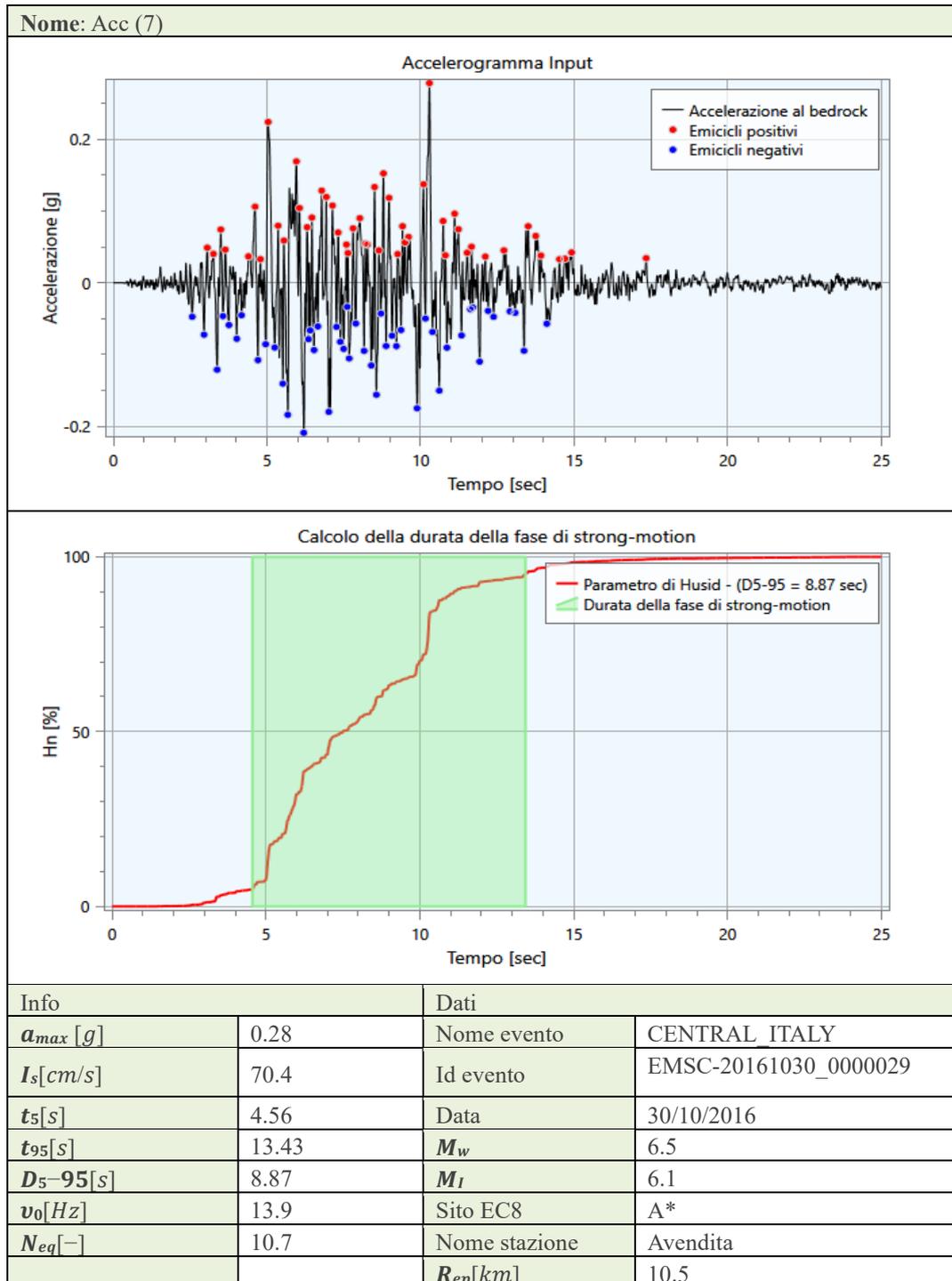


Figura 3.16 – Accelerogramma n. 7 selezionato con Rexelite: time-history (in alto); diagramma di intensità di Husid (al centro); caratteristiche dell'evento sismico e della stazione di registrazione di cui all'accelerogramma selezionato (in basso).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3.4 La Microzonazione sismica di terzo livello di Preturo-Sassa

Le aree urbanizzate ed urbanizzabili, oggetto della Microzonazione sismica di terzo livello di Preturo-Sassa, sono state selezionate in accordo con il Comune dell'Aquila (Figura 3.17, Figura 3.18, Figura 3.19).

In sintesi, dal punto di vista tettonico il Bacino di L'Aquila-Scoppito, in cui è ubicata l'area di Preturo-Sassa, è interpretato come un graben asimmetrico bordato a NE dalla faglia distensiva sismogenetica del Monte Pettino immergente a SE e a N dalla faglia di S. Marco di Preturo, come prolungamento a W della faglia del Monte Pettino, e da quella di Scoppito e Preturo (Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010) (Figura 3.17).

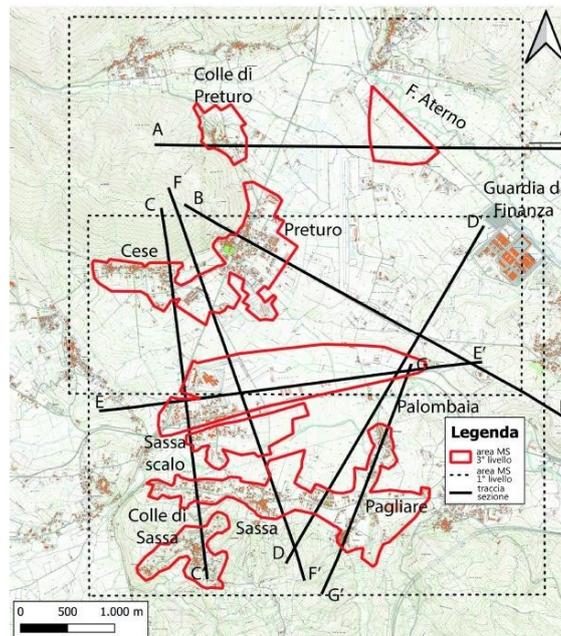


Figura 3.17 – In alto: area di Preturo-Sassa (L'Aquila ovest), oggetto della MS di primo livello con i principali toponimi. In basso: aree in rosso sono oggetto di MS di 3° livello. Sono anche riportate le sezioni oggetto di analisi RSL 2D (segmenti di colore nero spesso).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

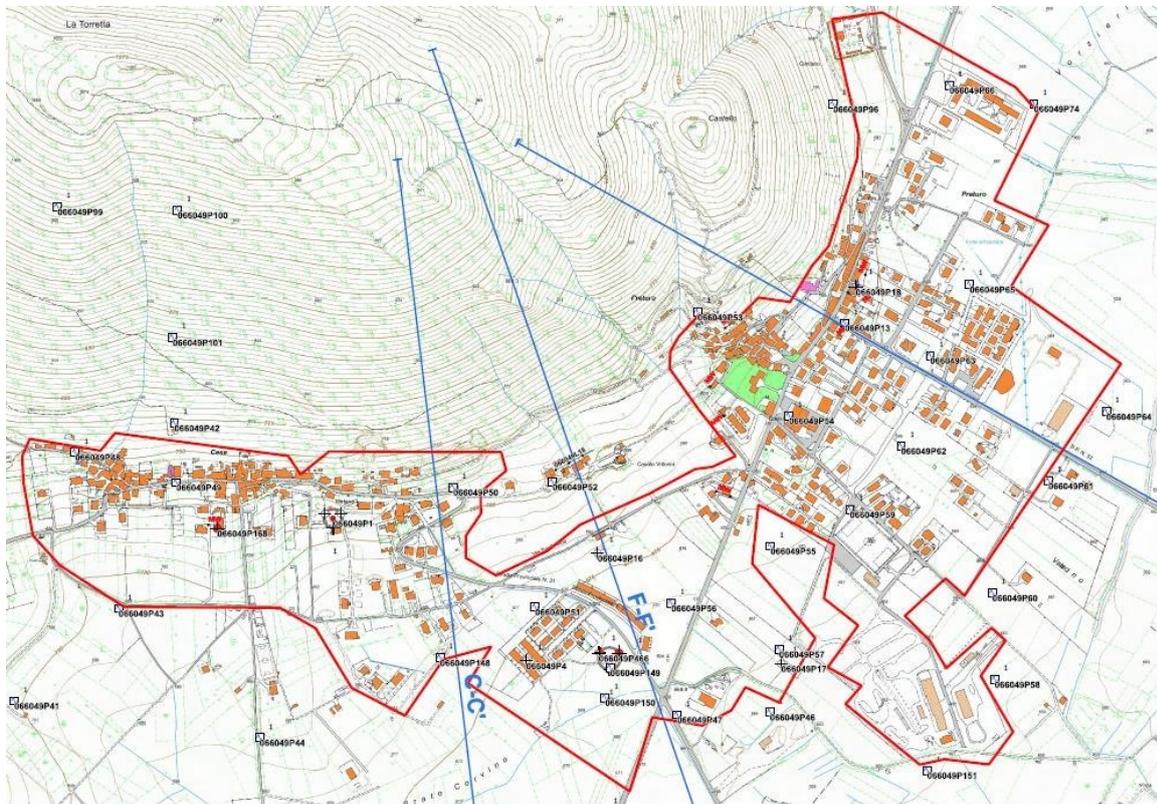


Figura 3.18 – Area di Preturo: carta delle indagini aggiornata. Sono anche riportate le sezioni oggetto di analisi RSL 2D (segmenti di colore blu).

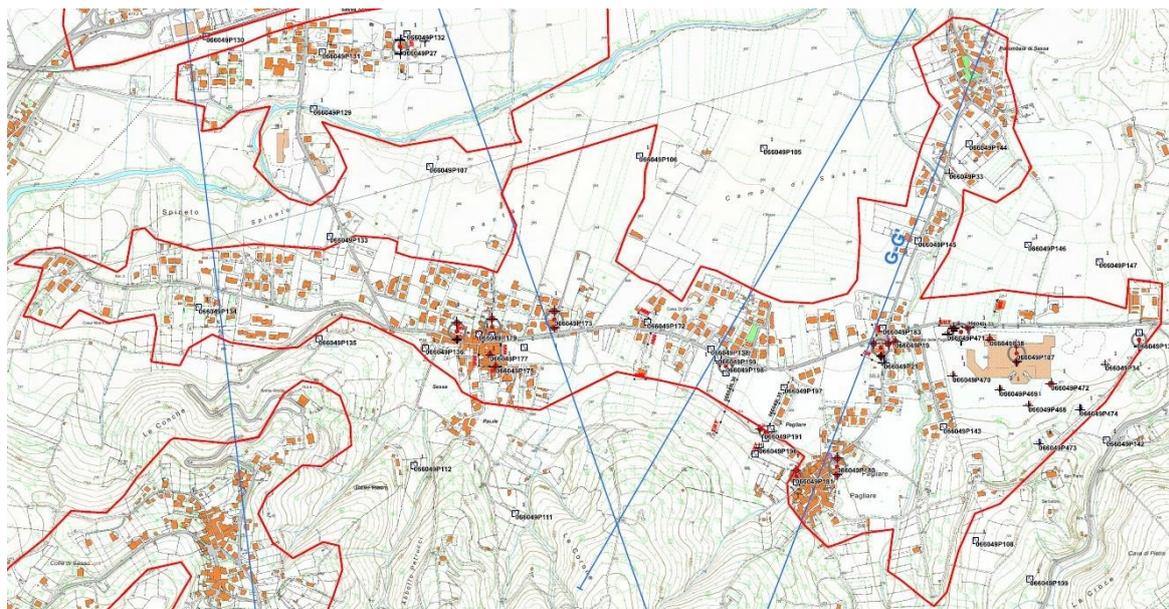


Figura 3.19 – Area di Sassa: carta delle indagini aggiornata. Sono anche riportate le sezioni oggetto di analisi RSL 2D (segmenti di colore blu).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Il substrato geologico dell'area è caratterizzato da rocce carbonatiche meso-cenozoiche di ambiente di bacino-scarpata e di margine di piattaforma con sovrapposti depositi di rampa carbonatica. Al di sopra seguono depositi terrigeni sinorogenici alto-miocenici (Nocentini et al. 2017). A partire dal Pliocene superiore – Pleistocene inferiore, l'instaurarsi della tettonica estensionale e il conseguente riempimento del Bacino dell'Aquila hanno fatto in modo che l'area sia stata sede della sedimentazione di depositi ghiaioso – sabbioso - argillosi di ambiente fluviale e palustre (Cosentino et al., 2017; Nocentini et al. 2017). Tali depositi, nel Pleistocene medio-superiore e nell'Olocene, sono stati oggetto dell'azione erosiva del F. Aterno, del T. Raio, i quali hanno parzialmente asportato la coltre sedimentaria portando alla genesi di una successione di modeste superfici terrazzate digradanti verso l'attuale pianura alluvionale. Infine, i bordi della piana sono stati interessati dalla sedimentazione di depositi di versante ed alluvionali (Figura 3.20, Figura 3.21, Figura 3.22).

Si vuole rimarcare l'importanza degli studi che negli ultimi anni il DICEAA ha portato avanti sulla Geologia del Quaternario (Antonielli et al., 2020; Cosentino et al., 2017; Porreca et al., 2016; Tallini et al., 2019), sulla cartografia geologica di dettaglio (Nocentini et al., 2017; Nocentini et al., 2018), sulla caratterizzazione sismica di sito (Del Monaco et al., 2013; Di Giulio et al., 2014; Durante et al., 2017; Spadi et al., 2022; Tallini et al., 2020), sulla risposta sismica locale (Amoroso et al. 2018; Bordoni et al., 2014; Gaudiosi et al., 2013; Lanzo et al., 2011; Macerola et al., 2019; Mannella et al., 2019) e sulla liquefazione della piana intramontana dell'Aquila (Monaco & Amoroso, 2019; Storti et al., 2013) e, più specificatamente, del settore di Preturo-Sassa che sono stati di base per le attività di Microzonazione sismica di primo e terzo livello oggetto della convenzione con la Regione Abruzzo.

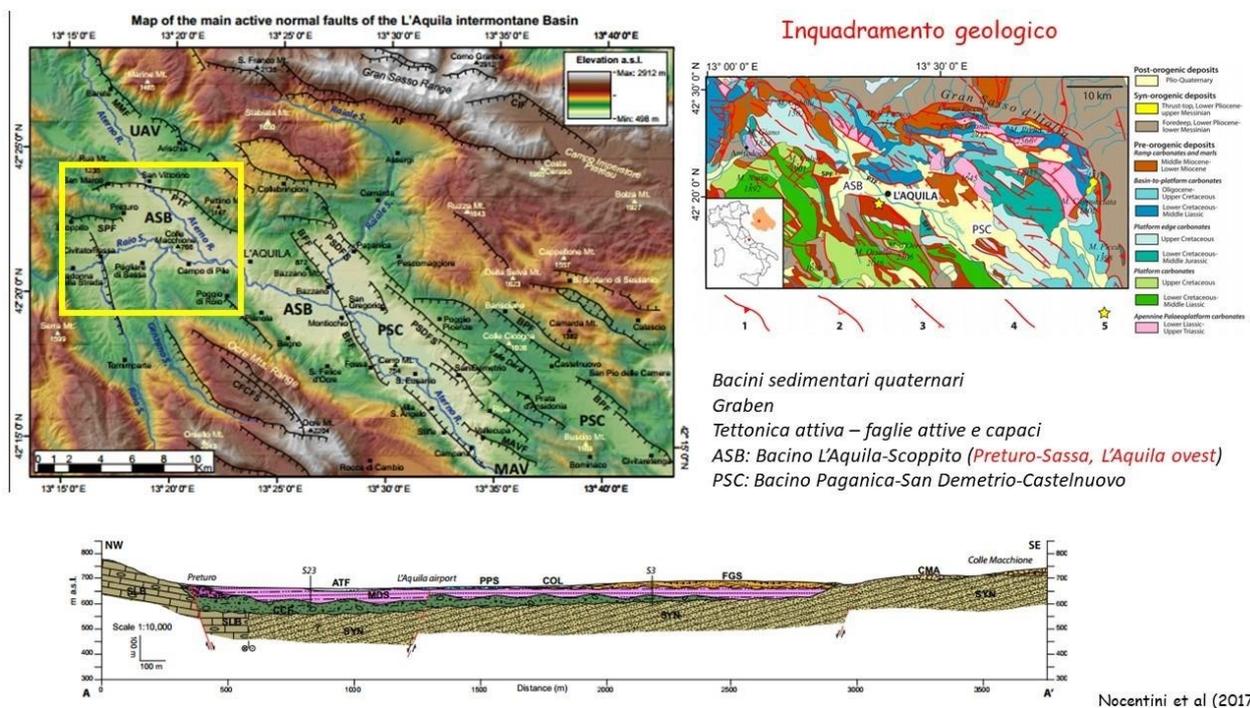


Figura 3.20 – Inquadramento geologico della piana intramontana di Preturo-Sassa (L'Aquila ovest) (da Nocentini et al., 2017).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Stratigrafia: Sintemi del Quaternario-Pliocene superiore

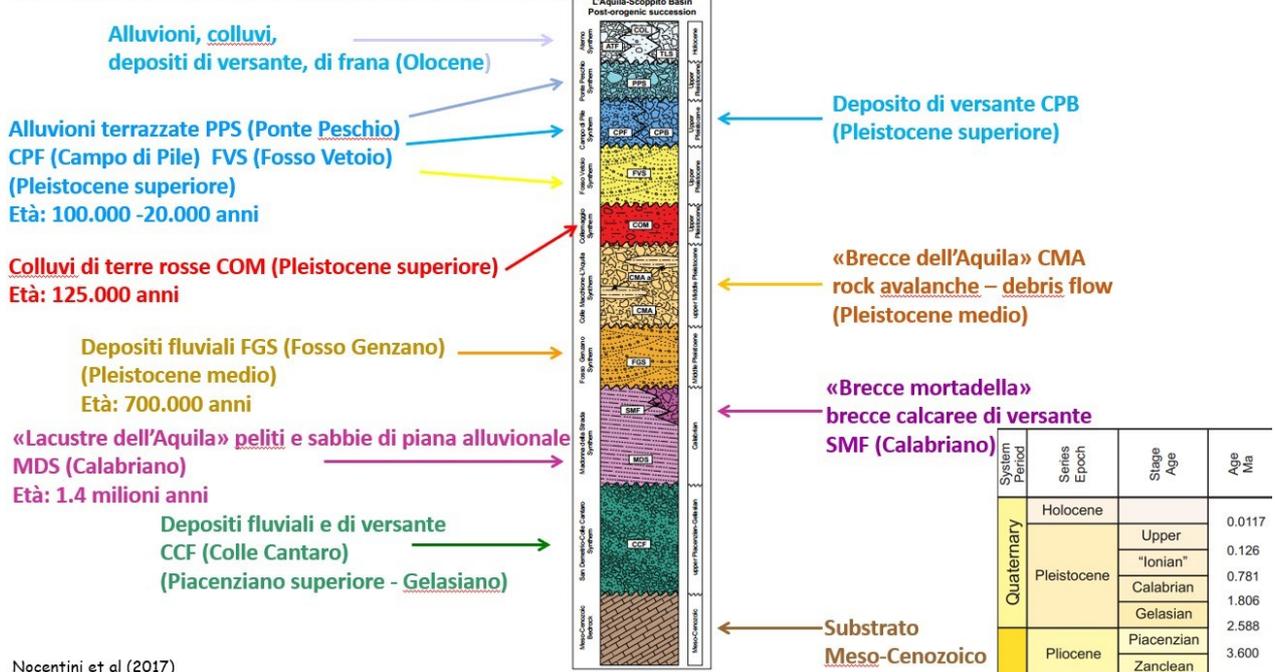


Figura 3.21 – Stratigrafia dell'area di Preturo-Sassa (da Nocentini et al., 2017).

Stratigrafia: sondaggi

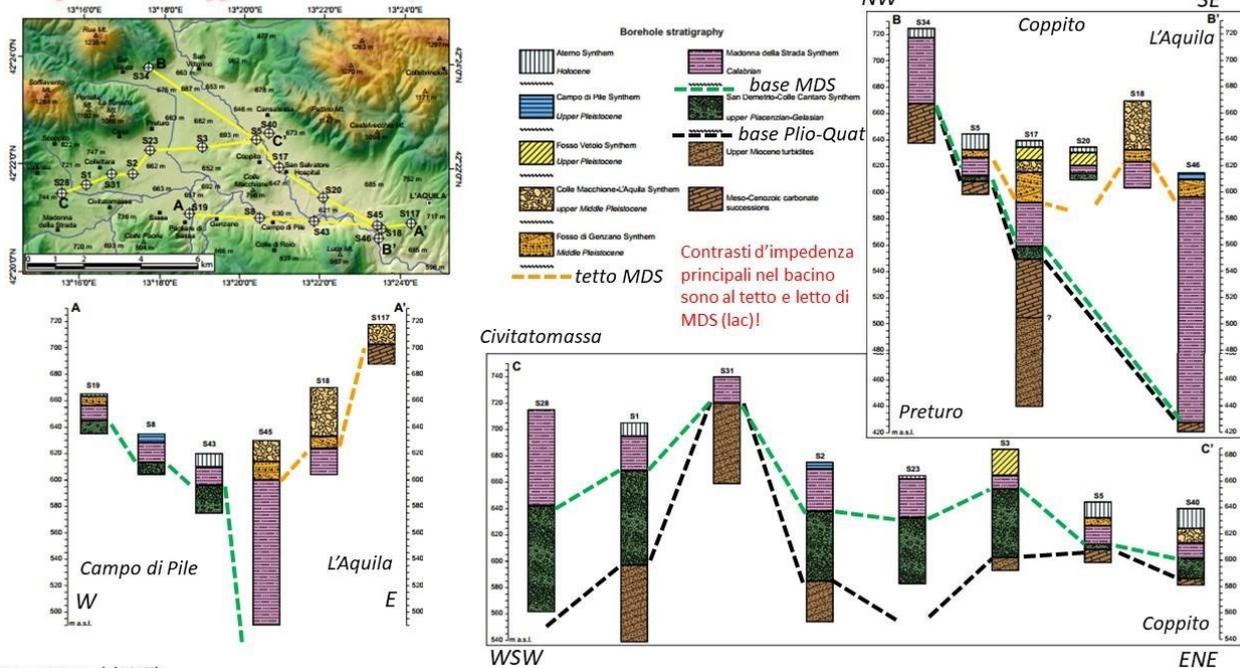


Figura 3.22 – Schema dei rapporti stratigrafici dell'area di Preturo-Sassa (da Nocentini et al. (2017).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3.4.1 Il modello del sottosuolo

Il modello geologico del sottosuolo è stato ricostruito tramite rilievi geologici e geomorfologici di dettaglio integrati con lo studio dei sondaggi reperiti utili a definire gli spessori e le profondità dei limiti tra le unità geologiche. La stratigrafia delle formazioni quaternarie e del substrato geologico è sintetizzata nella Tabella 3.1.

I contrasti d'impedenza sismica principali nel bacino corrispondono ai limiti al tetto e al letto della Formazione di Madonna della Strada pelitico-sabbiosa del Pleistocene inferiore (MDS, Figura 3.21 e Figura 3.22). Le frequenze di risonanza f_0 , pari a 1-3 Hz, sono indotte dal contrasto d'impedenza tra la formazione MDS (all2) e quella di Colle Cantaro (all1) o il substrato geologico (UAM, UAP, CBZ, ecc.); le frequenze di risonanza f_1 , pari a 7-10 Hz, sono invece dovute al contrasto tra le alluvioni recenti (all3) e le unità ant, fra, fal, col con all2 o il substrato geologico (Figura 3.23 e Figura 3.24).

Attraverso la definizione di una relazione empirica tra la frequenza di risonanza e lo spessore delle coperture, sono state ricostruite le isobate del substrato (Nocentini et al., 2017) (Figura 3.25) che hanno evidenziato un andamento irregolare del substrato pre-Quaternario, ad indicare la presenza di una paleomorfologia sepolta molto articolata, con zone di alto morfologico alternate a valli e scarpate sepolte, come è possibile vedere nei profili riportati da Figura 3.26 a Figura 3.32, che corrispondono alle sezioni geologiche investigate con le analisi di risposta sismica locale 2D (vedi Figura 3.17, Figura 3.18, Figura 3.19 e Figura 3.39).

Ad arricchire il modello sismostratigrafico dell'area, l'INGV ha acquisito presso l'aeroporto di Preturo, il microtremore ambientale con due array bidimensionali passivi costituiti da 12 e 24 stazioni sismiche, rispettivamente, ubicate presso l'aeroporto di Preturo (vedi report INGV allegato). L'elaborazione dei dati ha permesso di ricostruire il profilo di velocità che ha evidenziato una serie di passaggi netti di V_s che possono avere una corrispondenza con il contesto geologico (Figura 3.33): a 50 m dal pc, il passaggio tra all2 ($V_s=400$ m/s) e la sottostante unità all1 ($V_s=600$ m/s); a 100 m dal pc, il passaggio tra all1 e il substrato geologico costituito da UAP ($V_s=700$ m/s); a 190 m dal pc, il passaggio, all'interno della substrato geologico, tra UAP-UAM e le unità carbonatiche ($V_s=1300$ m/s). Il contrasto d'impedenza principale (C.I.), secondo il profilo di V_s dell'array, sarebbe quindi localizzato all'interno del substrato geologico, al passaggio tra le unità marnose arenacee (UAM-UAP) e quelle carbonatiche ($C.I.=22 \times 1300 / 22 \times 700 = 1.8$). I valori di V_s ottenuti con l'array per le unità superficiali, quali coll, ant e all3, le unità all2, all1, UAP-UAM e quelle carbonatiche sono sostanzialmente in accordo con quelle stimate da indagini in situ (down-hole, cross-hole) e riportate in Tabella 3.2.

Codice legenda Regione Abruzzo	Unità foglio CARG 358 Pescorocchiano e 359 L'Aquila	Unità in Nocentini et al. (2017; 2018)	Età in Nocentini et al. (2017; 2018)
ant	----	Aterno Synthem	Olocene
fra	CARG 358-359: Depositi attuali recenti	Aterno Synthem	Olocene
all3	CARG 358-359: Depositi attuali recenti	Aterno Synthem	Olocene
fal	CARG 358-359: Depositi attuali recenti	Aterno Synthem	Olocene



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

col	CARG 358-359: Depositi attuali recenti	Aterno Synthem Collemaggio Synthem	Olocene Pleistocene superiore (parte alta)
at3	CARG 358-359: Sintema di Valle Majelama (AVM)	Ponte Peschio Synthem	Pleistocene superiore (parte alta)
at2	CARG 359: Sintema di Catignano (ACT)	Fosso Vetoio Synthem	Pleistocene superiore (parte bassa)
dbf	CARG 358: Sistema di Colle Cantaro-Cave (CNV)? CARG 359: Sintema di AielliPescina?	Colle Macchione- L'Aquila Synthem	Pleistocene medio (parte alta)
at1	CARG 358: Sistema del Fosso del Genzano (SFG) CARG 359: Sintema di Catignano (ACT)	Fosso Genzano Synthem	Pleistocene medio (parte bassa)
ver	CARG 358: Sistema di Colle Cantaro-Cave (CNV) CARG 359: Sintema di Aielli-Pescina	San Marco Fm.	Calabriano (parte bassa)
all2	CARG 358: Sistema di Madonna della Strada (SMV) CARG 359: Sintema di Aielli-Pescina	Madonna della Strada Fm.	Calabriano (parte medio- bassa)
all1	CARG 358: Sistema di Colle Cantaro-Cave (CNV) CARG 359: Sintema di Aielli-Pescina	Colle Cantaro-Cave Fm.	Piacenziano sup.- Gelasiano

Tabella 3.1 – Schema di correlazione delle unità plio-quadernarie continentali utilizzate nelle sezioni geologiche (codice Regione Abruzzo), dei fogli CARG 358 (AA.VV., 2010a; APAT, 2008) e 359 (AA.VV., 2010b; APAT, 2006) e in Nocentini et al. (2017; 2018).

Dall'osservazione delle isobate si nota come il bacino presenti profondità generalmente superiori a 60 m, con la zona più depressa localizzata nell'area tra Preturo, l'aeroporto e l'Aterno, dove il substrato si trova alla profondità massima di 120 m. Questa depressione si estende poi in direzione N-S al di sotto dell'attuale piana del Raio, per poi orientarsi in direzione E-W formando una paleovalle stretta con profondità tra gli 80 e i 60 m. Anche nell'area di Cese si è evidenziata la presenza di profondità elevate, intorno ai 100 m, con una direzione di allungamento NW-SE, ma è da segnalare la presenza di alti morfologici del substrato che interrompe la continuità di questa depressione. Queste depressioni sono separate dalla parte occidentale del bacino dalla presenza di un importante alto morfologico localizzato tra Sassa Scalo e Sassa, in corrispondenza del raccordo tra la SS17 e la SP584, dove il substrato si attesta a quote comprese tra 20 e 40 m. Da segnalare la presenza a W di questo rialzo di aree con profondità intorno agli 80 m presso Civitatomassa e a W del bivio per Colle di Sassa.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Contrasti di impedenza sismica principali

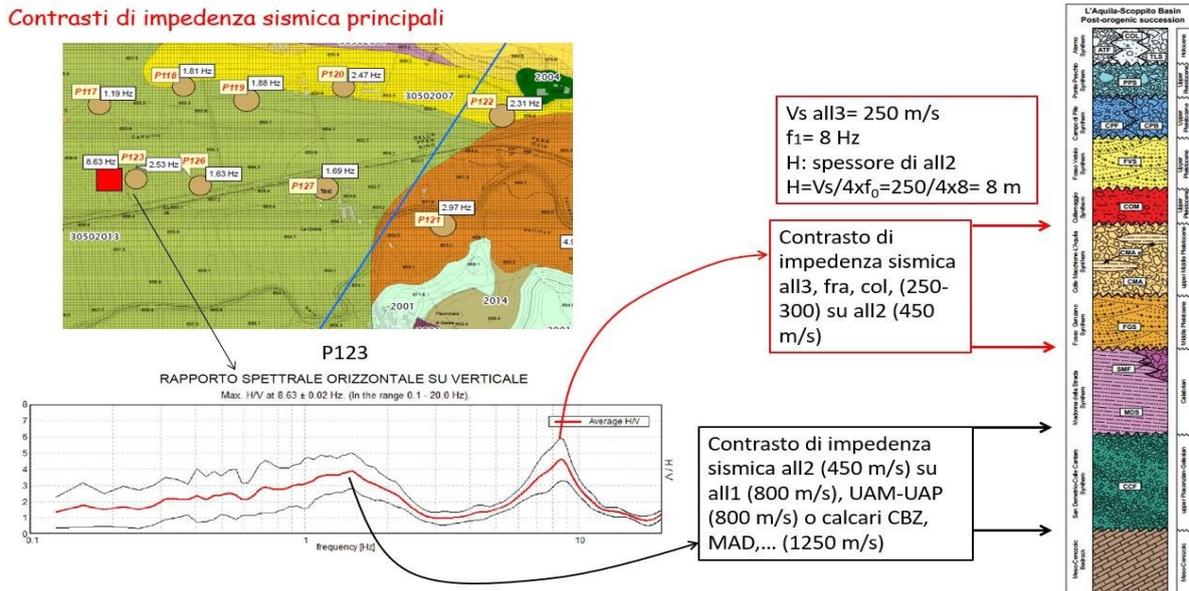
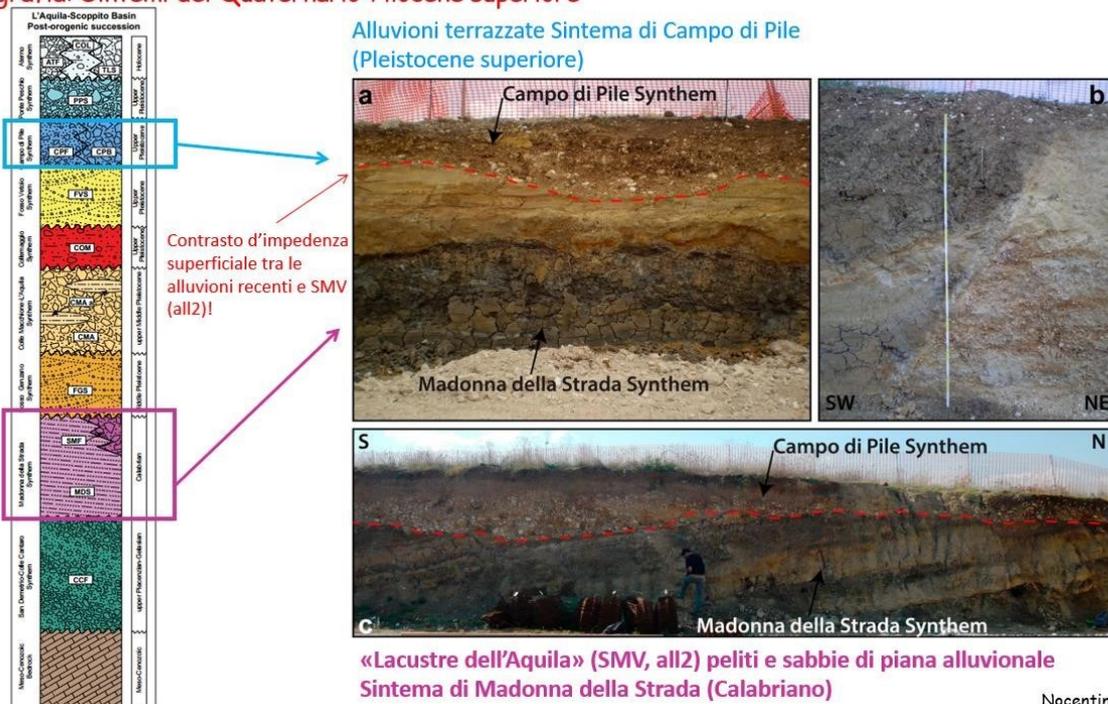


Figura 3.23 – Le frequenze di risonanza f_0 , pari a 1-3 Hz, sono indotte dal contrasto d'impedenza dovuto all'appoggio tra l'unità MDS (all2) su quella di Colle Cantaro (CCF, all1) o sul substrato geologico (UAM, UAP, CBZ, ecc.), le frequenze di risonanza f_1 , pari a 7-10 Hz, sono invece dovute al contrasto d'impedenza dovuto all'appoggio tra le alluvioni recenti (all3) e le unità ant, fra, fal, col sull'unità MDS (all2) o sul substrato geologico. Per le sigle delle formazioni vedere la Tabella 3.1.

Stratigrafia: Sintemi del Quaternario-Pliocene superiore



Nocentini et al (2017)

Figura 3.24 – Foto di affioramenti della Formazioni all2 (SMV) e delle alluvioni oloceniche (all3). Nella foto a si vede l'appoggio di all3 su all2 (SMV) che rappresenta il contrasto d'impedenza sismica superficiale caratterizzato dalla frequenza di risonanza f_1 , pari a 7-10 Hz.

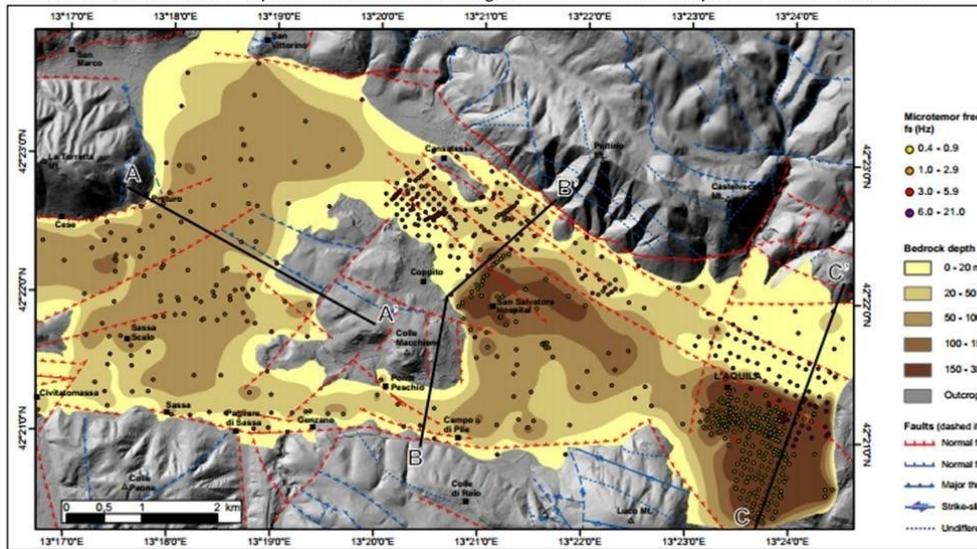
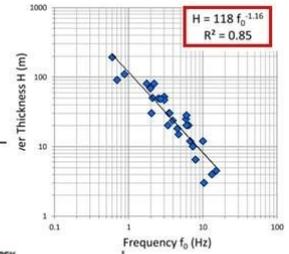
Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Isobate del substrato: profondità del substrato H versus frequenza di risonanza f_0

Il diagramma bilogarithmico rappresenta la relazione empirica tra H/f_0 (ascissa) ottenuto da una misura di microtremore acquisita vicino al boccapozzo di un sondaggio che ha incontrato il substrato geologico (ordinata)

Le altre profondità del substrato ipotetiche (H) sono state quindi ottenute dagli f_0 di altre misure di microtremore utilizzando l'equazione di best fit del diagramma a destra tra f_0 e profondità del substrato H



Nocentini et al (2017)

Figura 3.25 – Isobate del substrato sismico dell'area aquilana in cui è compresa a ovest (sinistra) quella di Preturo-Sassa (Nocentini et al., 2017). [Nota: le sezioni indicate nell'immagine si riferiscono ad altro studio, come da citazione, e non coincidono con quelle del presente studio].

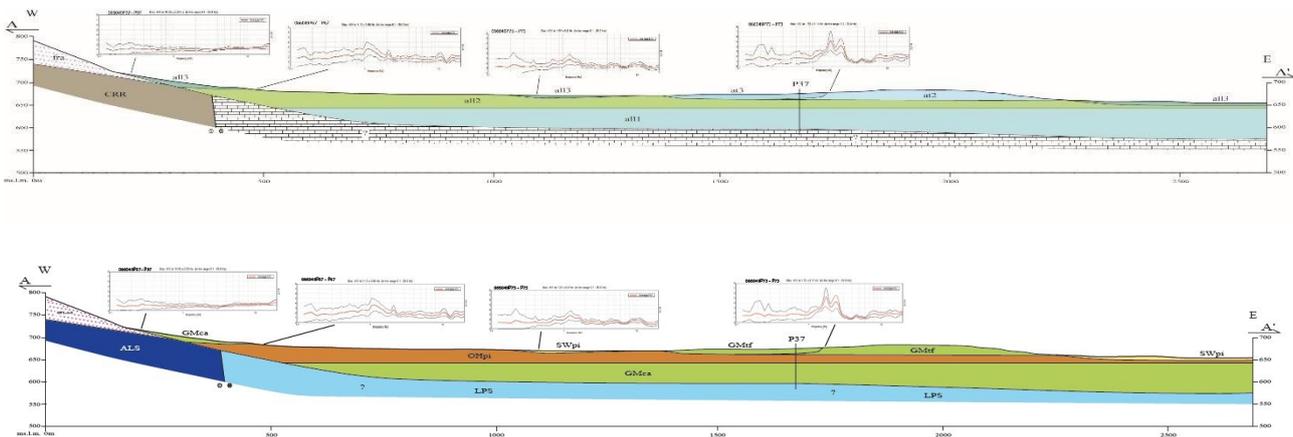


Figura 3.26 – Profilo A-A' con associate misure di microtremore. Le unità geologiche tecniche sono riportate sia con la nomenclatura utilizzata dalla Regione Abruzzo (sopra) che con quella utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC - sotto).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

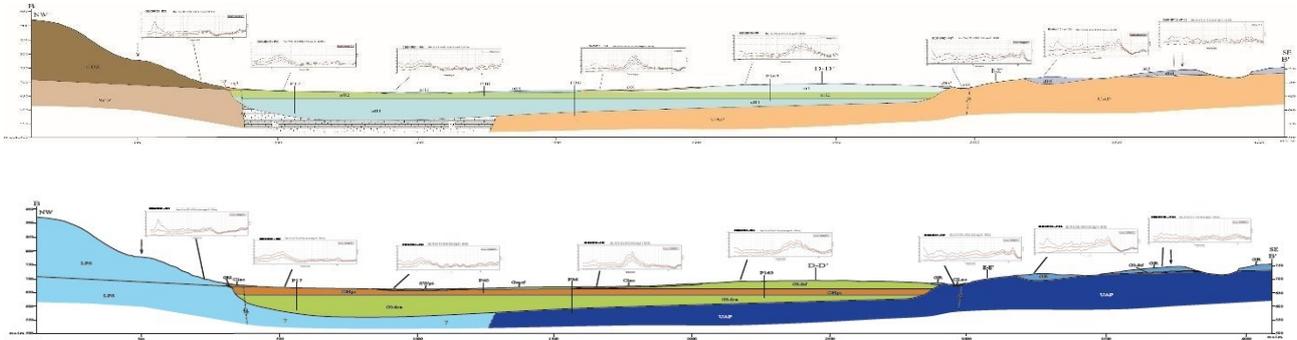


Figura 3.27 – Profilo B-B' con associate misure di microtremore. Le unità geologiche tecniche sono riportate sia con la nomenclatura utilizzata dalla Regione Abruzzo (sopra) che con quella utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC - sotto).

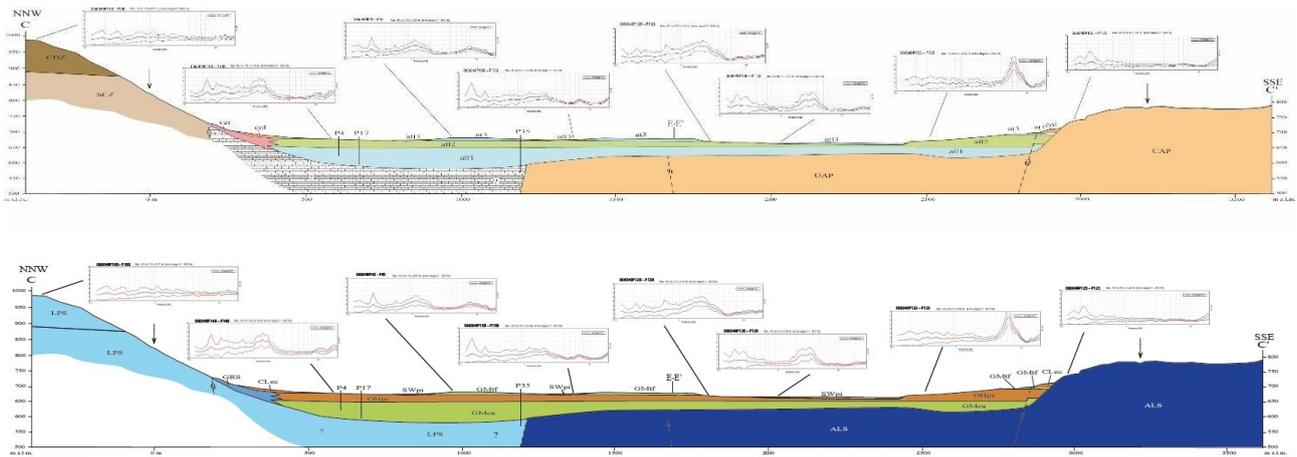


Figura 3.28 – Profilo C-C' con associate misure di microtremore. Le unità geologiche tecniche sono riportate sia con la nomenclatura utilizzata dalla Regione Abruzzo (sopra) che con quella utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC - sotto).

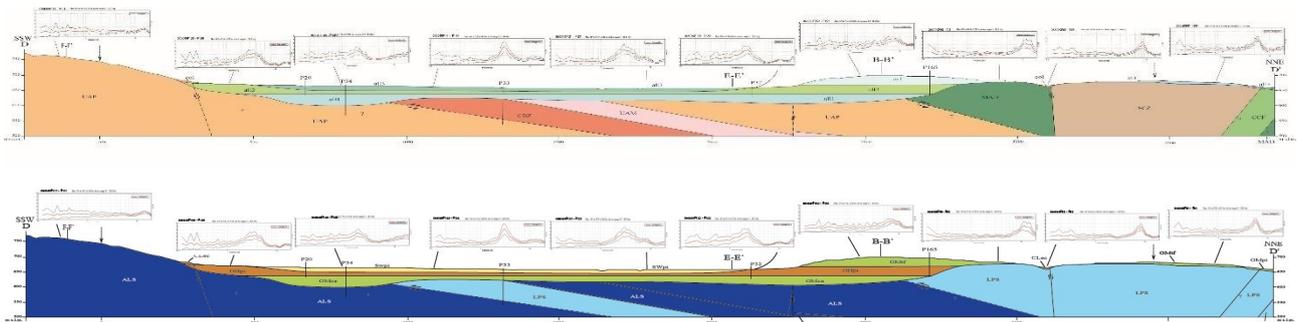


Figura 3.29 – Profilo D-D' con associate misure di microtremore. Le unità geologiche tecniche sono riportate sia con la nomenclatura utilizzata dalla Regione Abruzzo (sopra) che con quella utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC - sotto).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

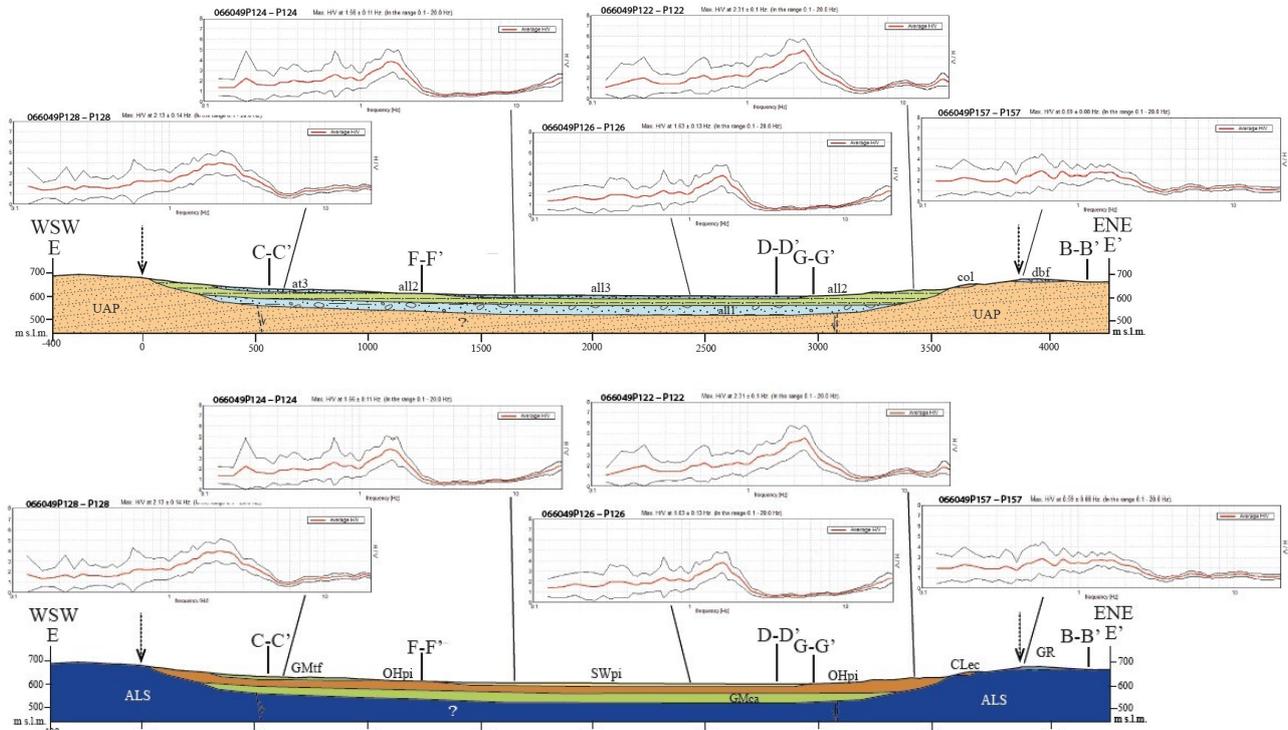


Figura 3.30 – Profilo E-E' con associate misure di microtremore. Le unità geologiche tecniche sono riportate sia con la nomenclatura utilizzata dalla Regione Abruzzo (sopra) che con quella utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC - sotto).

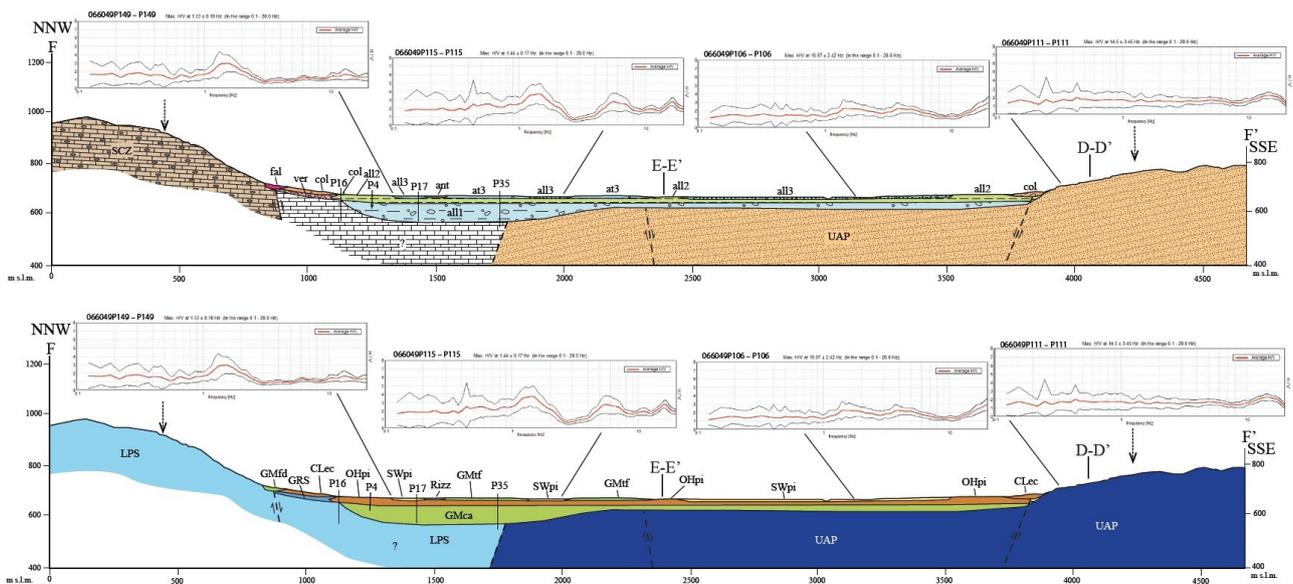


Figura 3.31 – Profilo F-F' con associate misure di microtremore. Le unità geologiche tecniche sono riportate sia con la nomenclatura utilizzata dalla Regione Abruzzo (sopra) che con quella utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC - sotto).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

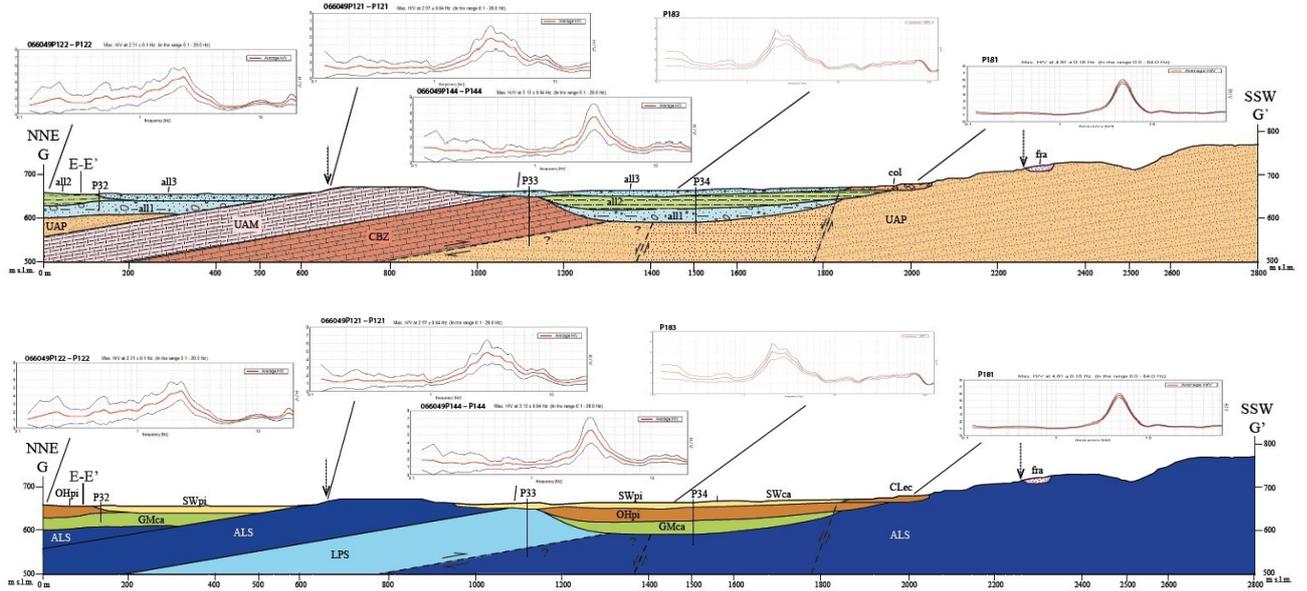


Figura 3.32 – Profilo G-G' con associate misure di microtremore. Le unità geologiche tecniche sono riportate sia con la nomenclatura utilizzata dalla Regione Abruzzo (sopra) che con quella utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC - sotto).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

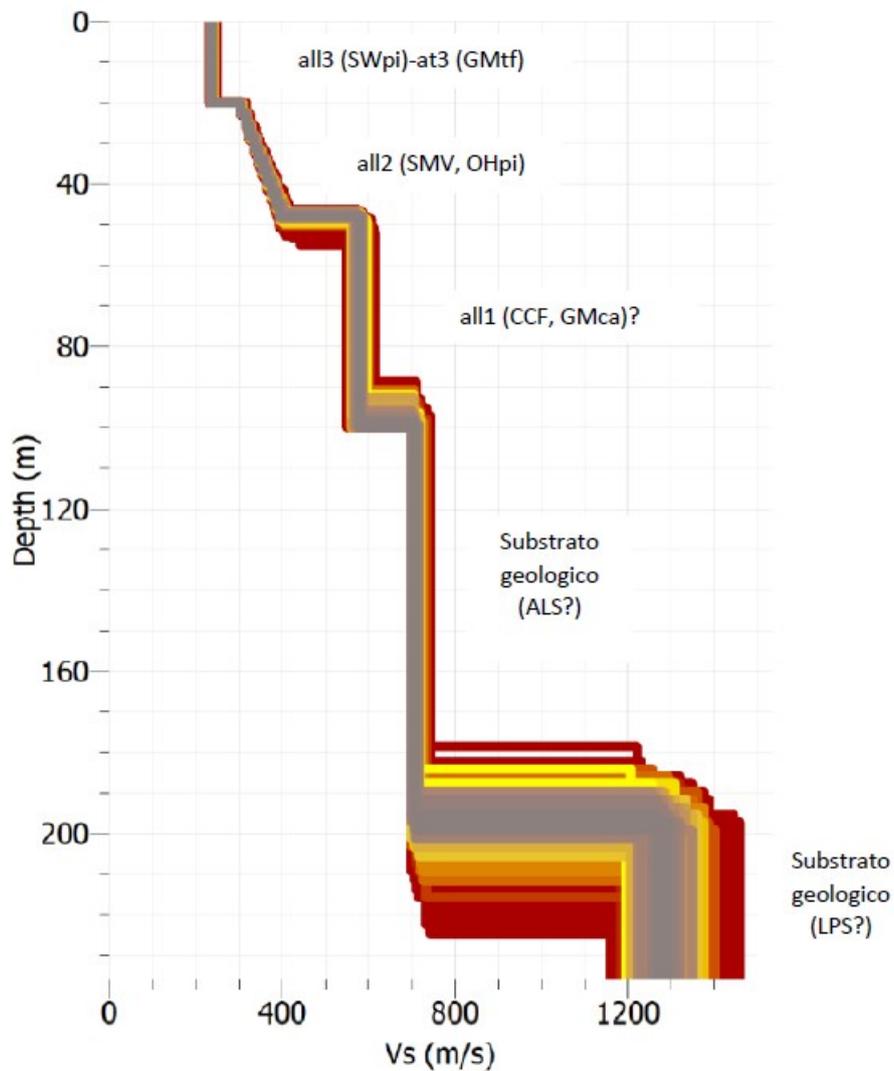


Figura 3.33– Profilo di velocità (in alto) ottenuto tramite l'acquisizione passiva di microtremore con due array bidimensionali costituiti da 12 e 24 stazioni sismiche rispettivamente ubicate presso l'aeroporto di Preturo (in basso). Per i dettagli si fa riferimento al report INGV allegato.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Per quanto riguarda i versanti che raccordano il fondo del bacino con i rilievi circostanti, questi si presentano generalmente con andamento regolare e pendenze intorno ai 30°, anche se non mancano zone a forte acclività e in alcuni casi contatti bruschi tra le coperture e il substrato. Esempio ne sono le scarpate sepolte presenti di fronte a Cese e Preturo, alla base della dorsale di Collettara e al bordo meridionale del bacino. Nell'area a W di Colle Macchione, nei dintorni del progetto case di Coppito, è evidente la presenza di un rapido approfondimento del substrato, il quale passa da 0 a 80 m di profondità, in poche decine di metri di distanza.

Infine, la ricostruzione delle isobate del substrato ha messo in evidenza come, all'interno della valle compresa tra Colle Macchione e Palombaia di Sassa, dove attualmente scorre il Raio, il substrato sia sub-affiorante, sebbene non sia da escludere la possibile presenza di valli sepolte, ma con profondità in questo caso limitate. Come mostrato dai profili l'assetto del substrato al di sotto dei depositi continentali presenta rapporti complessi tra le diverse unità (da Figura 3.26 a Figura 3.32).

Si possono distinguere diversi settori caratterizzati da litotipi e geometrie del substrato tra loro omogenei.

Il settore settentrionale del bacino è caratterizzato dalla presenza di litotipi calcarei e, raramente calcareo marnosi appartenenti alla successione di scarpata-bacino; questo è compreso tra la faglia normale di Scoppito-Preturo, la faglia trascorrente destra di Colle Preturo, la faglia normale del Pettino, il retroscorrimento di Colle dei Grilli-Colle Macchione e la faglia normale di Collettara.

Fatta eccezione per la zona di Colle dei Grilli-Colle Macchione, in cui queste unità sono sovrascorse sui termini arenaceo-pelitici di UAP e presentano rapporti complessi tra loro, il resto di questo settore non mostra evidenze di discontinuità importanti al loro interno (da Figura 3.26 a Figura 3.37).

Il substrato nel settore centrale e in quello sud-occidentale, fatta eccezione per i dintorni di Civitatomassa, è contraddistinto dai litotipi arenaceo-pelitici dell'unità UAP i quali mostrano un generale assetto a monoclinale immergente verso N, la cui continuità è interrotta dalla presenza di elementi minori a cinematica diretta. Questo settore è delimitato dalla faglia normale di Collettara a N, dalla faglia normale di Pagliare a S e dalla faglia normale del Fosso delle Cese a E (da Figura 3.35 a Figura 3.39).

Il settore sud-orientale è quello che presenta la maggiore complessità e diversità ed è caratterizzato dalla presenza di termini calcarei, calcareo marnosi e arenaceo-pelitici appartenenti alla successione di piattaforma-soglia. Questo è delimitato dalla faglia normale del Fosso delle Cese a W, dalla faglia normale di Pagliare a S e dal retroscorrimento di Colle dei Grilli-Colle Macchione a N (da Figura 3.27 a Figura 3.29).

Come mostrato dal profilo DD' nella parte settentrionale dell'area sono presenti, nel footwall del retroscorrimento di Colle dei Grilli-Colle Macchione, le unità UAP, UAM e CBZ, come testimoniato anche dagli affioramenti di Palombaia (Figura 3.29).

In quest'area il sondaggio P35 ha individuato al di sotto dei litotipi appartenenti a CBZ depositi riconducibili a UAP; qualora confermato questo starebbe ad indicare un sovrascorrimento dei primi su quest'ultimi. L'esistenza di discontinuità importanti che dislocano il substrato nella parte meridionale di questo settore, è ulteriormente confermata dalla presenza di calcari al di sotto delle coperture in alcuni sondaggi effettuati nei pressi di Pagliare di Sassa (P34) e dall'affioramento dei termini carbonatici della serie al bordo meridionale dell'area, fatto che prevede la presenza di elementi trasversali e ortogonali alla struttura, come ad esempio le faglie di Ponte Peschio e la faglia bordiera di Pagliare a S (Figura 3.29).

Per quanto riguarda i riempimenti si evidenzia come per la quasi totalità del bacino al di sopra del substrato si ritrovano i depositi alluvionali di all1, seguiti in continuità da quelli lacustri e palustri di all2; entrambi generalmente con giacitura orizzontale. Solo al passaggio con i rilievi circostanti, oppure all'interno della piana



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DELL'AQUILA



DICEAA
Dipartimento di Ingegneria
Civile, Edile-Architettura
e Ambientale

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

a seguito di paleomorfologie ereditate, si possono trovare direttamente a contatto con il bedrock i depositi di all2 o quelli delle alluvioni terrazzate at1, at2 e at3 (da Figura 3.26 a Figura 3.29).

Un caso a sé sono i depositi di DBF i quali poggiano generalmente a diretto contatto col substrato, salvo alcuni casi in cui possono essere presenti lenti di at1 alla base delle brecce, come esposto nella descrizione di questi depositi.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3.4.2 Parametrizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati

Le unità geologiche sono state caratterizzate dal punto di vista geofisico e geotecnico (V_s , coefficiente di Poisson, densità, curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ e smorzamento $D-\gamma$) a partire dai numerosi lavori di caratterizzazione sismica di sito dell'area aquilana a cui si rimanda (Del Monaco et al., 2013; Di Giulio et al., 2014; Durante et al., 2017; Spadi et al., 2022; Tallini et al., 2020) e di risposta sismica locale (Amoroso et al. 2018; Bordoni et al., 2014; Gaudiosi et al., 2013; Lanzo et al., 2011; Macerola et al., 2019; Mannella et al., 2019) (Tabella 3.2).

Scheda delle unità geologico-tecniche

codice legenda Regione Abruzzo	codice legenda DPC	unità geologica	Sistema-Formazione (APAT, 2006; 2008; Nocentini et al., 2017; 2018)	$V_s^{(a)}$ (m/s)	$\gamma^{(a)}$ (kN/m ³)	$\nu^{(a)}$	curve G/G_0 e D
ant	Rlzz	Depositi antropici	-----	250	17	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
fra	-	Depositi di frana	Aterno Syntem	300	20	0.4	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
all3	SWpi SWca SWes GMpi GMca GMtf	Depositi alluvionali	Aterno Syntem	SW: 250 GM: 300	19	0.2	SW: Seed et al. (1986) sabbie (upper lower) GM: Rollins et al. (1998) ghiaie medium
fal	GMfd GMcd	Depositi di versante	Aterno Syntem	300	20	0.4	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
col	CLec	Depositi colluviali	Aterno Syntem	250	19	0.2	Seed et al. (1986) sabbie (upper lower)
at3	GMtf	Alluvioni terrazzate 3	Ponte Peschio Syntem	400	19	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
at2	GMtf	Alluvioni terrazzate 2	Fosso Vetoio Syntem	400	19	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
dbf	GR	Depositi di debris flow e rock-avalanche	Colle Macchione-L'Aquila Syntem	800	20	0.2	Modoni & Gazzellone (2010)
at1	GMtf	Alluvioni terrazzate 1	Fosso Genzano Syntem	500	20	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
ver	GRS	Depositi di versante	San Marco Fm.	1200	21	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0,5%)
all2	OHpi	Depositi alluvionali	Madonna della Strada Fm.	450	19	0.2	Sperimentale da campione: campione S3 C3 Cese Preturo in Gruppo di Lavoro MS-AQ (2010)
all1	GMca	Depositi alluvionali	Colle Cantaro Fm.	800	20	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
UAP, UAM	ALS	Substrato arenaceo-pelitico	Unità Arenaceo Pelitica (UAP) (Complesso torbiditico laziale-abruzzese), Unità Argilloso-Marnosa di ambiente di rampa (UAM)	800	22	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)
CBZ, SPT, CFR	LPS	Substrato carbonatico (Serie di rampa – piattaforma aperta)	Calcarei a briozoi, e litotamni (CBZ), Unità spongolitica (SPT), calcareniti a macroforaminiferi (CFR)	1250	22	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)
CRR, BIS, CDZ, SCZ, CCF, MAD	CRR, BIS: ALS CDZ, SCZ, CCF, MAD: LPS	Substrato carbonatico (Serie di scarpata-bacino)	Marne con Cerrogna (CRR), Bisciaro (BIS), Scaglia cinerea detritica (CDZ), Scaglia detritica (SCZ), Calcareniti e calciruditi a Fucoidi (CCF), Maiolica detritica (MAD)	1250	22	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)

(a) V_s : velocità delle onde di taglio; γ : peso specifico; ν : coefficiente di Poisson

Tabella 3.2 – Caratteristiche sismostratigrafiche delle unità di Preturo-Sassa utilizzate nelle simulazioni numeriche.

Dalla Figura 3.34 alla Figura 3.38 sono riportate per le unità di Tabella 3.2 le curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ e smorzamento $D-\gamma$ utilizzate nelle simulazioni numeriche.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

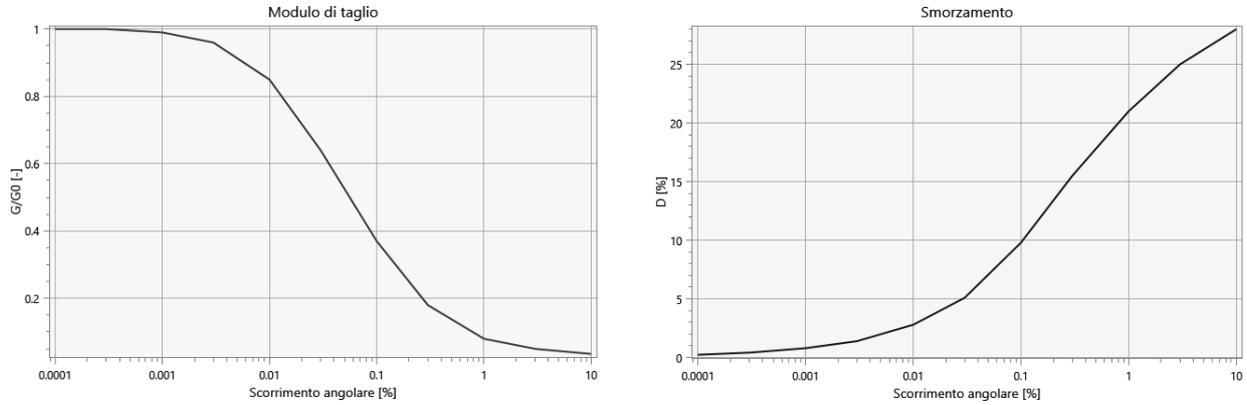


Figura 3.34 – Curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ (sinistra) e smorzamento $D-\gamma$ (destra): Seed et al. (1986) sabbie (upper lower).

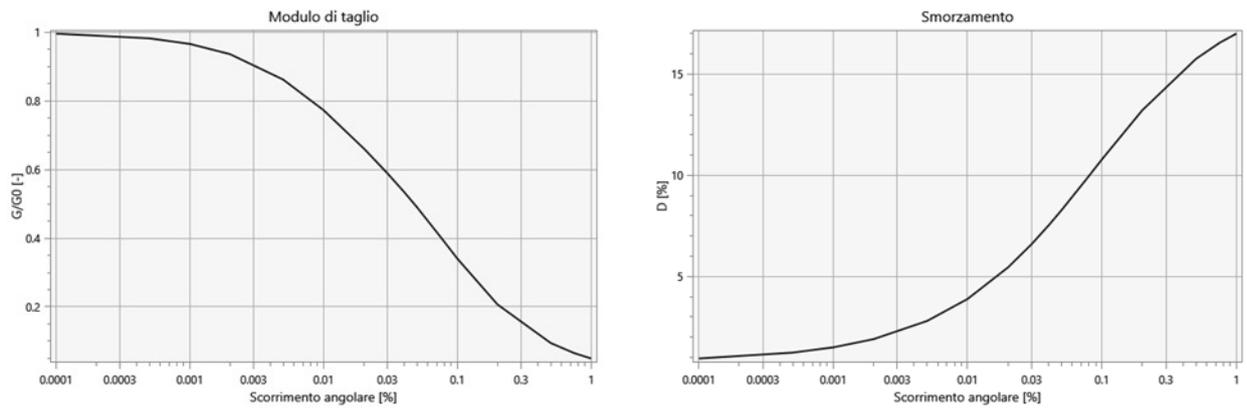


Figura 3.35 – Curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ (sinistra) e smorzamento $D-\gamma$ (destra): Rollins et al. (1998) ghiaia medium.

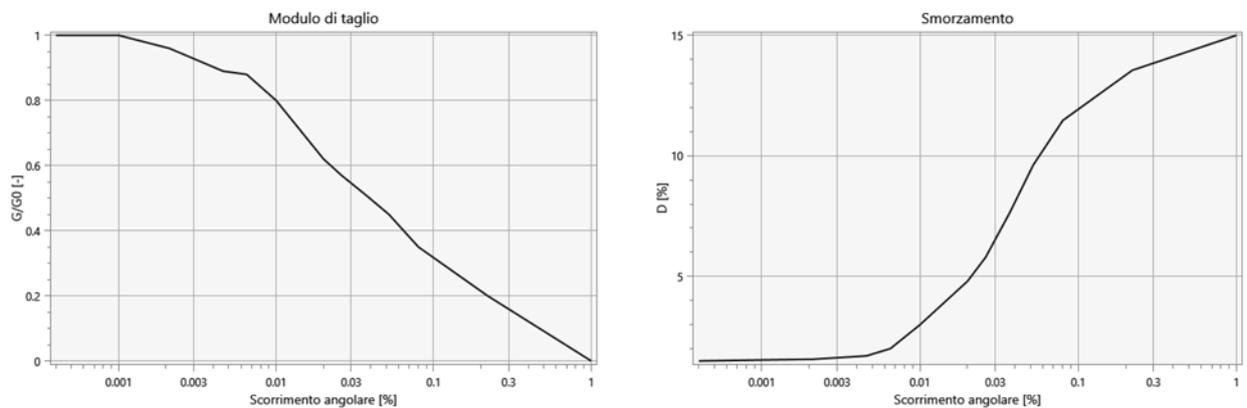


Figura 3.36 – Curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ (sinistra) e smorzamento $D-\gamma$ (destra): campione S3 C3 Cese Preturo (Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

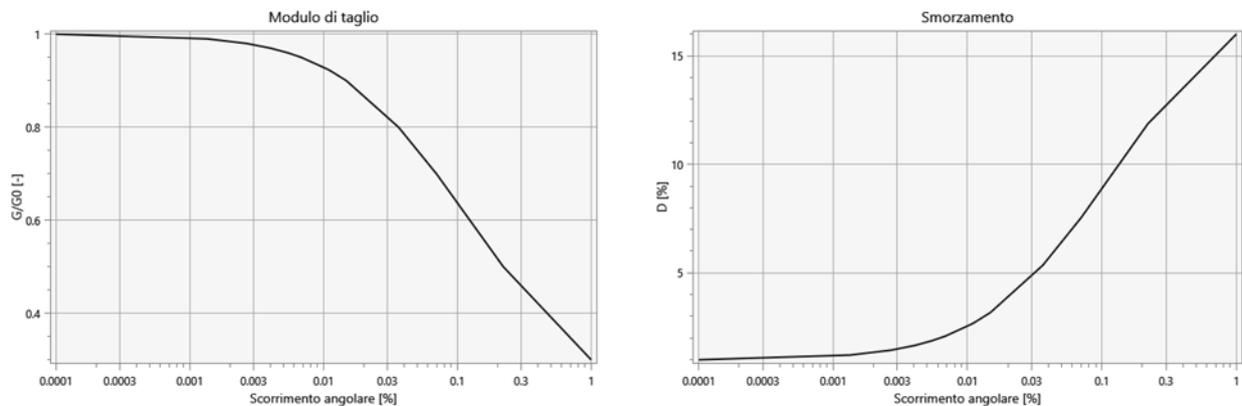


Figura 3.37 – Curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ (sinistra) e smorzamento $D-\gamma$ (destra): Modoni & Gazzellone (2010).

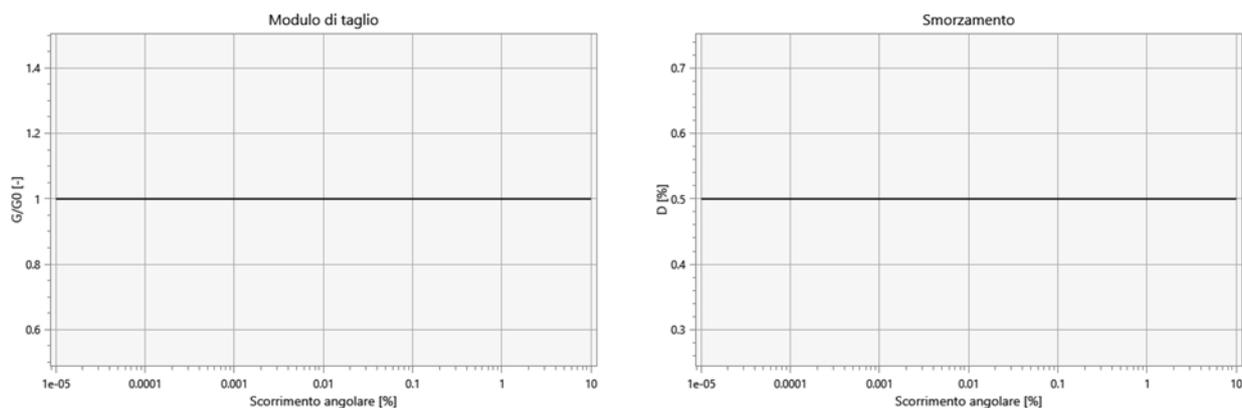


Figura 3.38 – Curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ (sinistra) e smorzamento $D-\gamma$ (destra): Lineare elastico (smorzamento: 0,5%).

3.4.3 Le simulazioni numeriche

Al fine di cartografare le microzone di terzo livello sono stati calcolati i Fattori di amplificazione (FA) per i periodi indicati dagli Standard di rappresentazione cartografica e archiviazione informatica (2012), pari a 0.10-5, 0.4-0.8 e 0.7-1.1 secondi, tramite simulazioni numeriche 2D con il codice LSR2D. Queste sono state eseguite su sette sezioni geologiche rappresentative delle aree di Preturo-Sassa selezionate in accordo con il Comune dell'Aquila (Figura 3.39).

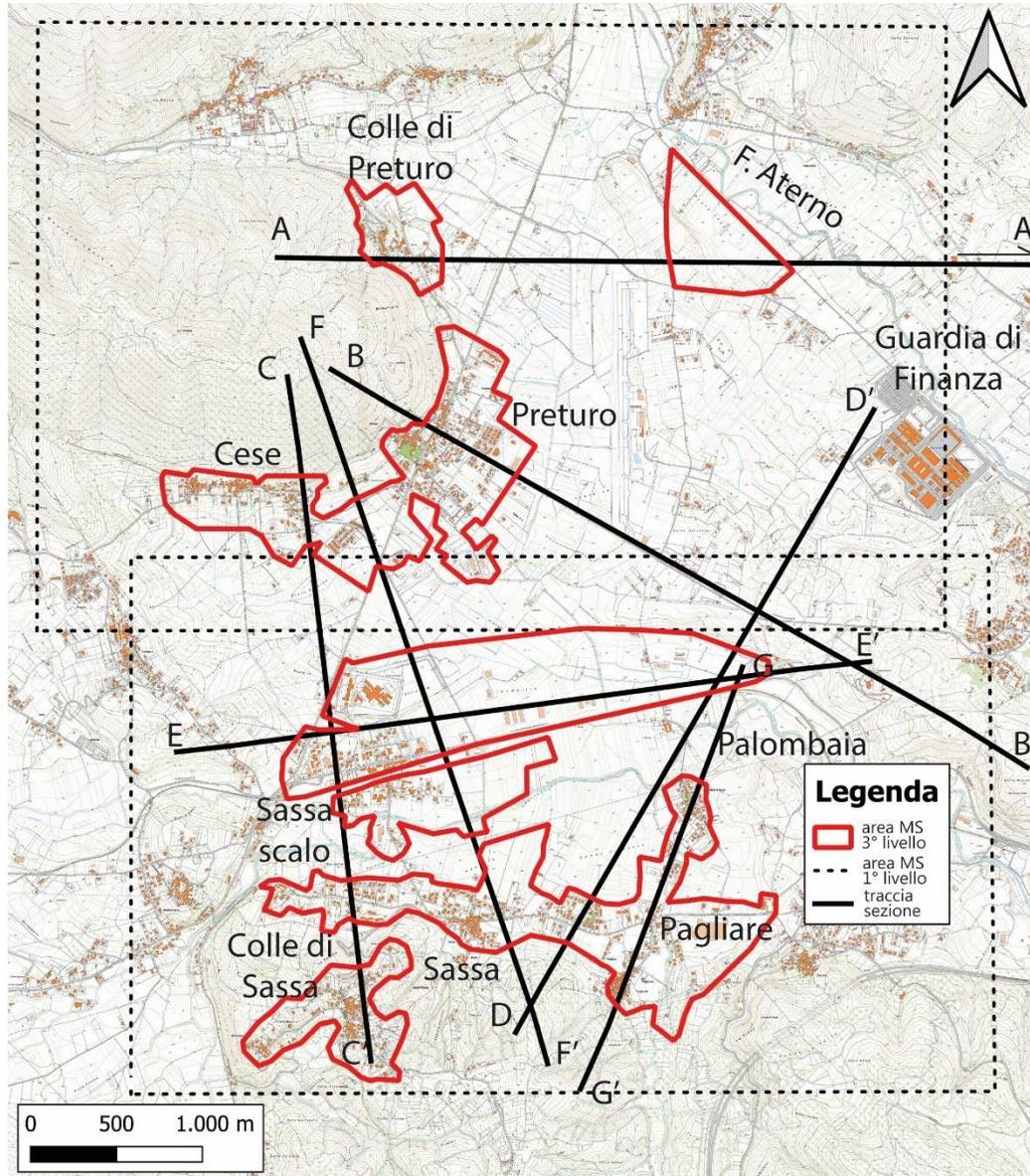


Figura 3.39 – Ubicazione delle sette sezioni su cui sono state eseguite le simulazioni numeriche (area di Preturo Sassa).

Motivazioni della scelta del codice LSR2D

Per avere un razionale bilanciamento tra l'accuratezza dell'analisi e l'onere computazionale, si è scelto di ricorrere ad un modello lineare equivalente per tenere conto del comportamento non lineare del terreno e di adottare una modellazione bidimensionale per considerare anche gli effetti topografici, di valle e di bacino. Sulla base di queste considerazioni, per l'esecuzione delle analisi di risposta sismica locale, si è fatto ricorso al software LSR2D (Local Seismic Response 2D) della software house Stavec s.r.l., che, come visto, adotta un codice di calcolo che consente di effettuare una modellazione bidimensionale mediante un approccio agli



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

elementi finiti, nel dominio del tempo, in tensioni totali, utilizzando una modellazione lineare equivalente con modello di sottosuolo alla Kelvin-Voigt. LSR2D rispetto ad altri software che adottano lo stesso metodo (ad es. QUAD4M) presenta dei significativi vantaggi in relazione all'avanzata interfaccia d'uso, ricca di strumenti che agevolano l'introduzione dei dati, e ai numerosi strumenti di post-processing che permettono di ridurre i tempi per l'elaborazione dei dati a valle. Inoltre, il software implementa nativamente la normativa tecnica italiana di riferimento per l'esecuzione delle analisi (NTC 2018), agevolando la produzione di risultati che possono essere direttamente utilizzati a scopi professionali.

La società Stacec s.r.l. ha messo gratuitamente a disposizione dell'Università dell'Aquila una licenza a scopi accademici (LIC5229 - Enrico Morana).

Costruzione del modello

Il primo passo dell'analisi è l'inserimento della geometria sulla quale viene costruito il modello agli elementi finiti (discretizzazione del dominio).

Il software consente di disegnare la geometria del modello in due modi:

Manualmente, attraverso l'input delle entità geometriche del programma;

Automaticamente, caricando un file esterno vettoriale (file dxf/dwg); il software in questo caso converte automaticamente le entità vettoriali nelle entità di LSR2D.

Le entità geometriche fondamentali del software LSR2D sono gli "Strati", che sono la rappresentazione nel modello di calcolo dei sismostrati individuati nella realtà fisica (sezione geologico-geotecnica). Gli strati sono individuati dal software a partire da una poligonale chiusa. La poligonale è quindi l'entità elementare da cui partire per la costruzione del modello.

Inserite le poligonali e ottenuti gli strati, il passaggio successivo è l'attribuzione delle caratteristiche meccaniche agli strati. In ultimo si inseriscono le condizioni al contorno.

Si può pertanto suddividere l'inserimento della geometria del modello nei seguenti passaggi:

1. Disegno delle poligonali che individuano gli strati. Ogni poligonale chiusa individua uno strato.
2. Attribuzione delle caratteristiche meccaniche agli strati:
 - "ρ": valore della densità del materiale (massa per unità di volume del terreno) espressa in [Kg/m³];
 - "Modello geotecnico": specifica le curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento viscoso da utilizzare per il materiale;
 - "V_s": velocità delle onde di taglio espressa in [m/s];
 - "Poisson": coefficiente di Poisson del materiale;
 - "Giniz": valore del modulo di taglio espresso in [N/mm²] di primo tentativo nell'algoritmo lineare equivalente;
 - "Diniz": valore del rapporto di smorzamento di primo tentativo nell'algoritmo lineare equivalente;
3. Inserimento condizioni al contorno:
 - Alla base del modello viene applicata la condizione "bedrock". Con questa condizione viene vincolato lo spostamento di tutti i nodi alla base del modello, imponendo una storia temporale corrispondente alla time-history dell'accelerogramma in ingresso. Per tenere conto, inoltre, della perdita di energia per radiazione alla base del modello sono presenti



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

degli smorzatori viscosi lineari aventi costanti di smorzamento pari a: $C_x = \rho_b V_{s,b}$; $C_y = \rho_b V_{p,b}$ (con ρ_b densità del bedrock, $V_{s,b}$ velocità delle onde di taglio del bedrock, $V_{p,b}$ velocità delle onde di compressione del bedrock);

- Alle frontiere laterali viene applicata la condizione “*free field boundaries*”. Con questa condizione viene simulata la condizione di frontiera laterale indefinita attraverso opportune restrizioni cinematiche (viene vincolato lo spostamento lungo z, mentre in direzione x vengono applicati degli smorzatori viscosi con costante di smorzamento che viene calcolata come $C_x = \rho V_p$).

Inserita la geometria del modello è possibile generare la mesh di elementi finiti, sui cui il software eseguirà l'analisi.

La fase di discretizzazione del dominio in elementi finiti viene eseguita in maniera semiautomatica dal software perché necessita, da parte dell'utente, un controllo in termini di qualità della geometria degli elementi creati.

Una volta completato l'input della stratigrafia e definite le caratteristiche meccaniche dei sismostrati, attraverso un apposito comando (“ottimizza mesh”) è possibile imporre un passo di discretizzazione ottimale in funzione della rigidità di ogni sismostrato, al fine di evitare distorsioni da campionamento (aliasing). In particolare, questa funzione setta in automatico il passo della mesh ai nodi secondo la regola:

$$h \leq (1/8 \div 1/5) V_S / f_{max} \quad (3.13)$$

dove h indica la dimensione della mesh, V_S la velocità delle onde di taglio e f_{max} la massima frequenza di eccitazione oggetto di analisi.

L'utente può comunque modificare manualmente il valore del passo della mesh ad ogni singolo nodo. La forma degli elementi finiti viene scelta dall'utente e può essere di tipo “triangoli” o “quadrilateri”. Sebbene la scelta di elementi quadrangolari sia da preferire, vista la maggiore accuratezza delle funzioni di forma utilizzate nella formulazione di tali elementi, nel caso di geometrie molto irregolari questi presentano distorsioni di forma troppo elevate ed allora la tipologia triangolare rappresenta la scelta ottimale.

Per quanto riguarda le azioni di input, questi sono gli accelerogrammi che sono stati selezionati dall'utente. Gli accelerogrammi sono inseriti caricando un file di testo che contiene il dato dell'accelerazione ad ogni step temporale. Come detto, per le analisi di risposta sismica locale, si usano 7 accelerogrammi.

Inserita la mesh e gli accelerogrammi è infine possibile lanciare l'analisi. Il software effettua l'analisi con l'algoritmo lineare equivalente. L'algoritmo può essere sintetizzato nei seguenti passi:

1. Si assumono dei valori iniziali per i moduli elastici e per i rapporti di smorzamento viscoso dei materiali.
2. Si integrano le equazioni del moto dinamico in modo da ottenere le deformazioni massime γ_{max} in ogni punto del modello.
3. Dalle deformazioni massime si ottengono le deformazioni effettive mediante la relazione $\gamma_{eff} = \beta \gamma_{max}$ (β : rapporto di deformazione effettiva dipendente dalla magnitudo dell'evento sismico e variabile tra 0.6 e 0.7. Nell'analisi è stato assunto pari a 0,65 in coerenza con i parametri sismici attesi per L'Aquila, per eventi con $T_r = 475$ anni).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

4. Dalle deformazioni effettive, mediante le curve che descrivono la non linearità del terreno, vengono ottenuti i valori aggiornati dei moduli di taglio e dei rapporti di smorzamento viscoso.
5. Con i valori dei parametri dei materiali così ottenuti si ritorna al punto 2, fintanto che non risulta soddisfatto il criterio di convergenza.

In Figura 3.40 si riporta uno schema riepilogativo della costruzione del modello.

Le simulazioni numeriche sono state eseguite su sette sezioni geologiche rappresentative delle aree di Preturo-Sassa selezionate in accordo con il Comune dell'Aquila. I risultati della modellazione sono riportati dalla Figura 3.41 alla Figura 3.54. I fattori di amplificazione FA sono stati ricavati secondo gli Standard di rappresentazione e archiviazione informatica (Commissione tecnica per la microzonazione sismica, 2020).

Le sezioni sono state tracciate in modo da attraversare buona parte delle aree urbanizzate ed urbanizzabili selezionate. Inoltre, quasi tutte le sezioni partono e finiscono dal bedrock geologico, ovvero sono sezioni chiuse e passano vicino alle indagini geofisiche e ai sondaggi geognostici al fine di vincolare al meglio il modello sismostratigrafico del sottosuolo.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

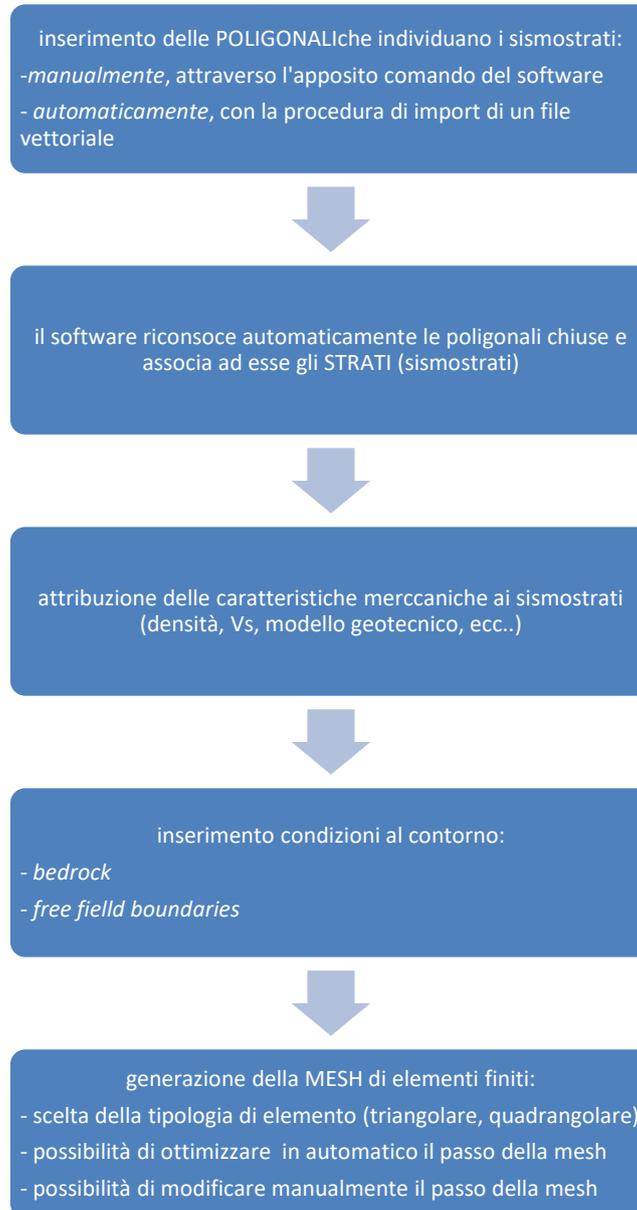


Figura 3.40 – Schema riepilogativo della costruzione del modello.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale



Figura 3.41 – Sezione geologica A-A' (unità classificate con legenda DPC) (al centro) con le progressive dei Fattori di amplificazione (in alto) e il modello in LSR2D (in basso).

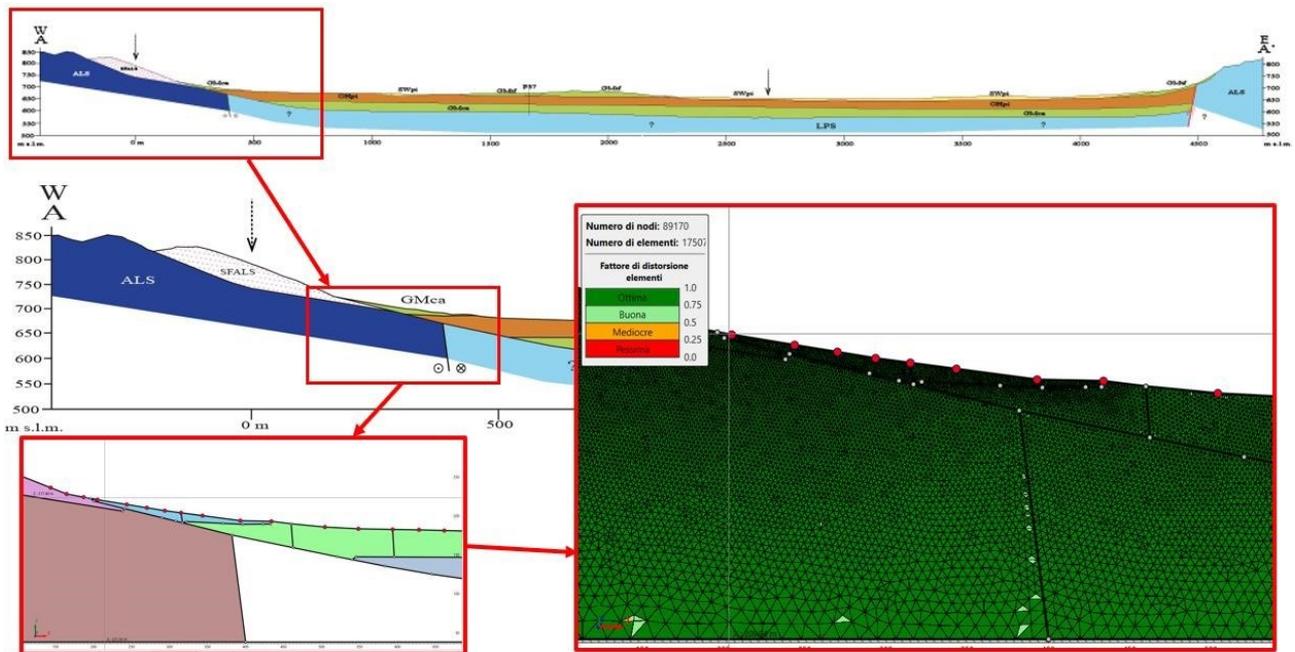


Figura 3.42 – Sezione geologica A-A': dettaglio della mesh.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

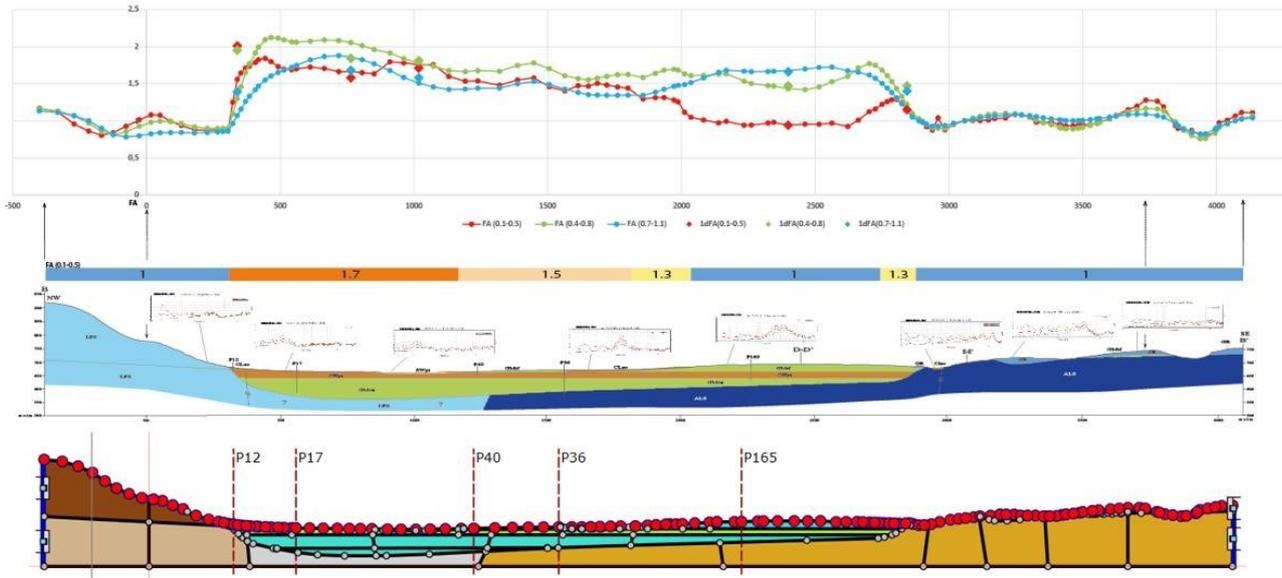


Figura 3.43 – Sezione geologica B-B' (unità classificate con legenda DPC) (al centro) con le progressive dei Fattori di amplificazione (in alto) e il modello in LSR2D (in basso).

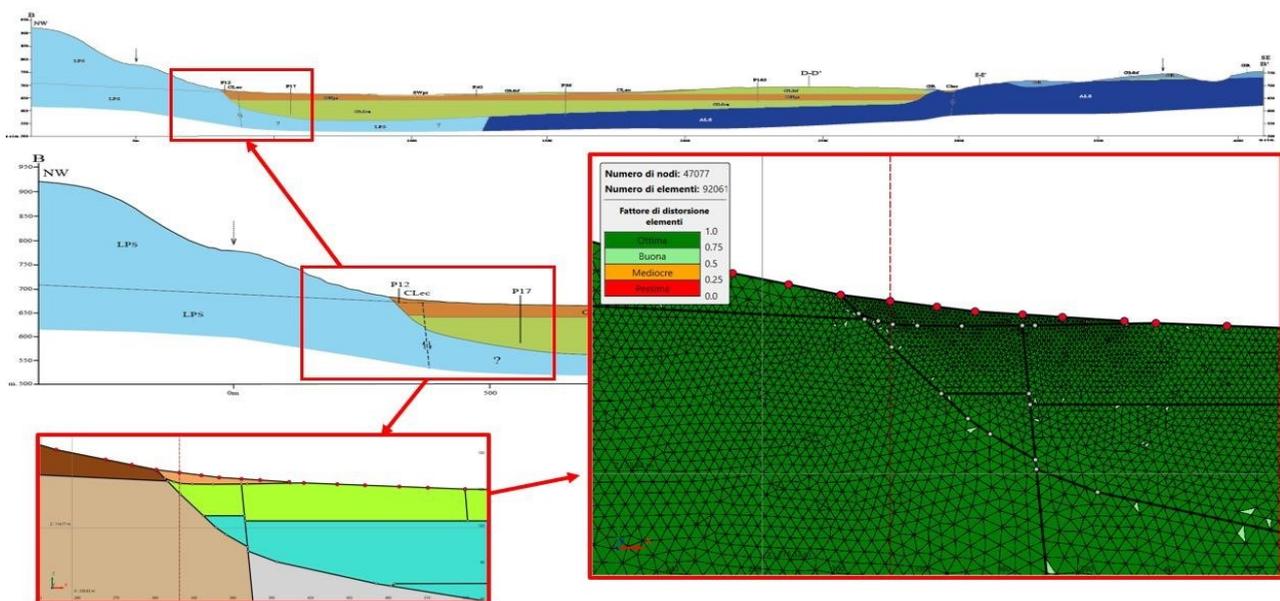


Figura 3.44 – Sezione geologica B-B': dettaglio della mesh.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

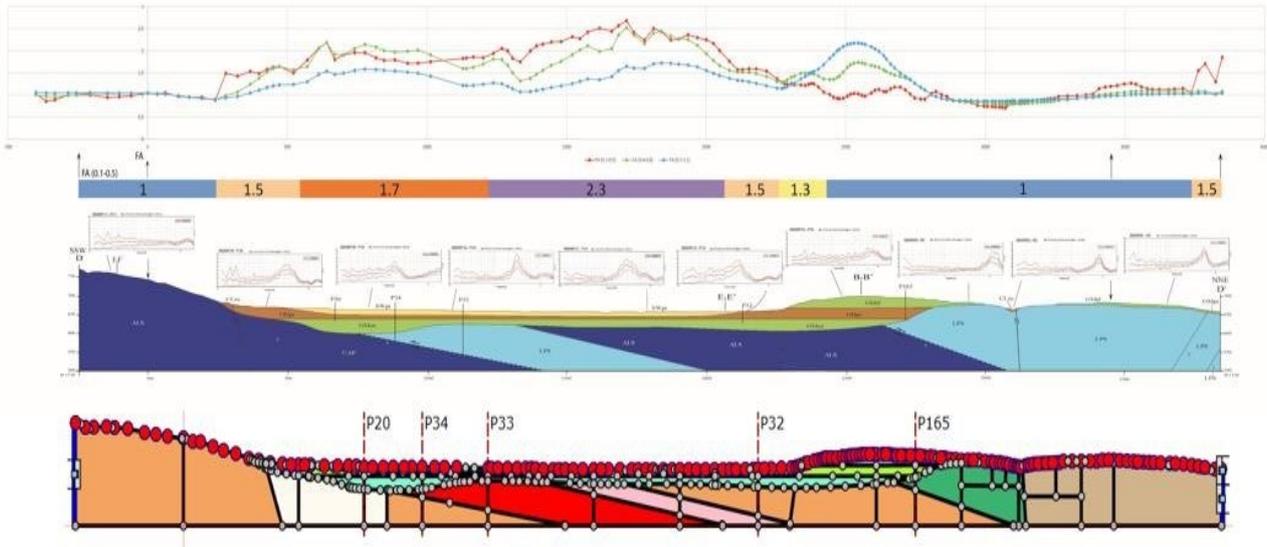


Figura 3.47 – Sezione geologica D-D' (unità classificate con legenda DPC) (al centro) con le progressive dei Fattori di amplificazione (in alto) e il modello in LSR2D (in basso).

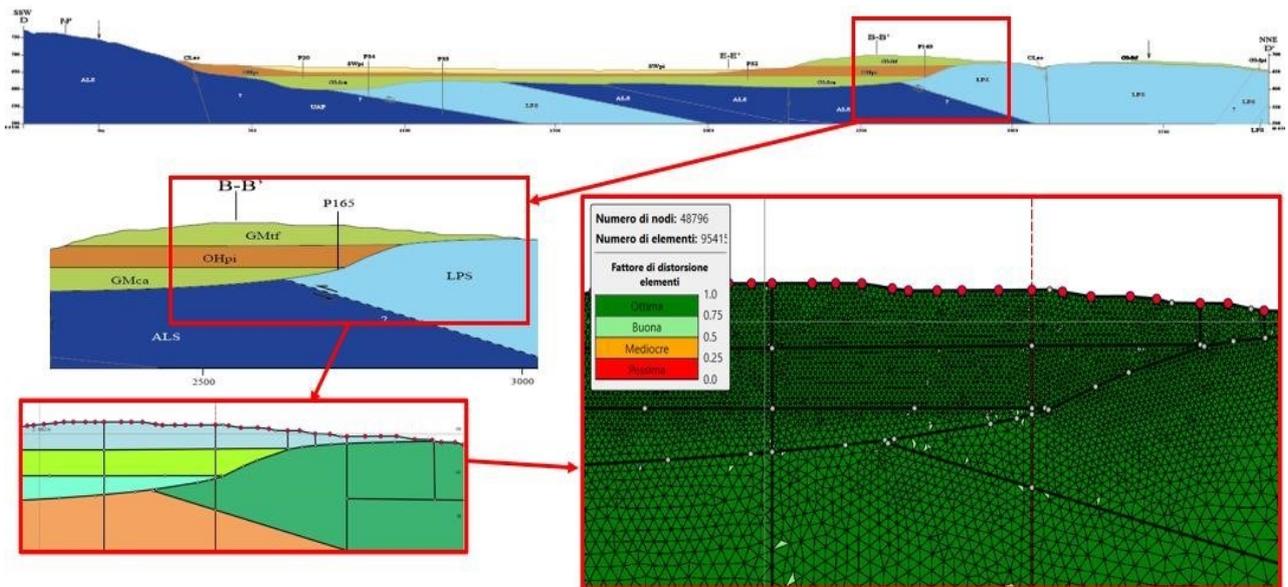


Figura 3.48 – Sezione geologica D-D': dettaglio della mesh.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

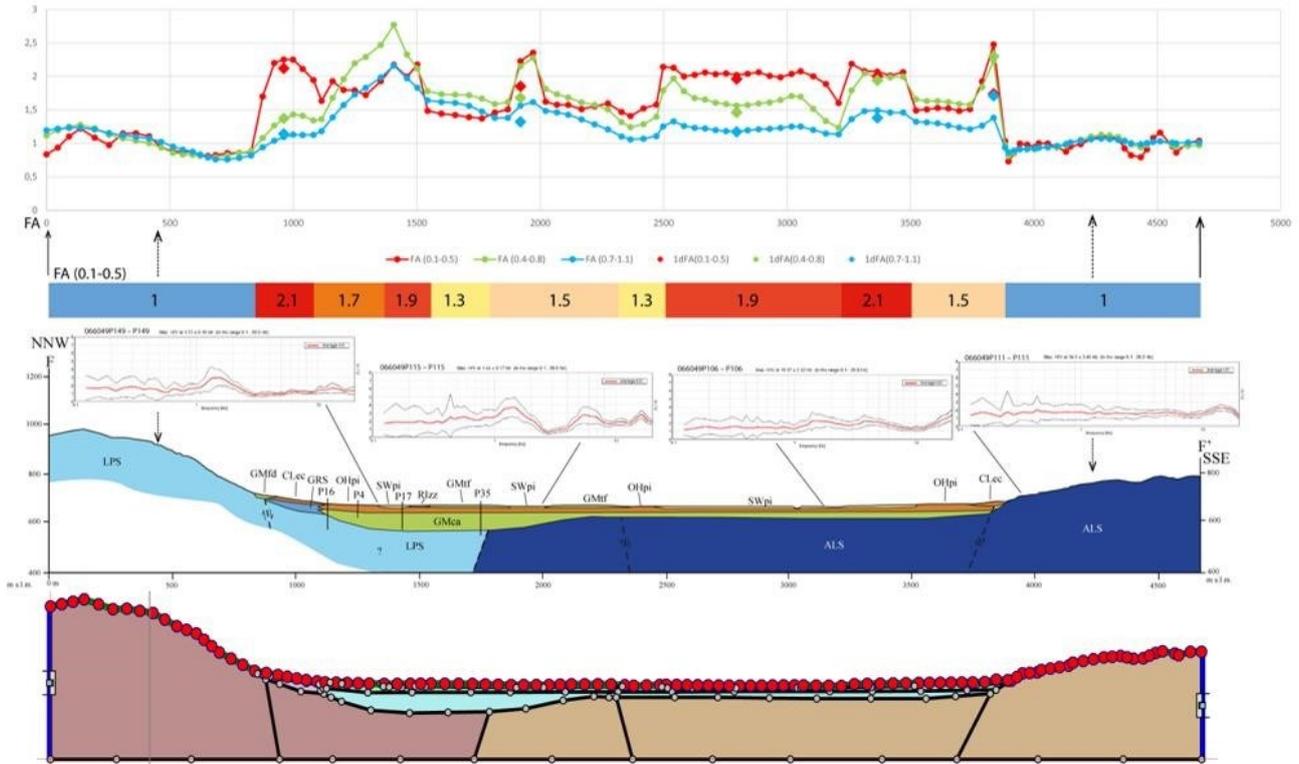


Figura 3.51 – Sezione geologica F-F' (unità classificate con legenda DPC) (al centro) con le progressive dei Fattori di amplificazione (in alto) e il modello in LSR2D (in basso).

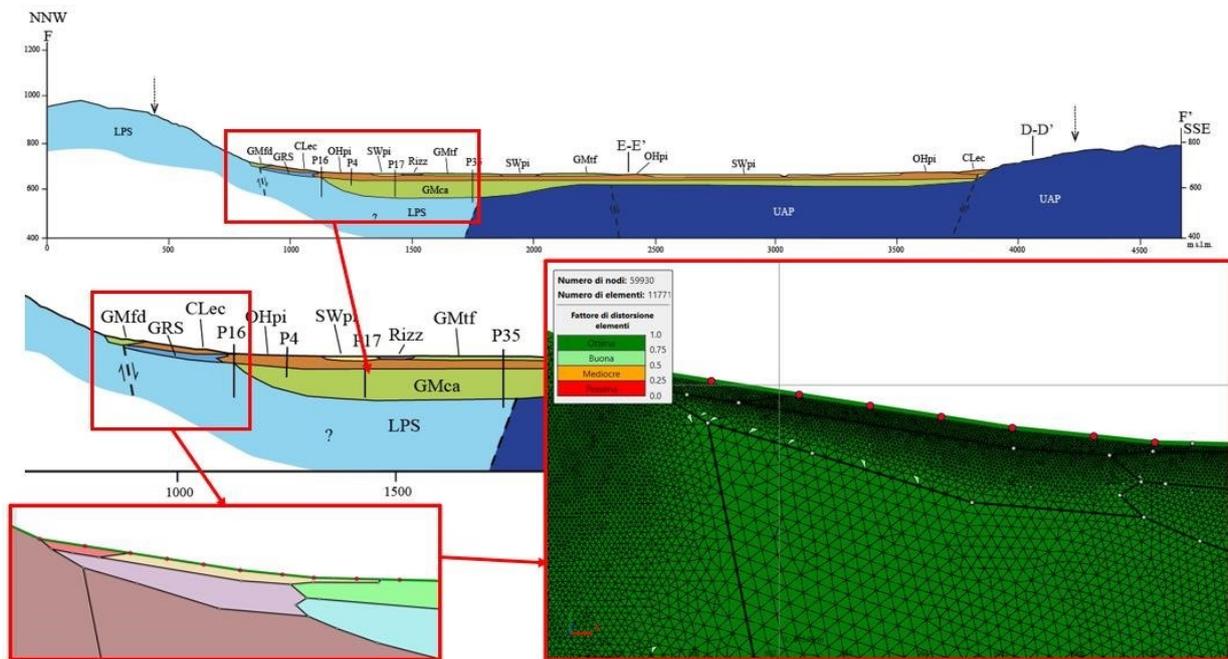


Figura 3.52 – Sezione geologica F-F': dettaglio della mesh.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

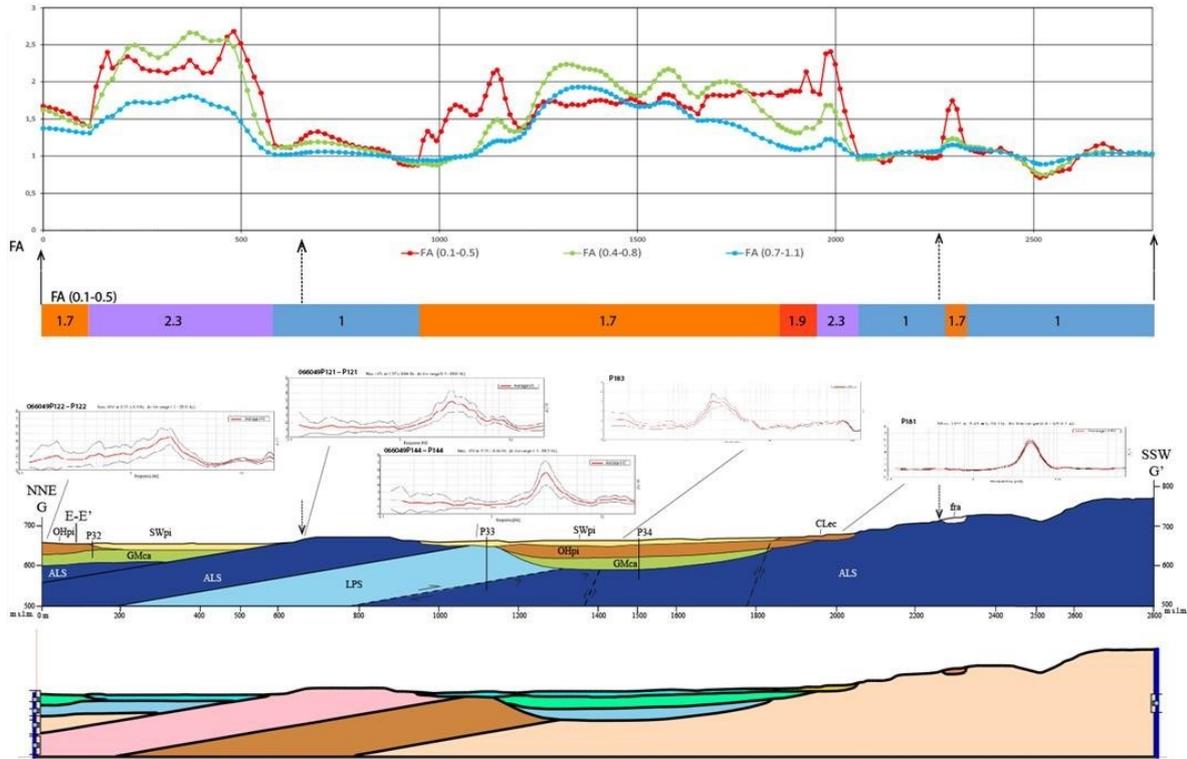


Figura 3.53 – Sezione geologica G-G' (unità classificate con legenda DPC) (al centro) con le progressive dei Fattori di amplificazione (in alto) e il modello in LSR2D (in basso).

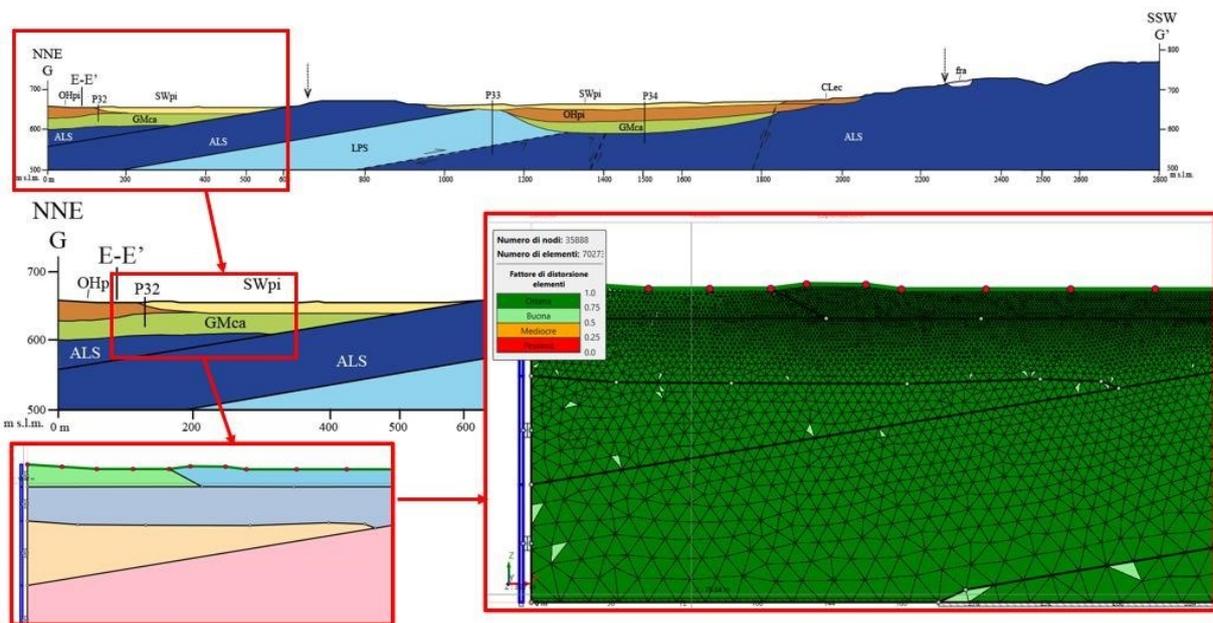


Figura 3.54 – Sezione geologica G-G': dettaglio della mesh.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

I Fattori di amplificazione (FA) sono stati calcolati lungo la sezione ogni 30-50 m e con 3 punti calcolati localizzati in una fascia di 70 m, come minimo, e 120 m, come massimo (da Figura 3.49 a Figura 3.62). È stata eseguita, a valle del calcolo dei FA, una «regolarizzazione dei dati» per rendere omogeneo ed armonico l'andamento dei valori dei FA lungo le progressive della sezione (da Figura 3.41 a Figura 3.54). Quindi al fine di valutare l'attendibilità dei FA calcolati è stato eseguito un controllo qualità tramite il confronto dei FA con la geologia e la carta MOPS.

Si è osservato come i valori dei FA siano condizionati soprattutto dal contrasto di impedenza più superficiale e siano inversamente proporzionali alla profondità del contrasto d'impedenza (v. da Figura 3.41 a Figura 3.54). Queste osservazioni sono peraltro in accordo con la teoria (Kramer, 1996; Lanzo & Silvestri, 1999) e, quindi, inducono a ritenere che i FA ottenuti con le simulazioni siano da ritenere attendibili. È stato notato inoltre come la distribuzione dei FA calcolati sia congruente con la geologia. Infatti, si osserva una corrispondenza di massima tra i limiti delle classi dei FA con quelli geologici e, per le unità geologiche affioranti e quindi le MOPS, i FA variano entro un intervallo ristretto (Tabella 3.3).

codice	unità geologica	FA (2D)
all3 (SW-GM)	Alluvioni recenti	1.7-2.3
Fra (GM)	Depositi di frana	1.7-2.1
fal (GM)	Depositi di versante	2.1
col (CL)	Depositi colluviali	1.5-1.7
at3 (GM)	Alluvioni terrazzate 3	1.3-1.5
at2 (GM)	Alluvioni terrazzate 2	1.3-1.5
dbf (GR)	Debris flow	1.0
at1 (GM)	Alluvioni terrazzate 1	1.0-1.3
ver (GRS)	Depositi di versante	1.0
all2 (OH)	Depositi alluvionali	1.3-1.7
all1 (GM)	Depositi alluvionali	Unità non affiorante
UAM, UAP (ALS)	Substrato arenaceo-pelitico	1.0
CCR, BIS (ALS) CBZ, SPT, CFR, CDZ, SCZ, CCF, MAD (LPS)	Substrato carbonatico	1.0

Tabella 3.3 – I valori dei Fattori di amplificazione calcolati (periodo: 0.1-0.5 secondi) relativi alle unità geologiche affioranti (legenda Regione Abruzzo, tra parentesi legenda DPC).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Per le piane fluviali del T. Raio e suoi affluenti in cui affiorano le alluvioni recenti all3, i FA assumono valori elevati variando tra 1.7 e 2.3 in relazione al contrasto d'impedenza ($CI= 1.8$) molto superficiale tra all3 ($V_s= 250$ m/s; $\gamma= 19$ kN/m³) e la sottostante unità all2 ($V_s= 450$ m/s; $\gamma= 19$ kN/m³) (Tabella 3.3).

Lungo la rottura di pendio tra i rilievi calcarei e la piana affiorano le unità detritiche fal, fra e ver. Per le prime due unità fal e fra ($V_s= 300$ m/s; $\gamma= 19$ kN/m³) i CI sono superficiali ed elevati ($CI= 4.8$) perché appoggiano sul substrato calcareo ($V_s= 1250$ m/s; $\gamma= 22$ kN/m³). In questo caso quindi i FA sono ragguardevoli (1.7-2.1). Per le brecce calcaree tipo "mortadella" ver ($V_s= 1200$ m/s; $\gamma= 21$ kN/m³), appoggiate anche loro sul substrato calcareo, il CI è molto più basso ($CI= 1.1$) con FA pari a 1.0 (Tabella 3.3).

Le spesse alluvioni terrazzate at2 e at3 ($V_s= 400$ m/s; $\gamma= 19$ kN/m³) sono appoggiate sull'unità all2; pertanto, il CI risulta abbastanza profondo e pari quasi all'unità ($CI= 1.1$) che comporta FA di valore medio-basso, tra 1.3 e 1.5 (Tabella 3.3).

L'unità all2 ($V_s= 450$ m/s; $\gamma= 19$ kN/m³) è appoggiata sull'unità all1 ($V_s= 800$ m/s; $\gamma= 20$ kN/m³) a profondità notevoli tra i 20 e 100 m (Figura 3.33) con un CI pari a 1.8 e FA intorno a 1.3-1.7 (Tabella 3.3).

Infine, l'unità colluviale col di debole spessore è appoggiata su più unità differenti (all2, alluvioni terrazzate, il substrato arenaceo-pelitico e carbonatico) evidenziando un CI superficiale con FA elevati variabili tra 1.5 e 1.7 (Tabella 3.3).

Confrontando l'andamento dei FA lungo le sezioni, il relativo assetto geologico e la posizione e valore del contrasto d'impedenza sismica si possono fare una serie di osservazioni che sono di seguito descritte (v. da Figura 3.55 a Figura 3.58).

Nella parte a sinistra della sezione G-G' (Figura 3.55), ci sono due contrasti di impedenza sismica (CI), quello di all2 su all1 ($CI=1.9$) e quello di all2 su all1 ($CI=3.4$) che si trovano però alla stessa profondità. In questo caso, a parità di profondità del CI, il valore del FA è maggiore dove il CI è più elevato, nel nostro caso, per il CI di all2 su all1 il FA è pari a 1.9, per il CI di all2 su all1 il FA è pari a 2.3.

Osservando la sezione D-D', il valore del contrasto d'impedenza di all2/UAP-all1 ($CI=2.0-1.9$) è simile a quello di all3/all2 ($CI=1.8$), ma il primo contrasto (all3/UAP-all1) è più profondo del secondo (all3/all2), quindi il FA del contrasto più profondo (all2/UAP-all1), pari a 1.7, è minore del FA del contrasto più superficiale (all3/all2), pari a 2.3 (Figura 3.56). Verso il thalweg del T. Raio si riduce lo spessore di all3 e quindi, diventando più superficiale il contrasto all3/all2, aumenta il FA, ovvero spostandosi da W a E il FA passa da 1.7 a 2.3 (Figura 3.56).

Sempre osservando la sezione D-D', i valori dei FA sono inversamente proporzionali alla profondità del contrasto d'impedenza (CI) più superficiale. Il contrasto d'impedenza (CI) è tra all2 e all1, ma at1 ($V_s=500$ m/s) e all2 ($V_s=450$ m/s) hanno V_s e CI simili e quindi, aumentando lo spessore del sismostrato at1 + all2 diminuisce il FA da 1.5 a 1 (Figura 3.57).

Osservando a destra nella sezione A-A', il contrasto d'impedenza (CI) è tra all2 (450 m/s) e all1 (800 m/s), ma at2 (400 m/s) e all2 (450 m/s) hanno V_s simili e quindi, diminuendo lo spessore del sismostrato at2 + all2 il FA aumenta da 1.3 a 1.7 (Figura 3.58).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Simulazione numerica con LSR2D: il Contrasto d'impedenza

La distanza dei punti calcolati varia tra 30-50 m e che 3 punti sono localizzati in una fascia di 70 m (min) e 120 m (max). Gli FA sono stati resi omogenei, «pulizia dei dati»

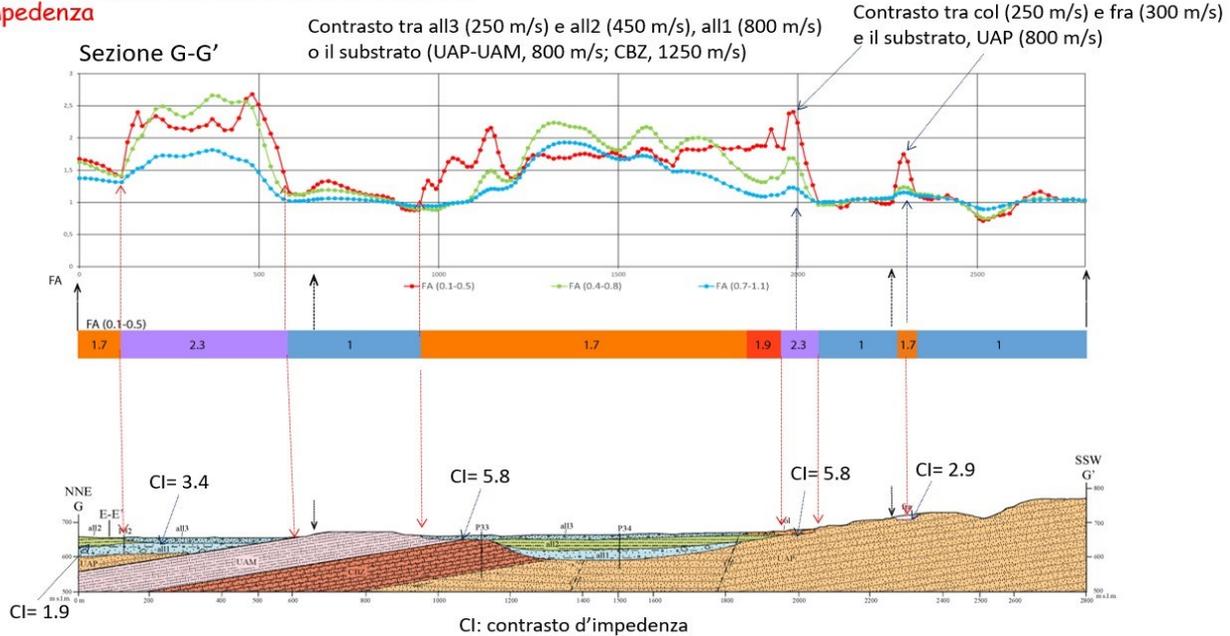


Figura 3.55 – Sezione G-G'. I valori dei FA sono condizionati dal valore del contrasto di impedenza sismica (CI) più superficiale. A sinistra nella sezione ci sono due CI, quello di all2 su all1 (CI=1.9) e quello di all3 su all1 (CI=3.4) che si trovano alla stessa profondità. In questo caso, a parità di profondità del CI il valore del FA è maggiore dove il CI è più elevato, per il CI di all2/all1 il FA è pari a 1.7, per il CI di all3/all1 il FA è pari a 2.3.

Simulazione numerica con LSR2D: lo spessore dei sismostrati

Contrasto tra all3 (250 m/s) e all2 (450 m/s) (CI= 1.8)

Sezione D-D'

Verso il thalweg del T. Raio si riduce lo spessore di all3 e quindi, diventando più superficiale il contrasto all3/all2, aumenta il FA

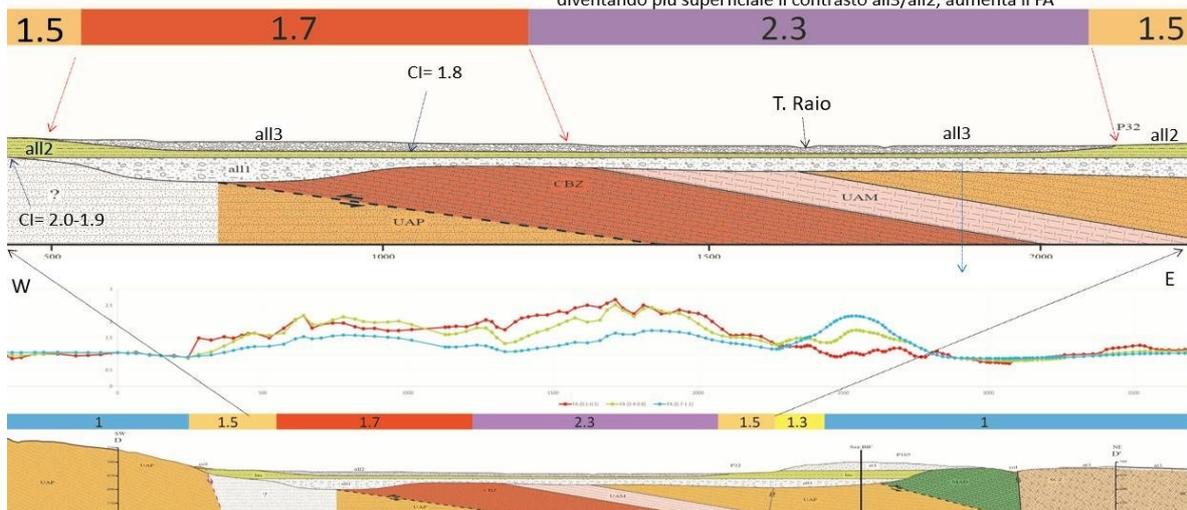


Figura 3.56 – Sezione D-D'. I valori dei FA sono inversamente proporzionali alla profondità del contrasto d'impedenza (CI) più superficiale. Il valore del contrasto d'impedenza di all2/UAP-all1 (CI=2.0-1.9) è simile a quello di all3/all1 (CI=1.8), ma il primo contrasto (all2/UAP-all1) è più profondo del secondo (all3/all2), quindi il FA del contrasto più profondo (all2/UAP-all1), pari a 1.7, è minore del FA del contrasto più superficiale (all3/all2), pari a 2.3. Verso il thalweg del T. Raio si riduce lo spessore di all3 e quindi, diventando più superficiale il contrasto all3/all2, aumenta il FA, ovvero spostandosi da W a E il FA passa da 1.7 a 2.3

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Simulazione numerica con LSR2D: lo spessore dei sismostrati (at1 + lac)

Sezione D-D'

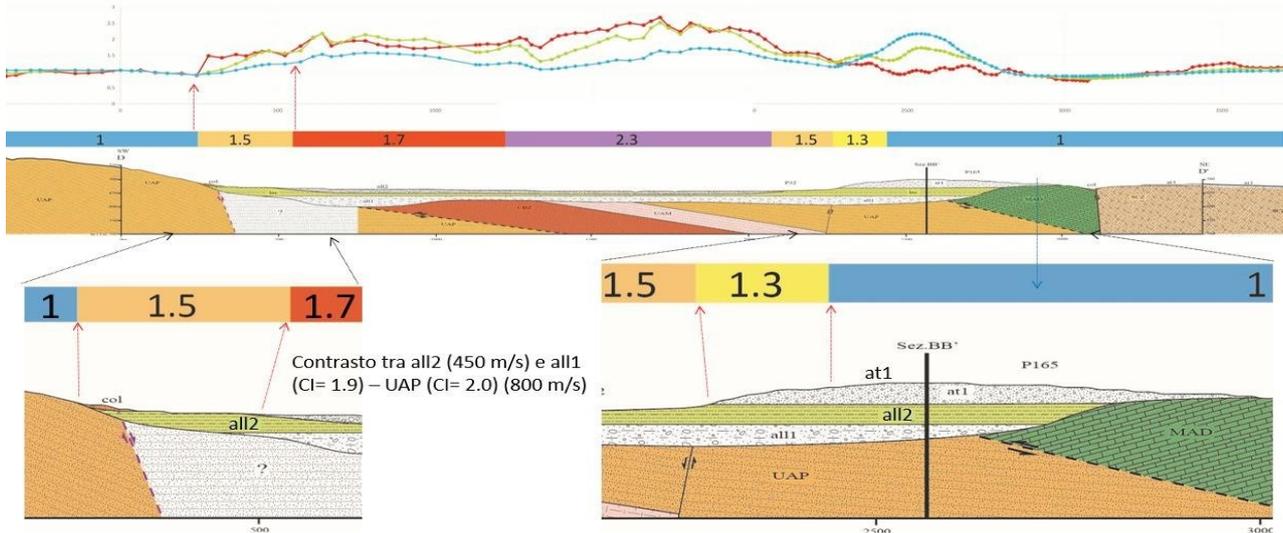


Figura 3.57 – Sezione D-D'. I valori dei FA sono inversamente proporzionali alla profondità del contrasto d'impedenza (CI) più superficiale. Il contrasto d'impedenza (CI) è tra all2 e all1, ma at1 ($V_S=500$ m/s) e all2 ($V_S=450$ m/s) hanno V_S e CI simili e quindi, aumentando lo spessore del sismostrato at1 + all2 diminuisce il FA da 1.5 a 1.

Simulazione numerica con LSR2D: lo spessore dei sismostrati (at2 + all2)

Il contrasto è tra all2 (450 m/s) e all1 (800 m/s), ma at2 (400 m/s) e all2 (450 m/s) hanno V_S simili e quindi, diminuendo lo spessore del sismostrato at2 + all2 il FA aumenta da 1.3 a 1.7

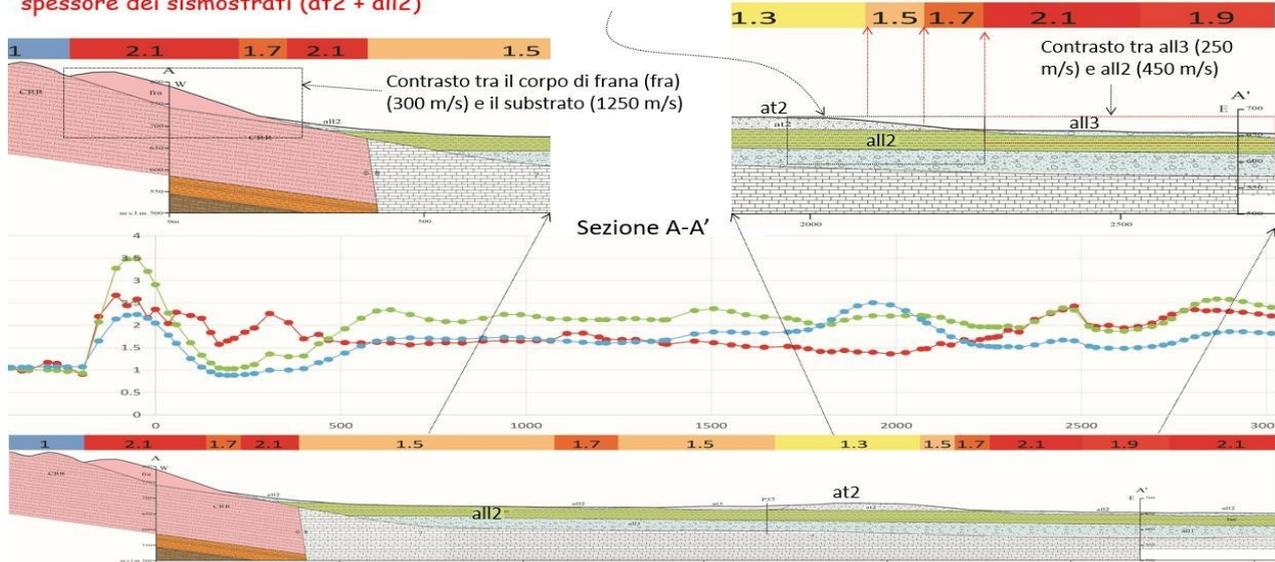


Figura 3.58 – Sezione A-A'. A destra nella sezione, Il contrasto d'impedenza (CI) è tra all2 (450 m/s) e all1 (800 m/s), ma at2 (400 m/s) e all2 (450 m/s) hanno V_S simili e quindi, diminuendo lo spessore del sismostrato at2 + all2 il FA aumenta da 1.3 a 1.7.

Inoltre, al fine di verificare il controllo qualità delle simulazioni e per affinare il comportamento sismico locale sono stati analizzati eventuali effetti 2D tramite il confronto in uno stesso sito dei FA ottenuti con la simulazione 1D con quelli calcolati con la simulazione 2D (v. da Figura 3.59 a Figura 3.62).

Nel bacino largo e superficiale della sezione B-B' ($H/L=70\text{ m}/1250\text{ m}=0.06$) l'effetto è 1D e non 2D perché il FA1D monodimensionale (1.71) e il FA2D bidimensionale (1.75) calcolati in C sono molto simili. Questa osservazione è coerente con i risultati ottenuti da simulazioni su modelli teorici per bacini in cui il rapporto profondità (H) metà della larghezza (L) è minore di 0.25 (Lanzo & Silvestri, 1999) (Figura 3.59).

Nel bacino largo e superficiale della sezione E-E' ($H/L=70\text{ m}/1750\text{ m}=0.04$) non ci sono effetti bidimensionali di bacino perché i FA1D monodimensionali e i FA2D bidimensionali calcolati in quattro siti posizionati al bordo ed al centro della valle sono molto simili tra di loro (1.32 e 1.36; 1.36 e 1.38; 1.49 e 1.45; 1.02 e 1.19). Questa osservazione è coerente con i risultati ottenuti da simulazioni su modelli teorici per bacini in cui il rapporto tra profondità (H) e larghezza (L) è minore di 0.25 (Lanzo & Silvestri, 1999). Il FA di tipo monodimensionale al centro della valle è dovuto unicamente alla presenza del contrasto d'impedenza dovuto alla sovrapposizione di all2 su all2 (Figura 3.60).

Nel bacino della sezione F-F' si ipotizza un parziale effetto di bacino perché, nel sito B ubicato al suo interno, il FA1D monodimensionale (1.85) è minore del FA2D bidimensionale (2.23). Si ipotizza inoltre un effetto di bordo di bacino, come definito in Lanzo & Silvestri (1999), perché il FA1D (1.74) è minore del FA2D (2.47) (Figura 3.61).

Nella valle stretta ed allungata della sezione F-F' si ipotizza un effetto di bacino bidimensionale perché nel sito B, ubicato in un piccolo bacino "quasi profondo" ($H/L=100\text{ m}/500\text{ m}=0.2$), al centro della valle, il FA1D (1.50) è minore del FA2D bidimensionale (1.85). Questa osservazione è coerente con i risultati ottenuti da simulazioni su modelli teorici per bacini con $H/L > 0.25$ (Lanzo & Silvestri, 1999) (Figura 3.62).

Dalla Figura 3.63 alla Figura 3.64 vengono riportati in sintesi i risultati del controllo qualità eseguito confrontando i valori dei fattori di amplificazione (FA), per l'intervallo 0.1-0.5 secondi, con l'assetto geologico.

**Simulazione numerica e confronto FA 1D e FA 2D:
effetto monodimensionale nella valle**

Siti B, C, D, E: effetto 1D (FA1D≈FA2D)

sito	A	B	C	D	E
FA 1D (0.1-0.5)	2.01	1.58	1.71	0.94	1.15
FA 2D (0.1-0.5)	1.56	1.66	1.75	0.94	1.15

Nel bacino largo e superficiale ($H/L=70\text{ m}/1250\text{ m}=0.06$) l'effetto è 1D e non 2D (FA1D≈FA2D) come dimostrato da simulazioni su modelli teorici per $H/L < 0.25$ (Lanzo e Silvestri, 1999)

Sito C: il contrasto è all3 (250 m/s) su all2 (450 m/s), effetto 1D (FA1D=FA2D)

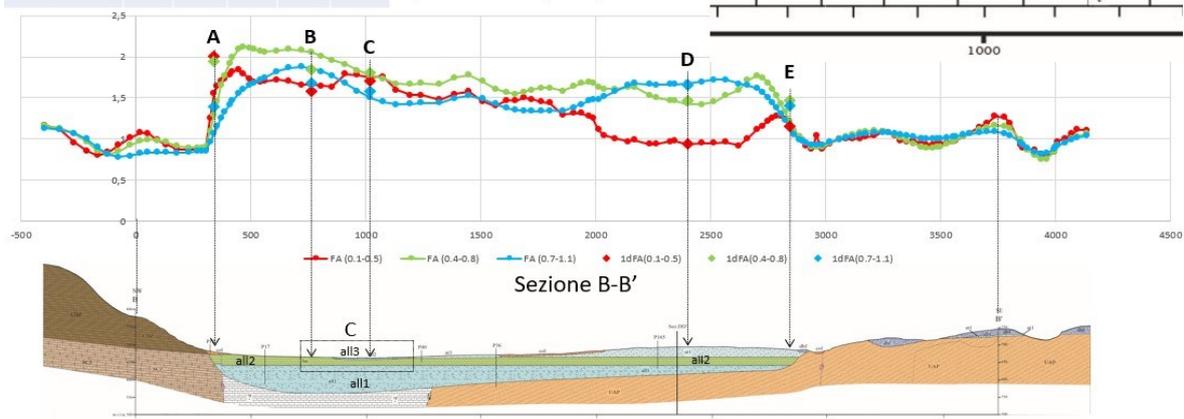
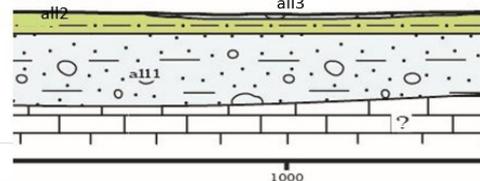


Figura 3.59 – Nel bacino largo e superficiale della sezione B-B' ($H/L=70\text{ m}/1250\text{ m}=0.06$) l'effetto è 1D e non 2D perché il FA1D monodimensionale (1.71) e il FA2D bidimensionale (1.75) calcolati in C sono molto simili. Questa osservazione è coerente con i dati di letteratura (bacini in cui il rapporto profondità (H) metà della larghezza (L) è minore di 0.25 (Lanzo & Silvestri, 1999)).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

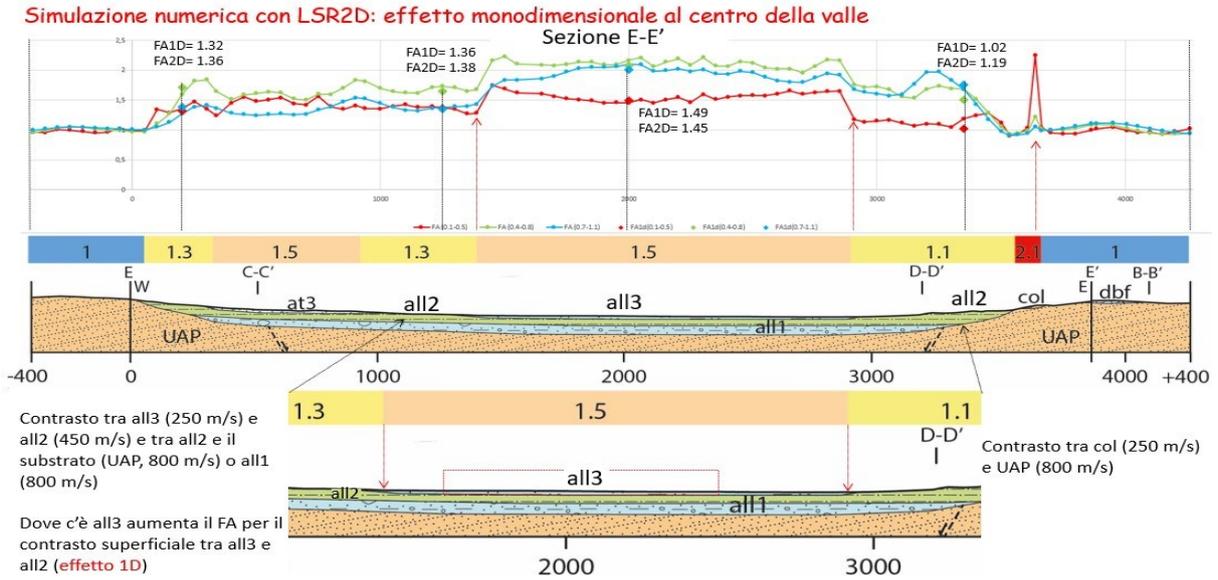


Figura 3.60 – Nel bacino largo e superficiale della sezione E-E' ($H/L=70\text{ m}/1750\text{ m}=0.04$) non ci sono effetti bidimensionali di bacino perché i FA1D monodimensionali e FA2D bidimensionali calcolati in quattro siti posizionati al bordo ed al centro della valle sono molto simili tra di loro (1.32 e 1.36; 1.36 e 1.38; 1.49 e 1.45; 1.02 e 1.19). Questa osservazione è coerente con i dati di letteratura (bacini in cui il rapporto profondità (H) metà della larghezza (L) è minore di 0.25 (Lanzo & Silvestri, 1999)). Il FA di tipo monodimensionale al centro della valle è dovuto unicamente alla presenza del contrasto d'impedenza dovuto alla sovrapposizione di all3 su all2.

Simulazione numerica e confronto FA 1D e 2D: effetti bidimensionali

Ipotesi sulla causa degli effetti 2D
Sito B: effetto 2D di bacino
Sito E: effetto 2D di bordo di bacino

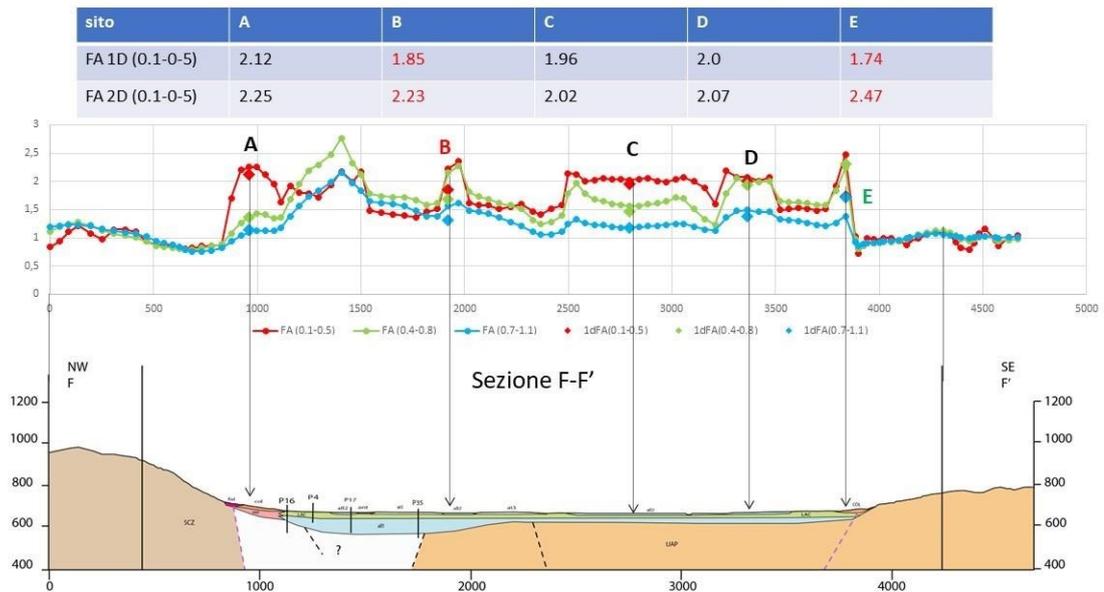


Figura 3.61 – Nel bacino della sezione F-F' si ipotizza un parziale effetto di bacino perché, nel sito B ubicato al suo interno, il FA1D monodimensionale (1.85) è minore del FA2D bidimensionale (2.23). Si ipotizza inoltre un effetto di bordo di bacino, come definito in Lanzo & Silvestri (1999), perché il FA1D (1.74) è minore del FA2D (2.47).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Simulazione numerica e confronto FA 1D e FA 2D (sito B della sezione F-F'): effetti bidimensionali

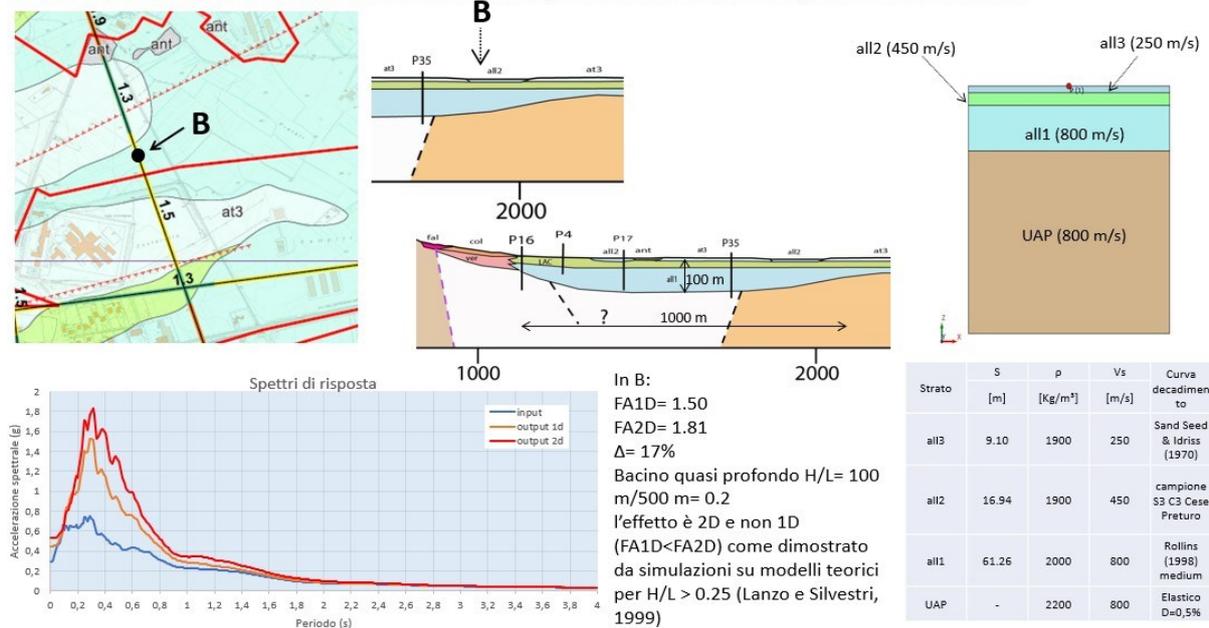


Figura 3.62 – Nella valle stretta ed allungata della sezione F-F' si ipotizza un effetto di bacino bidimensionale perché nel sito B, ubicato in un piccolo bacino “quasi profondo” ($H/L= 100 \text{ m}/500 \text{ m}= 0.2$), al centro della valle, il FA1D (1.50) è minore del FA2D bidimensionale (1.85). Questa osservazione è coerente con i risultati i dati di letteratura (bacini con $H/L > 0.25$ (Lanzo & Silvestri, 1999)).

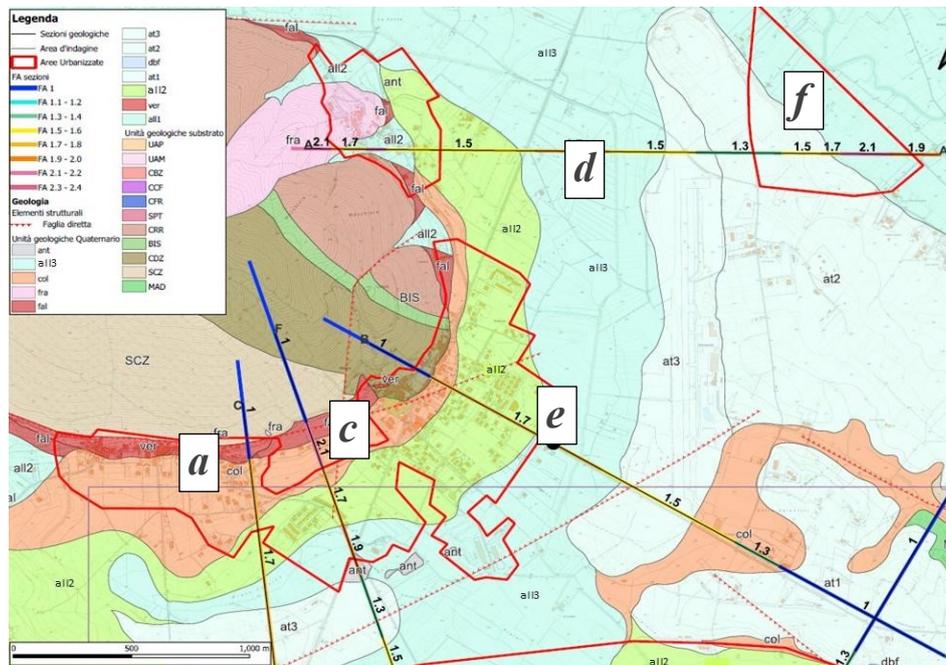


Figura 3.63 – Carta geologico-tecnica versus distribuzione dei Fattori di amplificazione: zona nord.

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Nella zona nord si possono fare le seguenti osservazioni (Figura 3.63):

- Sito *a*: l'unità ver (brecce mortadella) ($V_S=1200$ m/s) è appoggiata al substrato ($V_S=1250$ m/s) quindi il FA è pari a 1.
- Sito *c*: al passaggio tra il rilievo montuoso ed il declivio con i depositi di versante si registrano FA elevati perché c'è l'appoggio di fal ($V_S=300$ m/s), col ($V_S=250$ m/s) e fra ($V_S=300$ m/s) sul substrato ($V_S=1250$ m/s), ver ($V_S=1200$ m/s) o all2 ($V_S=450$ m/s).
- Siti *d, e*: nella piana affiora all2 ($V_S=250$ m/s) quindi i FA aumentano in relazione al contrasto all3 su all2 ($V_S=450$ m/s). Nella valle l'effetto è monodimensionale perché $FA_{1D} \approx FA_{2D}$ nel sito E (vedi Figura 3.59 e Figura 3.60).
- Sito *f*: riducendosi lo spessore di at2 ($V_S=400$ m/s) + all2 ($V_S=450$ m/s) aumenta il FA.

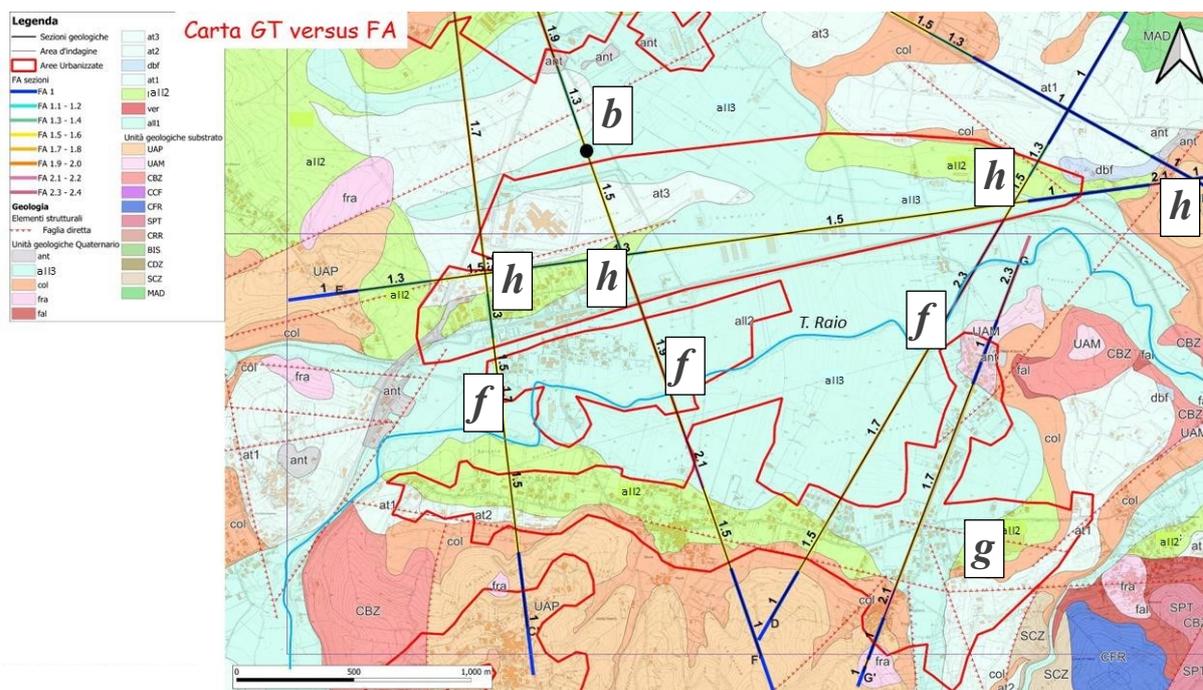


Figura 3.64 – Carta geologico-technica versus distribuzione dei Fattori di amplificazione: zona sud.

Nella zona sud si possono fare le seguenti osservazioni (Figura 3.64):

- Sito *b*: nella vallecchia intercettata dalla sezione F-F' si ipotizza un effetto 2D di bacino (Figura 3.61).
- Siti *f*: lungo in prossimità del thalweg del T. Raio lo spessore dell'unità all3 ($V_S=250$ m/s) diminuisce e quindi il FA aumenta (Figura 3.56).
- Sito *g*: nelle zone distanti dalle sezioni sono state eseguite modellazione 1D tramite il codice Strata (Kottke & Rathje, 2009) e LSR2D.
- Siti *h*: i FA calcolati negli incroci delle sezioni sono uguali; quindi, non si ipotizza un effetto direzionale 2D.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3.4.4 Carte di microzonazione sismica di terzo livello

La definizione delle microzone di 3° livello ha tenuto in considerazione differenti aspetti dei vari livelli di approfondimento della MS. Partendo dalla carta geologico-tecnica sono state realizzate le sezioni geologiche di dettaglio (vedi tavole delle sezioni geologiche - legenda Regione Abruzzo e legenda DPC – allegate) e su queste è stata eseguita la simulazione numerica 2D con l'applicativo LSR2D.

Lungo le sezioni sono state riportati i valori puntuali calcolati e i valori delle classi dei FA compresi tra 0.1 e 0.5 s, considerato l'intervallo più importante dei tre richiesti (v. da Figura 3.41a Figura 3.54 e da Figura 3.84 a Figura 3.91). Infatti, come valore di FA, per l'intervallo 0.1 e 0.5 s, da attribuire alla microzona di 3° livello è stato scelto il valore non anomalo più elevato all'interno della microzona calcolato lungo tutte le sezioni. Viene definito valore anomalo un valore particolarmente differente dall'intorno (due o più classi di differenza) che non presenta motivazioni geologiche sostanziali per il suo mantenimento. I FA degli altri due periodi da assegnare alla microzona (0,4 - 0,8 s e 0,7-1,1 s) sono quelli che fanno riferimento alla stessa progressiva lungo la sezione del FA del periodo 0,1-0,5 s selezionato. La classe di appartenenza della microzona di 3° livello è quella del FA (0,1-0,5 s) assegnato.

Per ogni microzona, il suo spettro di output è quello associato al FA (0,1-0,5 s) più elevato calcolato con le simulazioni 2D per quella microzona. Questo spettro di output è in pseudoaccelerazione e corrisponde a quello medio ottenuti dai sette spettri singoli.

In prima approssimazione, si è scelto di mantenere i confini delle MOPS di 1° livello. Pertanto, nel caso due differenti MOPS presentassero valori all'interno della stessa classe dei FA, si è preferito mantenerle comunque separate e cartografare così due microzone di 3° livello con FA della stessa classe ma con valore singolo di riferimento differente (v. da Figura 3.65 a Figura 3.76 e da Figura 3.94 a Figura 3.99).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

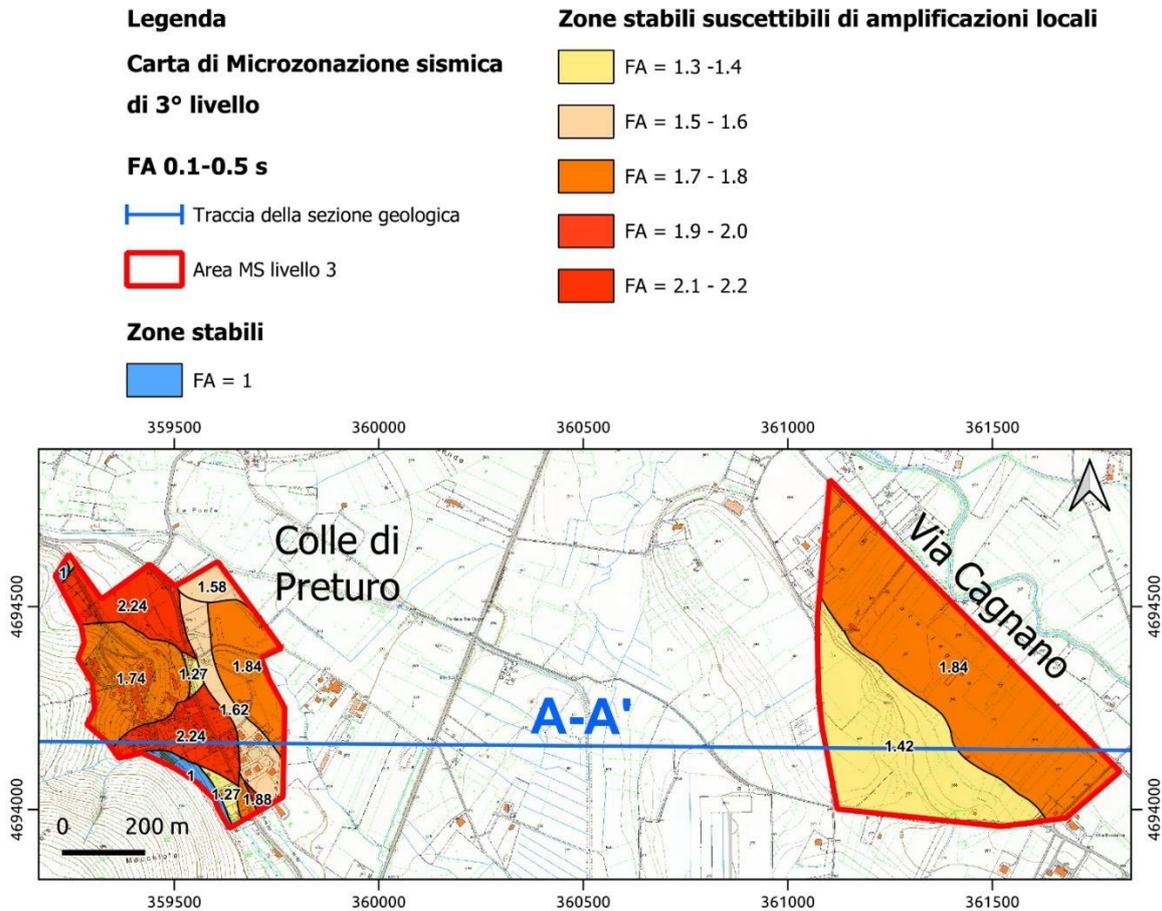


Figura 3.65 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 s di Colle di Preturo e Via Cagnano. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.

Nei casi in cui la stessa microzona di 1° livello presenti due differenti classi di valori di FA contigui, si è scelto di non suddividere la MOPS in due microzone di 3° livello, con il limite della MOPS che corrisponde a quello della microzona. Il FA della microzona di 3° livello è quello più alto calcolato dalle simulazioni 2D all'interno della MOPS, come suggerito dalla nota 14 degli Standard di rappresentazione e archiviazione informatica, versione 4.2 (2020): “Gli eventuali ulteriori accorpamenti di intervalli utilizzano il colore dell'estremo superiore”.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.1-0.5 s

— Traccia della sezione geologica

□ Area MS livello 3

Zone stabili

□ FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

□ FA = 1.3 - 1.4

□ FA = 1.5 - 1.6

□ FA = 1.7 - 1.8

□ FA = 1.9 - 2.0

□ FA = 2.1 - 2.2

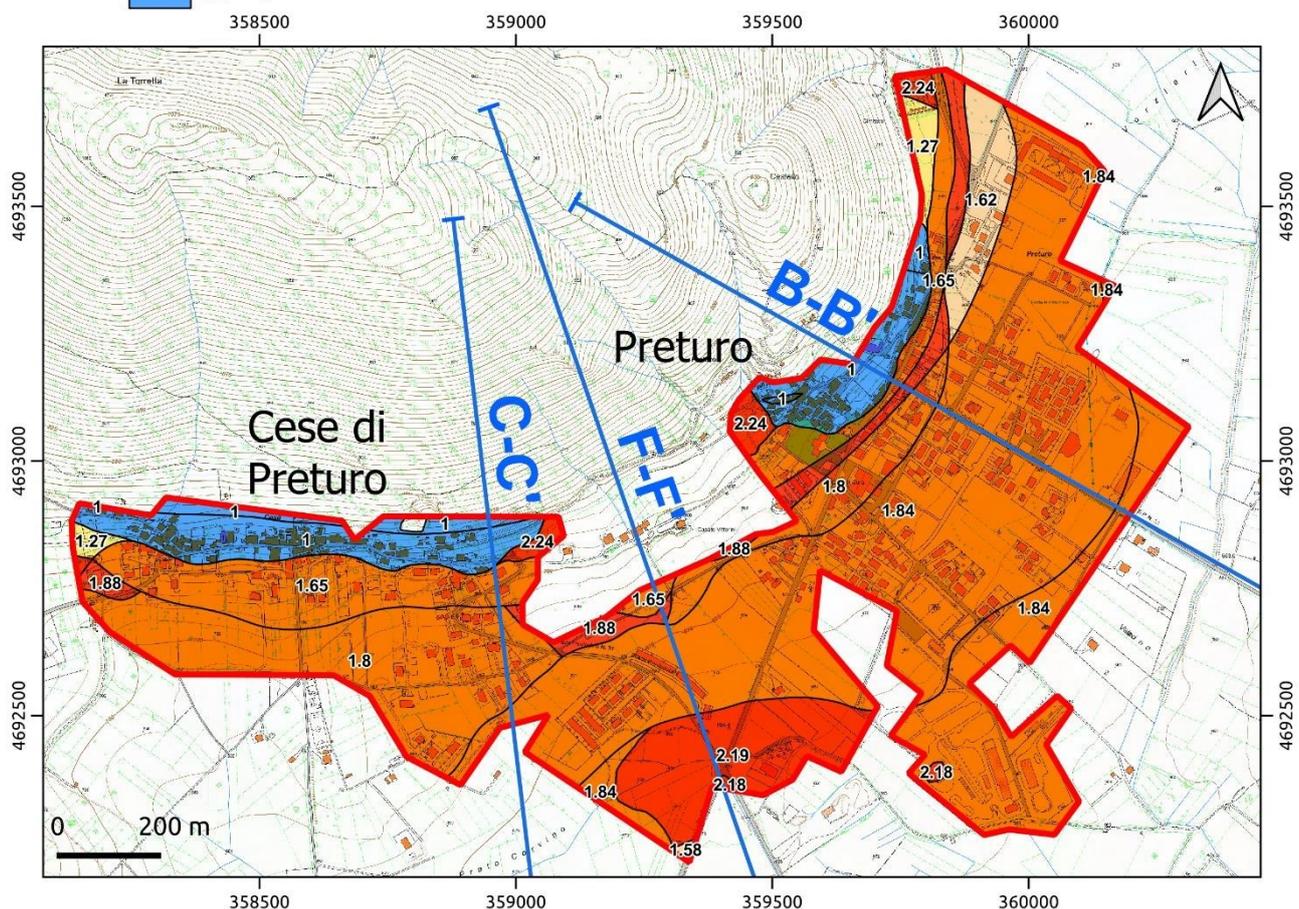


Figura 3.66 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 s di Preturo e Cese di Preturo. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.

Invece, nel caso di una stessa MOPS di 1° livello rappresentata da due o più classi di FA non contigue, si è scelto di dividere la MOPS in due o più microzone di 3° livello (da modificare a ritroso successivamente nel 1° livello aggiornato) con la differenziazione geologica basata sui punti di divergenza all'interno delle sezioni geologiche. Queste differenze possono essere legate all'interno della MOPS sia a variazioni di spessore e geometria delle stesse unità litotecniche che a variazioni topografiche nella MOPS.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Infine, si è scelto, per non apportare troppe variazioni alle MOPS, di operare delle approssimazioni quando il limite tra due classi dei FA è molto vicino al limite di due microzone, ma non risulta lo stesso, rimanendo all'interno della distanza di calcolo dei FA lungo le sezioni (nel nostro caso 40-80 m). Da Figura 3.65 a Figura 3.68 sono riportate le Carte della microzonazione di terzo livello per l'area di Preturo-Sassa relative ai Fattori di amplificazione (FA) per l'intervallo 0.1-0.5.

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.1-0.5 s

— Traccia della sezione geologica

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

FA = 2.1 - 2.2

Zone suscettibili di instabilità

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione - FA 1.7 - 1.8; ($2 < IL \leq 5$)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione - FA 2.3 - 2.4; ($2 < IL \leq 5$)

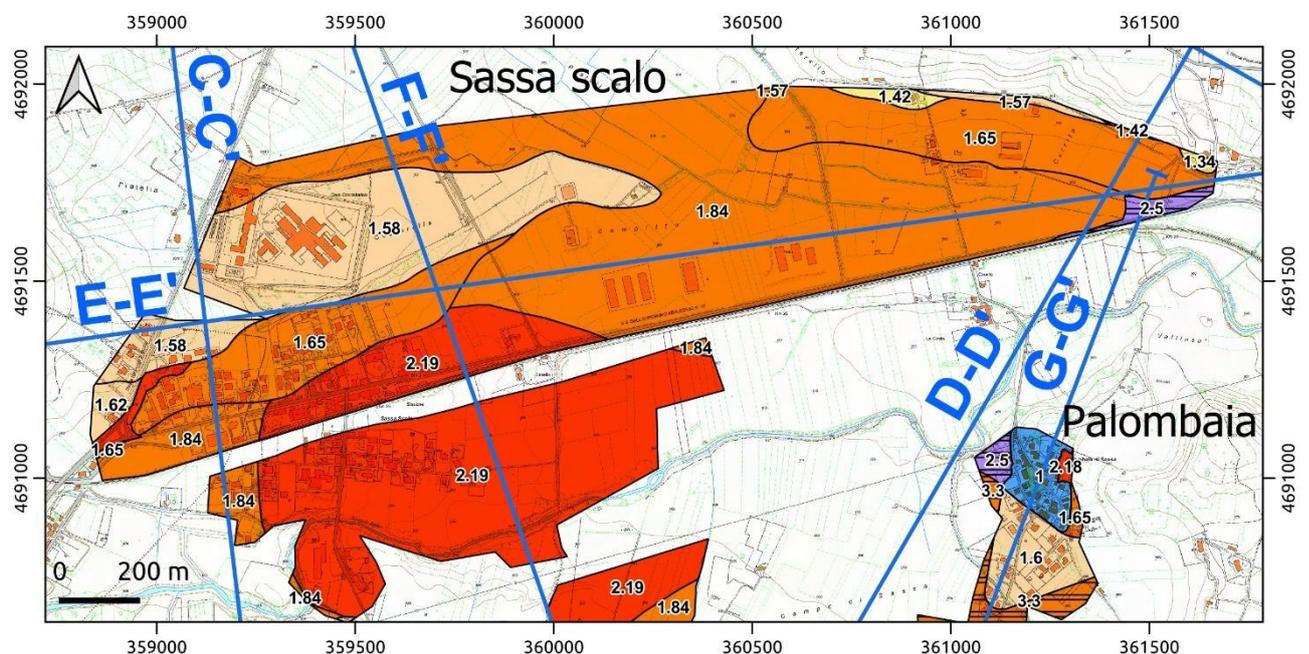


Figura 3.67 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 s di Sassa scalo. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.1-0.5 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

FA = 1.9 - 2.0

FA = 2.1 - 2.2

FA = 2.3 - 2.4

Zone suscettibili di instabilità

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione - FA 1.3 - 1.4 ; ($2 < IL \leq 5$)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione - FA 1.7 - 1.8 ; ($2 < IL \leq 5$)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione - FA 2.3 - 2.4 ; ($2 < IL \leq 5$)

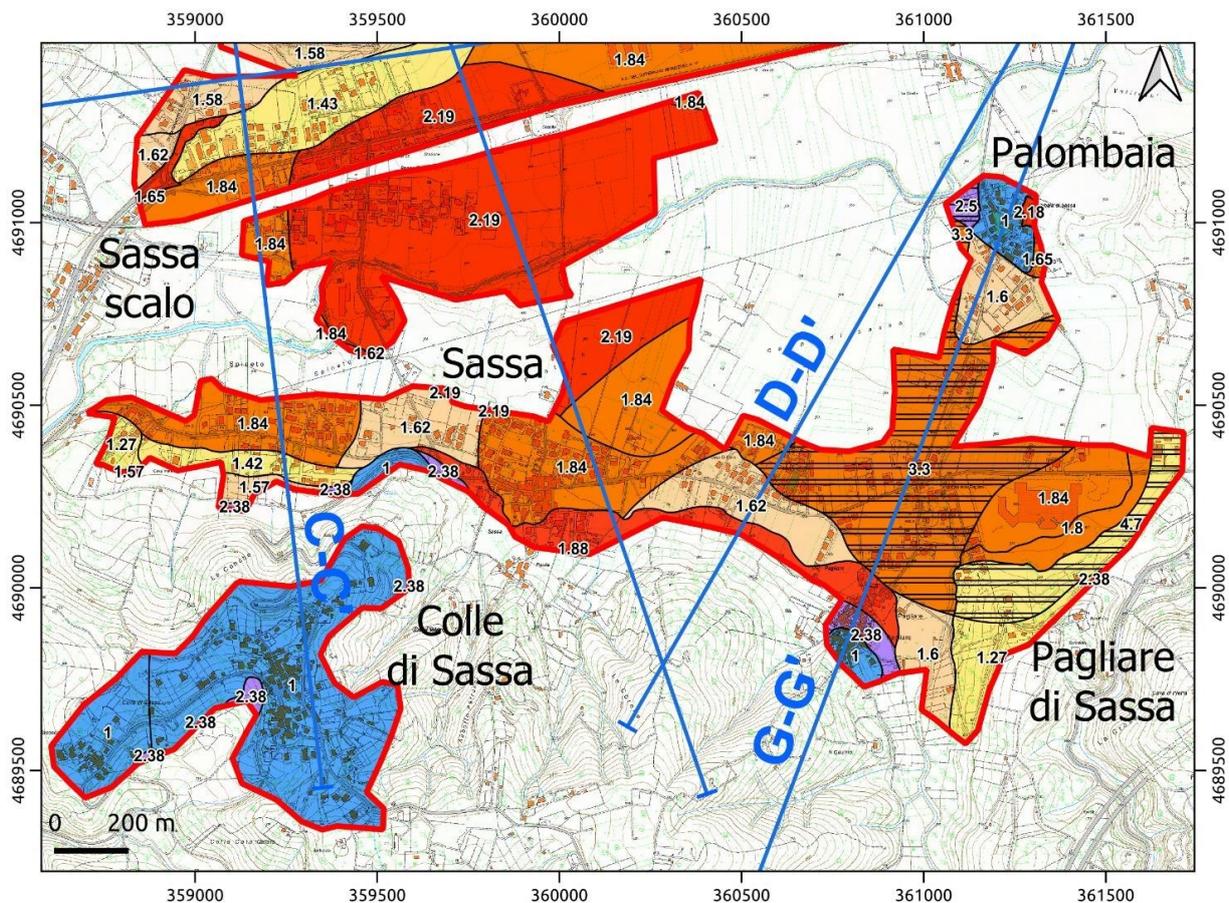


Figura 3.68 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 s di Sassa, Pagliare di Sassa, Palombaia e Colle di Sassa. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Tenuto conto della buona correlazione tra i FA e la geologia (Tabella 3.3; Figura 3.63 e Figura 3.64), i limiti delle microzone sono stati estesi arealmente basandosi sui limiti delle MOPS.

Per alcune microzone dell'area di Pagliare di Sassa, non coperte dalle sezioni simulate, il FA è stato inoltre calcolato con modellazioni 1D tramite il codice STRATA (Kottke & Rathje, 2009). Per l'area di Via Cagnano (Figura 3.65), il FA assume il valore di 1,42 per le alluvioni terrazzate at2 (MOPS 2004) e 1,84 per le alluvioni dell'Aterno all3 (MOPS 2013).

Per l'area di Colle di Preturo (Figura 3.65), il FA assume il valore di 1,84 per l'unità all2 (OHpi, MOPS 2010), 1.74 per il corpo di frana (fra) e 2.24 per le conoidi alluvionali (all3, GMca, MOPS 2019).

Per l'area di Preturo (Figura 3.66), il FA assume il valore di 1,84 per all2 (MOPS 2010) e all3 (MOPS 2013). Nei rilievi poiché affiora il substrato carbonatico (LPS, MOPS 1011) e l'unità ver (GRS, MOPS 1022) i FA sono pari a 1.

Per l'area di Sassa scalo e di Pagliare di Sassa (Figura 3.67 e Figura 3.68), il FA assume valori di 1.84 e 2.19 affiorando nell'area quasi esclusivamente le alluvioni del T. Raio (all3, MOPS 2013, 2022) e l'unità all2 (OHpi, MOPS 2001). Nel settore di Pagliare di Sassa e Palombaia sono presenti zone instabili per liquefazione (MOPS 30503002, 30503004, 30503013).

A Colle di Sassa (Figura 3.68) il FA è pari a 1.0, affiorando in questa zona il substrato arenaceo-pelitico (ALS), MOPS 1041.

Dalla Figura 3.69 alla Figura 3.72 e dalla Figura 3.73 alla Figura 3.76 sono riportate le Carte delle microzonazione di terzo livello relative ai Fattori di amplificazione (FA) per gli intervalli 0.4-0.8; 0.7-1.1 s, rispettivamente.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.4-0.8 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.1 - 1.2

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

FA = 1.9 - 2.0

FA = 2.1 - 2.2

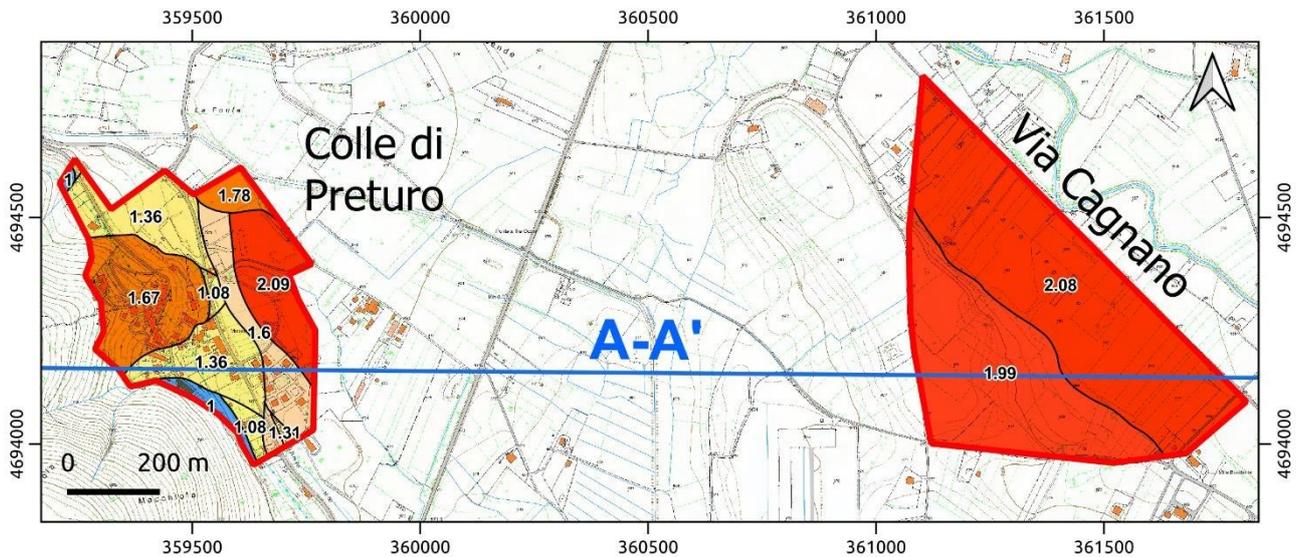


Figura 3.69 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.4-0.8 s di Colle di Preturo e Via Cagnano. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.4-0.8 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.1 - 1.2

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

FA = 2.1 - 2.2

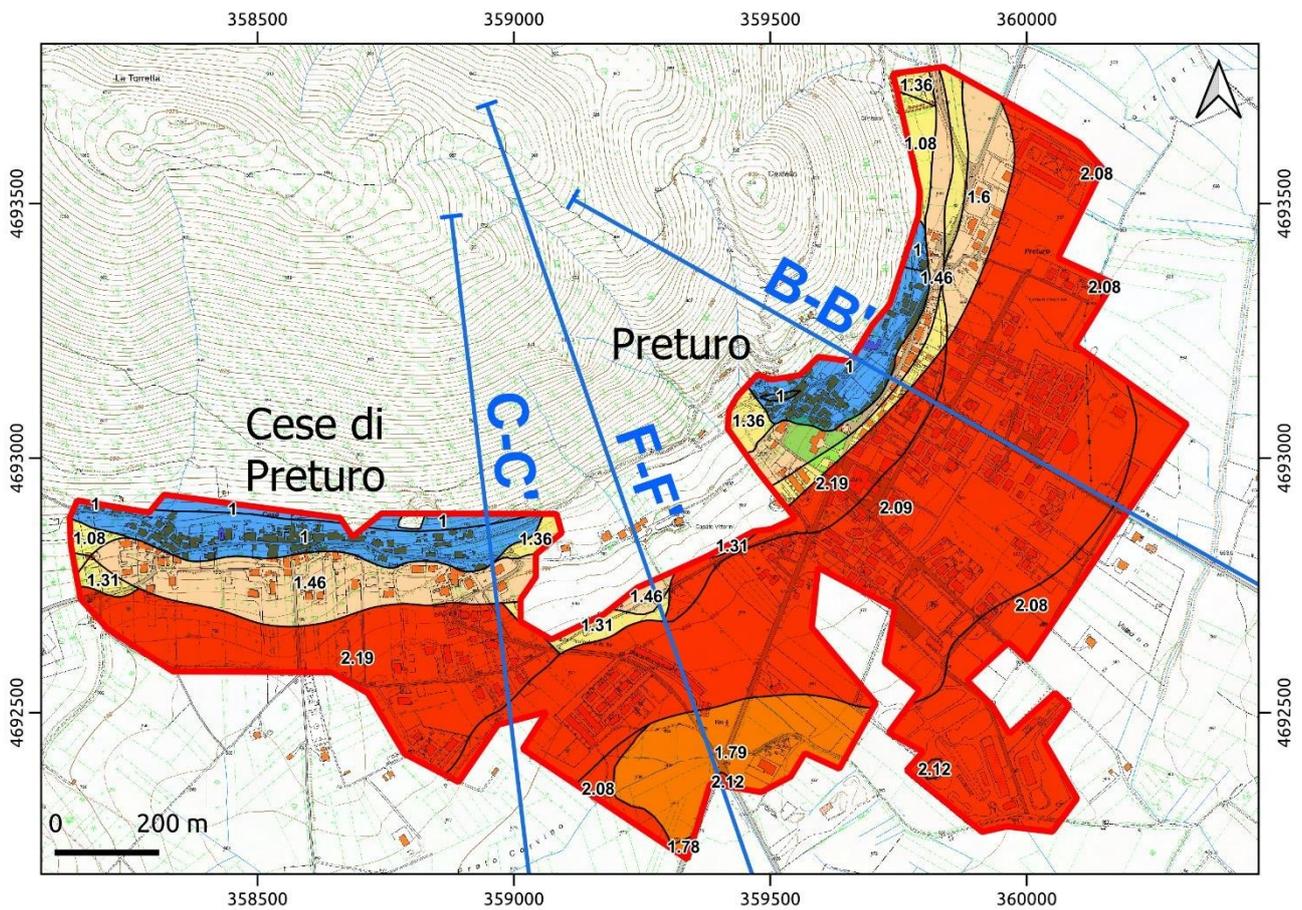


Figura 3.70 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.4-0.8 s di Preturo e Cese di Preturo. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.4-0.8 s

— Traccia della sezione geologica

□ Area MS livello 3

Zone stabili

□ FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

□ FA = 1.5 - 1.6

□ FA = 1.7 - 1.8

□ FA = 1.9 - 2.0

□ FA = 2.1 - 2.2

Zone suscettibili di instabilità

▨ ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione - FA 2.1 - 2.2; ($2 < IL \leq 5$)

▨ ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione - FA 2.1 - 2.2; ($5 < IL \leq 15$)

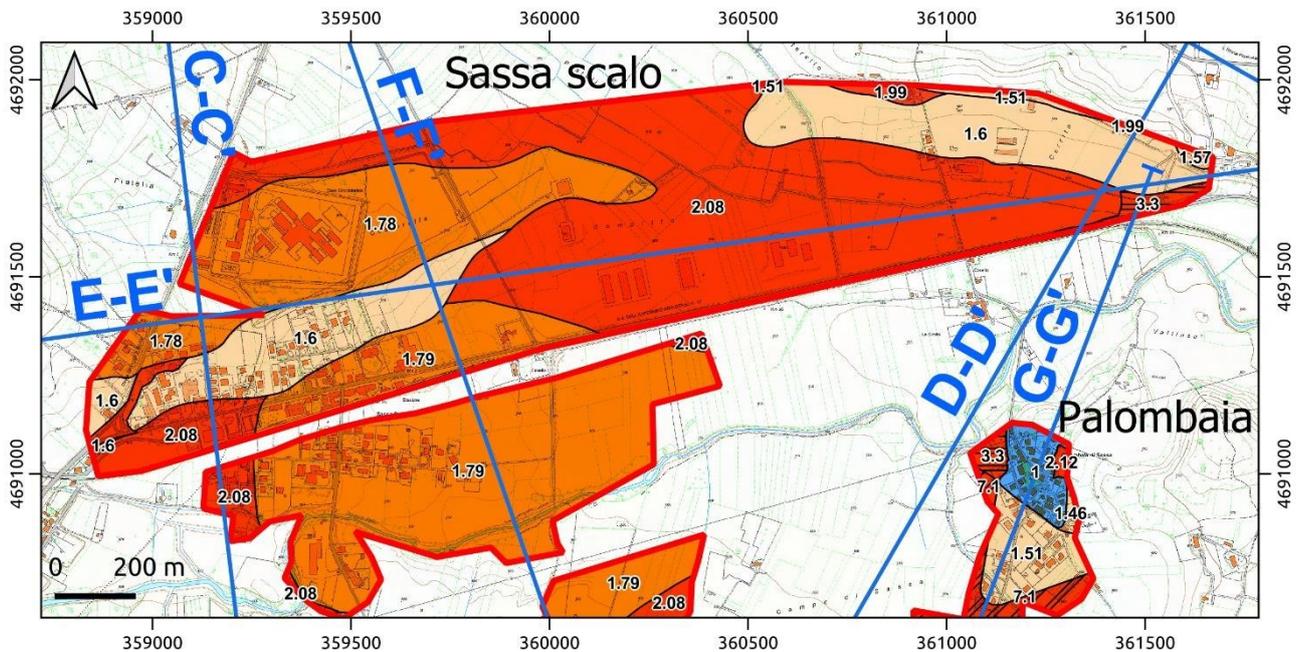


Figura 3.71 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.4-0.8 s di Sassa scalo. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

**Carta di Microzonazione sismica
di 3° livello**

FA 0.4-0.8 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone suscettibili di instabilità

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 1.9 - 2.0; (2 < IL ≤ 5)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 2.1 - 2.2; (2 < IL ≤ 5)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 2.1 - 2.2; (5 < IL ≤ 15)

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.1 - 1.2

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

FA = 1.9 - 2.0

FA = 2.1 - 2.2

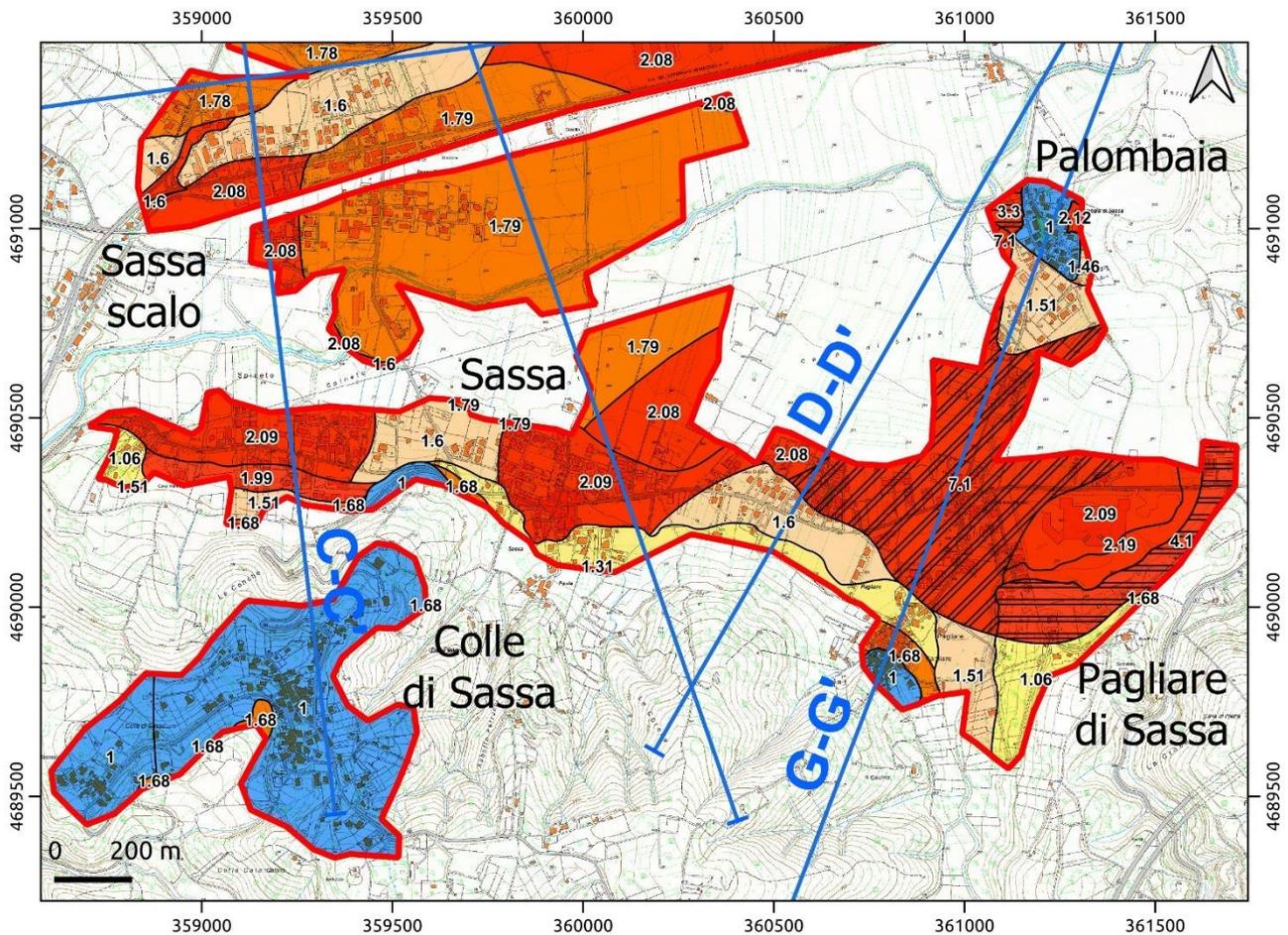


Figura 3.72 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.4-0.8 s di Sassa, Pagliare di Sassa, Palombaia e Colle di Sassa. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.7-1.1 s

 Traccia della sezione geologica

 Area MS livello 3

Zone stabili

 FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

 FA = 1.1 - 1.2

 FA = 1.5 - 1.6

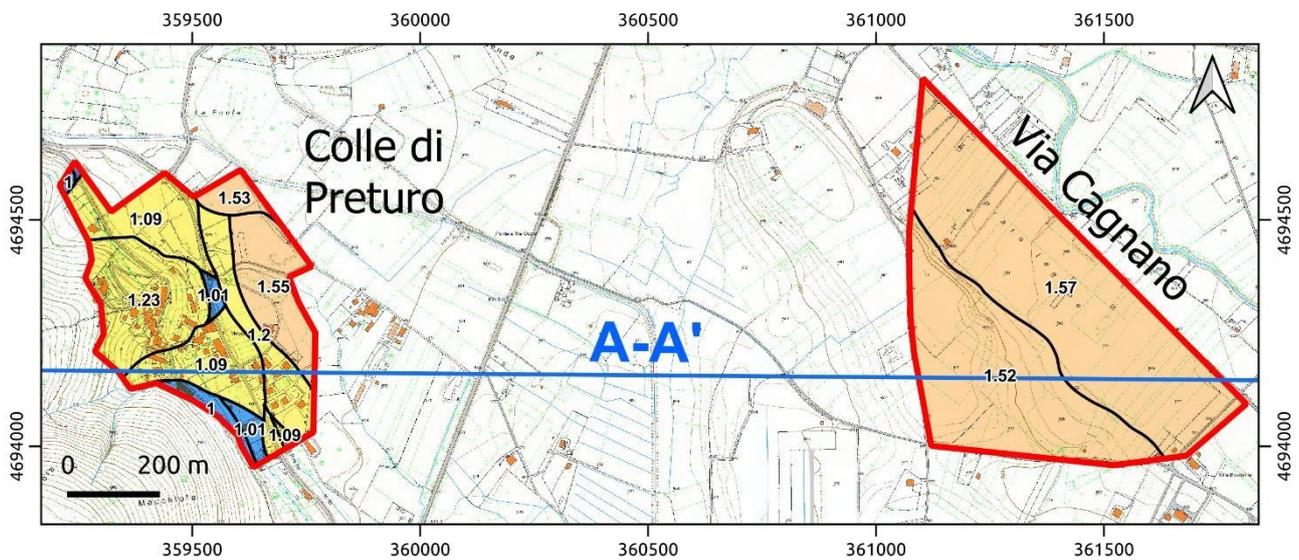


Figura 3.73 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.7-1.1 s di Colle di Preturo e Via Cagnano. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.7-1.1 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.1 - 1.2

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

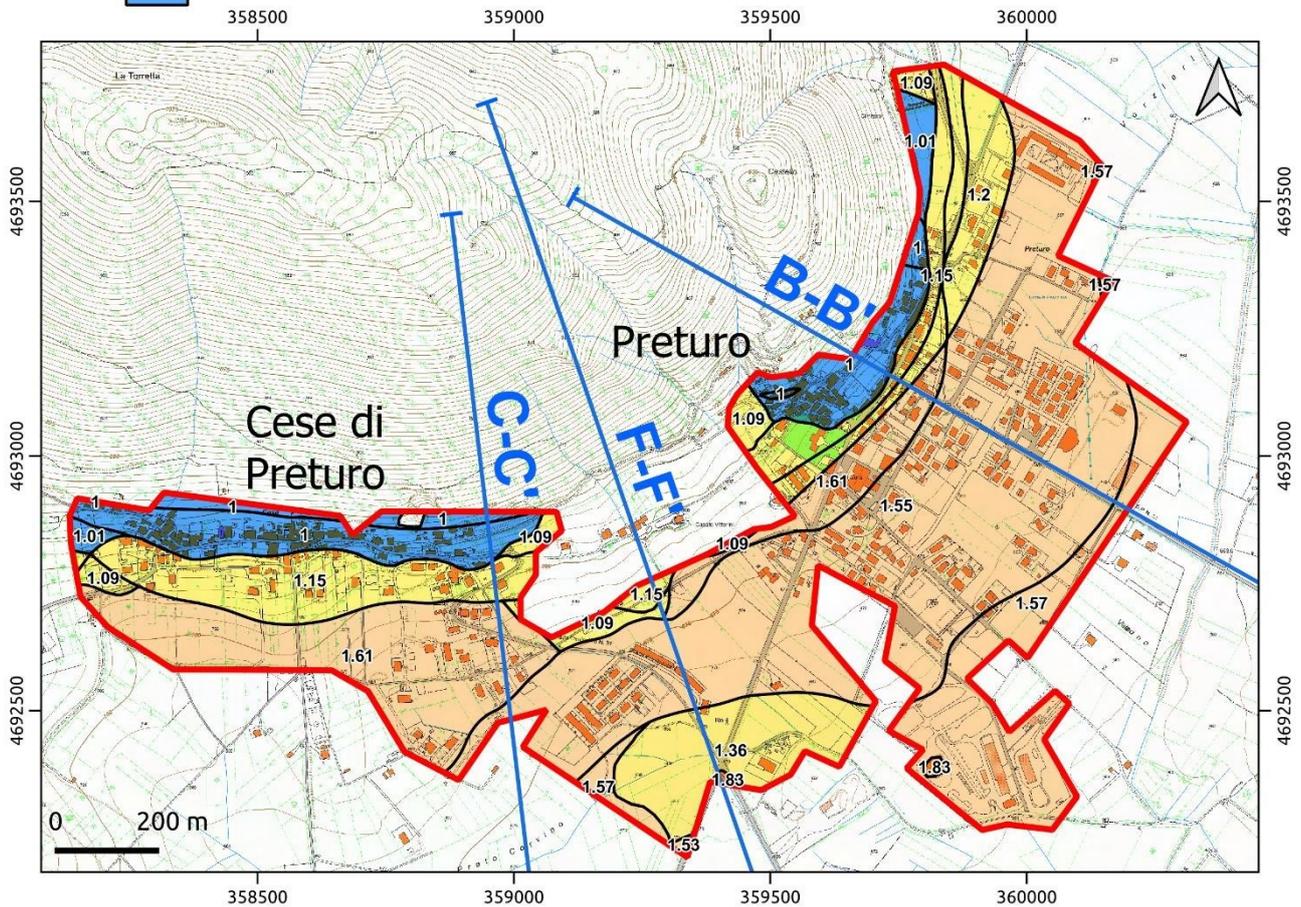


Figura 3.74 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.7-1.1 s di Preturo e Cese di Preturo. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

**Carta di Microzonazione sismica
di 3° livello**

FA 0.7-1.1 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone suscettibili di instabilità

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 1.3 - 1.4 ; (2 < IL ≤ 5)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 1.5 - 1.6; (5 < IL ≤ 15)

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.1 - 1.2

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

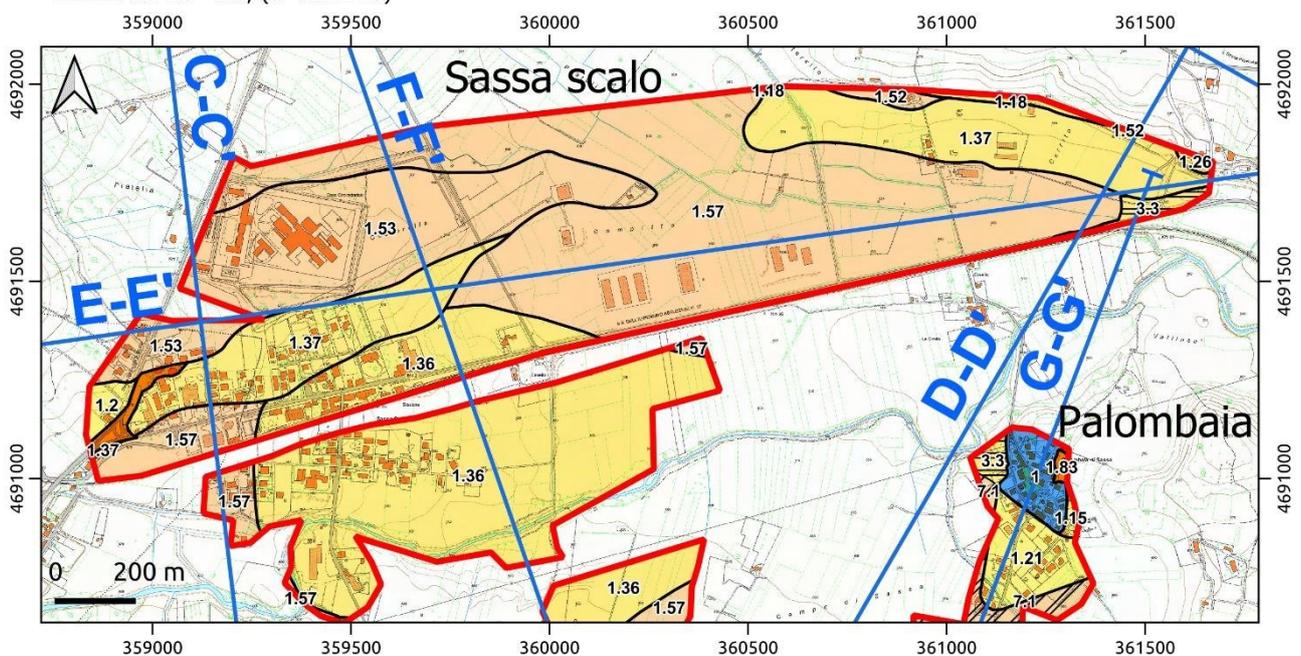


Figura 3.75 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.7-1.1 s di Sassa scalo. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

**Carta di Microzonazione sismica
di 3° livello**

FA 0.7-1.1 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone suscettibili di instabilità

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 1.3 - 1.4 ; (2 < IL ≤ 5)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 1.5 - 1.6 ; (2 < IL ≤ 5)

ZS LQ - Zona di suscettibilità per liquefazione
FA 1.5 - 1.6; (5 < IL ≤ 15)

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.1 - 1.2

FA = 1.3 - 1.4

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

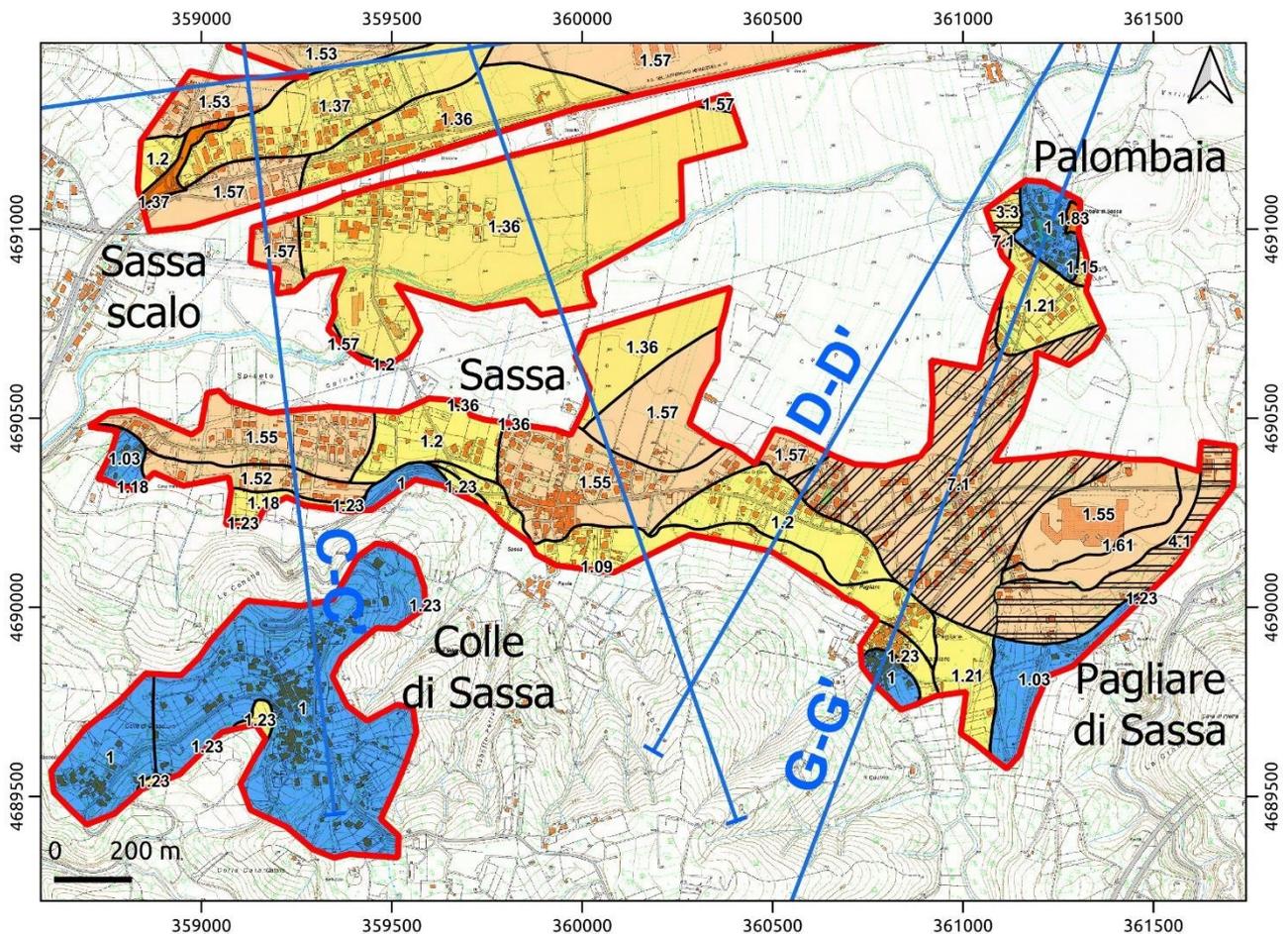


Figura 3.76 – Carta di MS di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.7-1.1 s di Sassa, Pagliare di Sassa, Palombaia e Colle di Sassa. Per ubicare i siti vedere la Figura 3.39.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

In sintesi, in Tabella 3.4 sono riportati i FA assegnati alle MOPS della zona Preturo-Sassa.

microzona	FA (0.1-0.5 s)	FA (0.4-0.8 s)	FA (0.7-1.1 s)
1011	1,00	1,00	1,00
1022	1,00	1,00	1,00
1041	1,00	1,00	1,00
2099	1,74	1,67	1,23
2001	1,65	1,60	1,37
2002	2,44	2,05	1,41
2003	1,20	1,15	1,09
2004	1,42	1,99	1,52
2005	1,27	1,06	1,03
2006	2,38	1,68	1,23
2007	1,27	1,08	1,01
2008	1,34	1,57	1,26
2009	1,33	2,15	1,70
2010	1,84	2,09	1,55
2011	1,58	1,78	1,53
2012	1,60	1,51	1,21
2013	1,84	2,08	1,57
2014	1,65	1,46	1,15
2015	1,88	1,31	1,09
2016	1,75	1,95	1,40
2017	1,57	1,51	1,18
2018	1,62	1,60	1,20
2019	2,24	1,36	1,09
2020	1,80	2,19	1,61
2021	2,18	2,12	1,83
2022	2,19	1,79	1,36

Tabella 3.4 – FA ottenuti dalle simulazioni 2D con LSR2D e assegnati alle MOPS dell'area Preturo-Sassa.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Le zone le zone instabili per liquefazione (Pagliare di Sassa e Palombaia) sono state individuate tenendo conto degli indirizzi contenuti nelle “Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ)” (LQ, 2018, v. 1.0), predisposte con la finalità di modificare e integrare quanto indicato in “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica” (ICMS, 2008) nella parte riguardante i fenomeni di liquefazione e considerate parte integrante degli ICMS (2008) a seguito della condivisione con le Regioni.

Nella Carta di MS (livello 3) è necessaria l’acquisizione dei risultati di specifiche prove geotecniche in sito e di laboratorio e sono applicati metodi di analisi, il più delle volte semplificati, al fine di produrre stime quantitative della pericolosità per liquefazione. Ai fini della MS tale pericolosità è espressa sinteticamente dal valore dell’indice del potenziale di liquefazione (IL) medio della zona, ottenuto come media degli IL calcolati per tutte le verticali ricadenti nella zona. A seconda del valore di IL medio, alla zona è attribuita una delle quattro classi di rischio indicate in Tabella 3.5.

IL		CLASSI
0 < IL ≤ 2		Nulla- Basso
2 < IL ≤ 5		Moderato
5 < IL ≤ 15		Alto
IL > 15		Molto Alto

C1	C2	C3	IL	ZONE	CARTA	LIVELLO MS
Si	Si	Si	-	Z _{A,0} (Zona di Attenzione)	MOPS	1
Si	Si	Si	2 < IL ≤ 15	Z _{S,0} (Zona di Suscettibilità alla liquefazione)	MS	3 (in alcune condizioni geologiche livello 2, limitatamente per a _{max})
Si	Si	Si	> 15	Z _{R,0} (Zona di Rispetto)	MS	3

Tabella 3.5 – In alto: Indice del potenziale di Liquefazione medio (IL) e relativa classificazione; in basso: Schema riassuntivo per la verifica delle condizioni per l’individuazione delle zone (LQ, 2018).

La Tabella 3.6 e la Tabella 3.7 mostrano un riepilogo dei risultati ottenuti dalle analisi di liquefazione eseguite in diversi siti ricadenti nell’area di Preturo-Sassa oggetto del presente studio. Le analisi, condotte con i metodi semplificati sopra descritti, si basano sui risultati di prove in sito ottenuti da campagne di indagine recenti appositamente programmate (Tabella 3.6) o da indagini pregresse (Tabella 3.7).

In Tabella 3.8 invece sono riportate le indagini che per le loro caratteristiche non hanno permesso di stimare l’indice IL, ma questo è stato presunto pari a 0 solo sulla base di una serie di osservazioni geologiche. Le misure di VS disponibili, utilizzate nelle analisi, sono state ottenute da diverse tecniche in sito (prove DownHole in foro, prove MASW basate su onde di superficie, prove con dilatometro sismico SDMT). Per i metodi basati su VS, in assenza di informazioni specifiche, il contenuto di fine è stato stimato in maniera cautelativa in base alla descrizione stratigrafica dei sondaggi.

L’ubicazione delle indagini riportate nelle Tabelle è indicata nella Figura 3.77.

ID	Ubicazione	Tipologia indagine	Riferimento (Anno)	IL (CPT)	IL (Vs)	IL (DMT)
Pagl. S1	Pagliare di Sassa	sondaggio + SPT	Rapporto GEO L’Aquila (2020)	-	-	-
Pagl. CPTU	Pagliare di Sassa	CPTU	Rapporto GEO L’Aquila (2020)	6.5	-	-
Pagl. SDMT	Pagliare di Sassa	SDMT	Rapporto Studio Prof. Marchetti (2020)	-	1.3	1.8



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

S2_Sassa	Sassa NSI	sondaggio + SPT	Rapporto GEO L'Aquila (2020)	-	-	-
SDMT2	Sassa NSI	SDMT	Rapporto Studio Prof. Marchetti (2020)	-	-	-

Tabella 3.6 – Sintesi dei risultati delle analisi di liquefazione nell'area di Preturo-Sassa (indagini 2020) eseguita a partire da indagini acquisite ad hoc in questo progetto. In grassetto IL utilizzato. -: IL non calcolato.

ID	Ubicazione	Tipologia indagine	Riferimento (Anno)	I_L (CPT)	I_L (V _S)	I_L (DMT)
S1	Colle di Preturo	MASW	Ricostruzione privata – Relazione geologica D'Onofrio (2011)	-	0	-
S6	Cese di Preturo	Sondaggio + SPT + Down-Hole	Progetto C.A.S.E. – Sondaggio S3 (2009)	-	0	-
S6	Cese di Preturo	SDMT	Progetto C.A.S.E. – SDMT (2009)	-	0	0.7
S8	Sassa NSI	Sondaggio + SPT + Down-Hole	Progetto C.A.S.E. – Sondaggio S1 (2009)	-	1.0	-
S15	Pagliare di Sassa	2 Sondaggi + SPT + Down-Hole	Ricostruzione privata – Relazione geologica Agnelli (2011)	-	0	-
S16	Pagliare di Sassa	Sondaggio + SPT + Down-Hole	Ricostruzione privata – Sondaggio Servizi Geotecnici (2010)	-	0	-
S17	Pagliare di Sassa	Sondaggio + SPT + Down-Hole	Progetto C.A.S.E. – Sondaggio S2 (2009)	-	0	-
CPTU1	Pagliare di Sassa	CPTU	Progetto C.A.S.E. (centro commerciale) – CPTU1 (2009)	4.1	-	-
CPTU2	Pagliare di Sassa	CPTU	Progetto C.A.S.E. (centro commerciale) – CPTU2 (2009)	0.7	-	-
CPTU3	Pagliare di Sassa	CPTU	Progetto C.A.S.E. (centro commerciale) – CPTU3 (2009)	1.2	-	-
CPTU4	Pagliare di Sassa	CPTU	Progetto C.A.S.E. (centro commerciale) – CPTU4 (2009)	2.6	-	-
CPTU5	Pagliare di Sassa	CPTU	Progetto C.A.S.E. (centro commerciale) – CPTU5 (2009)	7.7	-	-
DH36	Palombaia di Sassa	Sondaggio + SPT + Down-Hole	Ricostruzione privata – Rapporto GEO L'Aquila (2012)	-	3.3	-
RAN-SG	Coppito – Colle Grilli	Down-Hole	Lanzo et al. (2011)	-	0	-
RAN-S2.3	Coppito – AQA	Down-Hole	Lanzo et al. (2011)	-	0	-
RAN-SL2	Coppito – AQAQV	Down-Hole	Lanzo et al. (2011)	-	0	-
RAN-SL1	Coppito – AQA	V _S con SDMT in foro riempito	Lanzo et al. (2011)	-	0	-
RAN-CH	Coppito – AQV	Cross-Hole	Lanzo et al. (2011)	-	0	-

Tabella 3.7 – Sintesi dei risultati delle analisi di liquefazione nell'area di Preturo-Sassa (indagini pregresse). In grassetto IL utilizzato. -: IL non calcolato.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

ID	Ubicazione	Tipologia indagine	Riferimento (Anno)	I _L (presunto)	Note
S2	Colle di Preturo	Sondaggio	Ricostruzione privata – Sondaggio S.1 Di Marcanonio (2010)	0	V _S non misurate, limo argilloso, prof. falda 14 m
S3	Preturo	MASW	Ricostruzione privata – Relazione geologica Lorè (2010)	0	terreni argillosi, prof. falda 10 m
S4	Cese di Preturo	Sondaggio	Stratigrafia Pozzo Cese 1 – Progetto C.A.S.E. (2009)	0	V _S non misurate, prof. falda 20 m
S5	Cese di Preturo	Sondaggio	Stratigrafia Pozzo ISPRA (1999)	0	V _S non misurate, prof. falda 15 m
S7	Cese di Preturo	Sondaggio	Stratigrafia Pozzo Cese 2 – Progetto C.A.S.E. (2009)	0	V _S non misurate, terreni argillosi, prof. falda 30 m
S9	Sassa NSI	Sondaggio	Stratigrafia Pozzo – Progetto C.A.S.E. (2009)	0	V _S non misurate, terreni in prevalenza argillosi, prof. falda 10 m
S10	Sassa	Sondaggio + SPT	Ricostruzione privata – Sondaggio A (2012)	0	V _S non misurate, prof. falda 10.4 m
S11	Sassa Scalo	Sismica a rifrazione	Ricostruzione privata – Relazione geologica Lorè (2010)	0	V _S da sismica a rifrazione, V _S > 300-400 m/s, prof. falda > 15 m
S12	Sassa	Sismica a rifrazione	Ricostruzione privata – Relazione geologica Lorè (2010)	0	V _S da sismica a rifrazione, V _S > 300-400 m/s, prof. falda 7.8 m
S13	Sassa	Sondaggio + SPT	Ricostruzione privata – Sondaggio D (2012)	0	V _S non misurate, prof. falda stimata 16 m
S14	Pagliare di Sassa	Sondaggio	Stratigrafia Pozzo 1 – Progetto C.A.S.E. (2009)	0	V _S non misurate, terreni argillosi e calcare, prof. falda stimata 19 m
S18	Pagliare di Sassa	Sondaggio	Stratigrafia Pozzo 0 – Progetto C.A.S.E. (2009)	0	V _S non misurate
P40	Aeroporto di Preturo	Sondaggio + SPT	Relazione geologica Rosoni (1994)	0	Terreni prevalentemente limo-argillosi con lenti di sabbia isolate, prof. falda 11 m, solo 2 prove SPT a quote sopra falda

Tabella 3.8 – Siti in cui l'analisi dell'Indice del Potenziale di Liquefazione medio non è stato eseguito. I_L, pari a 0, è solo presunto sulla base di una serie di osservazioni geologiche riportate nella colonna "Note".

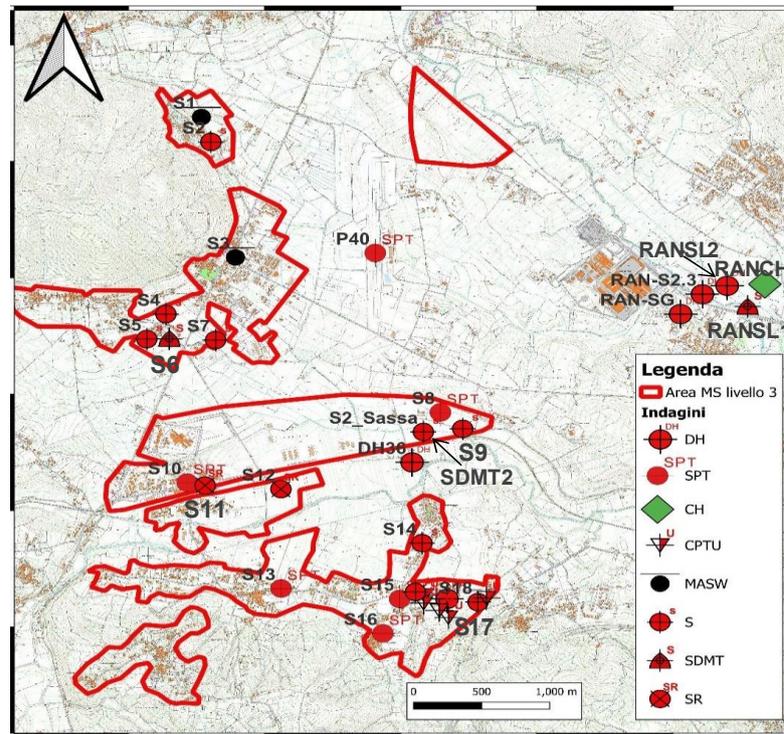


Figura 3.77 – Ubicazione delle indagini utilizzate per la stima dell'Indice potenziale di Liquefazione nell'area di Preturo-Sassa.

Il sito di Pagliare di Sassa in cui sorge l'insediamento del Progetto C.A.S.E. è stato oggetto di un'analisi più approfondita, in ragione della maggiore quantità e qualità di indagini disponibili e della presenza di condizioni potenzialmente predisponenti alla liquefazione (presenza di livelli sabbiosi, falda relativamente poco profonda). In occasione del terremoto del 2009 non sono state tuttavia segnalate evidenze di liquefazione nel sito.

Per le finalità del presente studio nel sito di Pagliare di Sassa – Progetto C.A.S.E. sono state appositamente eseguite, nel settembre 2020, un sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 30 m (S1), una prova penetrometrica con piezocono fino a 10.68 m (CPTU, Figura 3.77), una prova con dilatometro sismico fino a 9.80 m (SDMT1) con misura della VS ogni 0.50 m, oltre ad una tomografia elettrica. Le prove CPTU e SDMT sono state arrestate alle profondità in cui è stata raggiunta la massima capacità di spinta del penetrometro. Queste indagini sono state riportate nella relazione della MS di 1° livello di Preturo-Sassa.

Per il sito in esame erano già disponibili indagini eseguite in precedenza, ovvero in occasione degli studi per la localizzazione degli insediamenti del Progetto C.A.S.E. nel post-sisma 2009. Tali indagini comprendono un sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 30 m con esecuzione di prove SPT e prelievo di 2 campioni indisturbati successivamente sottoposti a prove di laboratorio, una prova Down-Hole fino a 30 m nello stesso foro e cinque prove CPTU spinte fino a profondità comprese tra 10.60 m e 14 m di profondità dal piano campagna. L'ubicazione delle nuove indagini è mostrata, insieme alle precedenti in Figura 3.78.

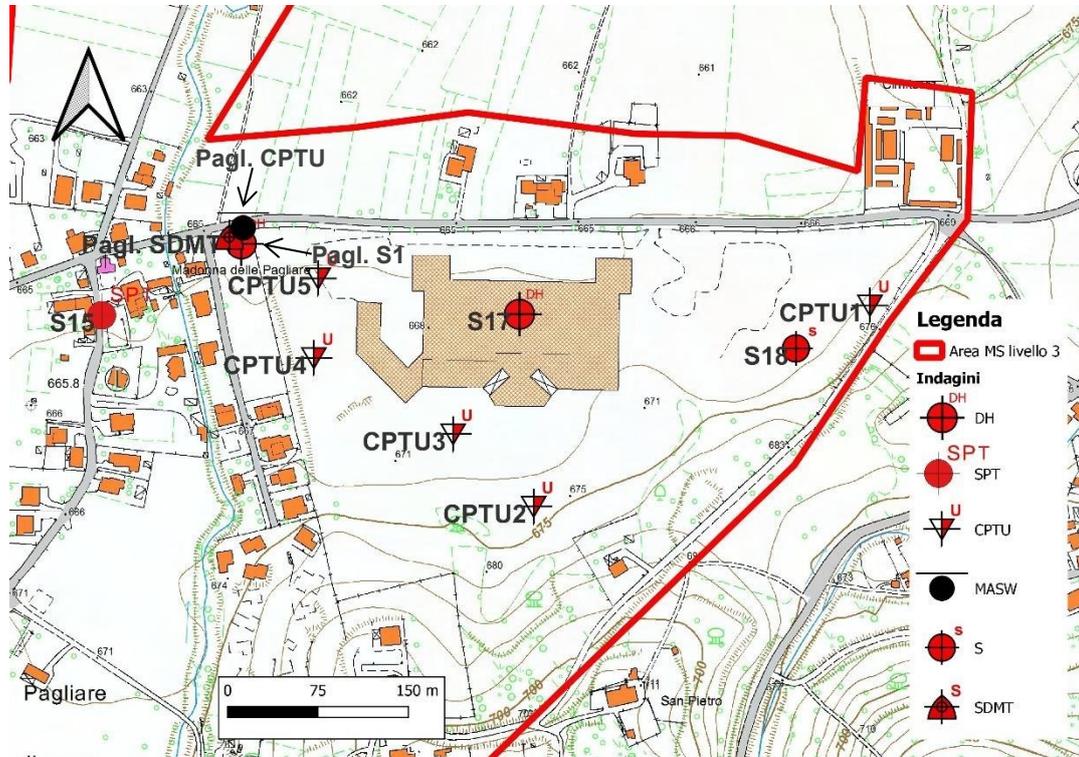


Figura 3.78 - Ubicazione delle indagini utilizzate per la stima dell'Indice potenziale di Liquefazione nell'area del Progetto C.A.S.E. di Pagliare di Sassa.

Le microzone sono state classificate utilizzando gli intervalli numerici di I_L medio e seguendo sostanzialmente la procedura delle Linee Guida del DPC (Tabella 3.5). Nel dettaglio, per ogni microzona, I_L è stato stimato tramite differenti modalità, in funzione del tipo di dato o dell'informazione geologica o geotecnica a disposizione. L'indice I_L è stato stimato con metodi semplificati tramite indagini CPTU, V_s e SDMT. L'indice I_L della microzona corrisponde al valore medio di quelli calcolati dalle indagini ubicate all'interno di questa. Nelle situazioni più favorevoli è stata data priorità all' I_L stimato con le indagini CPTU (per esempio il sito CPTU di Pagliare di Sassa, Tabella 3.7). Per le altre microzone il valore medio è quello ottenuto con le indagini V_s e SDMT.

Nelle microzone in cui affiora il substrato geologico IL è pari a 0.

Alle MOPS 2010, 2013 e 2020 presso il progetto CASE di Pagliare di Sassa sono stati assegnati i seguenti valori di IL:

- per la MOPS 2004 $IL = 4.7$ come valore di IL ottenuto con la CPTU 1 (P467);
- per la MOPS 2010 $IL = 1.9$ come valore medio tra i valori di IL ottenuti con le CPTU 3 (P469) ($IL = 1.2$) e CPTU 4 (P470) ($IL = 2.6$);
- per la MOPS 2013 $IL = 7.1$ come valore medio tra i valori di IL ottenuti con la CPTU 5 (P470) ($IL = 7.7$) e quella Pagl. CPTU (P188) ($IL = 6.5$);
- per la MOPS 2020 $IL = 0.7$ come valore di IL ottenuto con la CPTU 2 (P468);

Alla MOPS 2002 a Palombaia di Sassa è stato assegnato il valore di IL paria 3.3 ottenuto dalle V_s del down hole DH36 (P169).



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DELL'AQUILA



DICEAA
Dipartimento di Ingegneria
Civile, Edile-Architettura
e Ambientale

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Alla MOPS 2001 presso il progetto CASE di Sassa NSI è stato assegnato il valore di IL pari a 1.0 ottenuto dalle Vs del down hole di S8 (P186).

Pertanto, dato che le MOPS 2001, 2010, 2020 presentano $IL < 2$, queste non vengono mappate come Zone di Suscettibilità per liquefazione. Invece le MOPS 2002, 2004 e 2013 presentano un $IL > 2$, quindi vengono mappate come Zone di Suscettibilità per liquefazione, però solo nelle aree in cui sono ubicate le indagini che hanno permesso di stimare IL.

Per le altre MOPS dell'area di Preturo-Sassa IL è pari a 0 sulla base dei valori nulli di IL stimati dalle indagini di Figura 3.77.

3.5 *La Microzonazione sismica di terzo livello di Bazzano-Monticchio*

Questo studio di Ms di 3° livello ha interessato tre abitati situati nell'immediata periferia SE della città dell'Aquila e ubicati nella piana del F. Aterno. S. Elia e Bazzano si sviluppano entrambi tra la strada ss 17 e le pendici meridionali del Monte Bazzano e sono strettamente collegati all'abitato di L'Aquila. Monticchio, invece, è situato sul versante opposto della piana e si sviluppa sulle pendici settentrionali dei Monti d'Ocre. L'area in esame include gli abitati menzionati e la porzione di piana che li separa. L'area è stata scelta in modo da completare gli studi di MS eseguiti nell'immediato post terremoto del 6 Aprile 2009 (Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010).

Il sito si colloca all'interno della valle del Fiume Aterno alla periferia est dell'Aquila (tra S. Elia e la soglia di Bazzano-Monticchio). In generale la valle dell'Aterno è costituita da una serie di piane coalescenti orientate NW-SE originatesi per tettonica distensiva e colmate da depositi continentali del Plio-Quaternario (Figura 3.79).

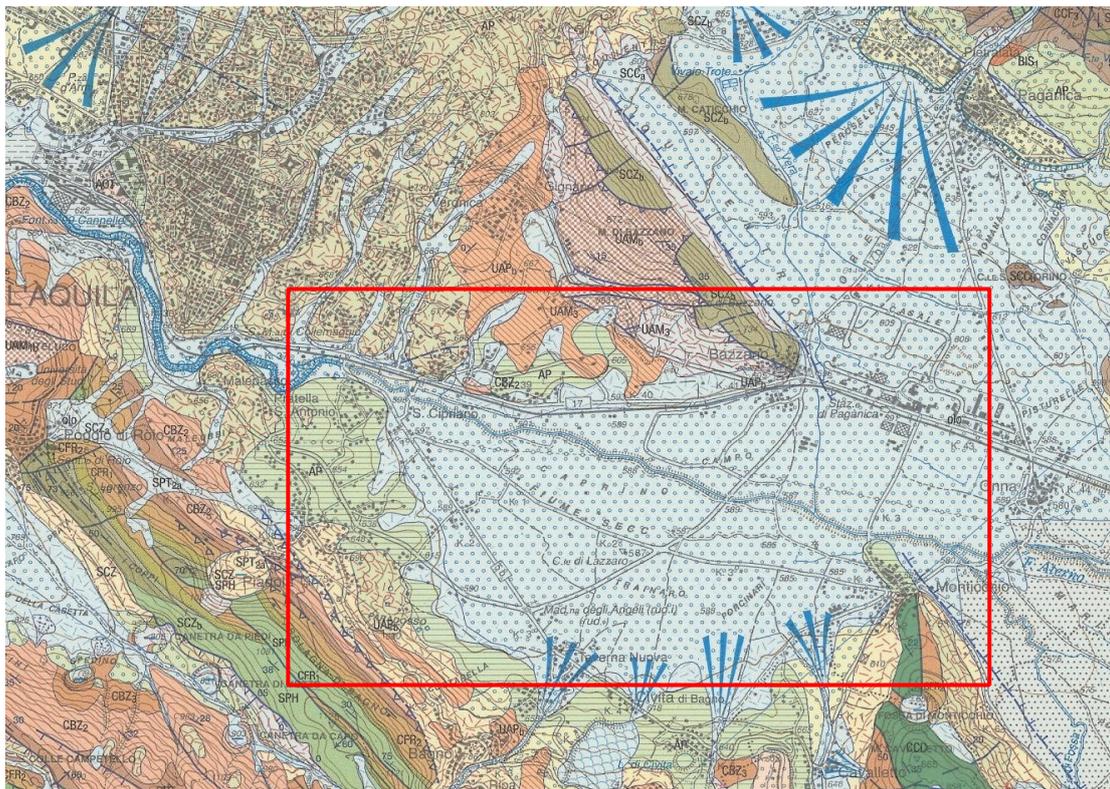


Figura 3.79 – Stralcio del foglio CARG 359 L'Aquila (APAT, 2006). Il rettangolo rosso indica l'area in esame.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Spostandosi da NW verso SE, si seguono quasi senza soluzione di continuità da Barete-Pizzoli fino a Navelli e sono incassate all'interno di rilievi ugualmente orientati che raggiungono anche i 2000 m di quota. Le piane si sviluppano tra i 500 e 900 m s.l.m. anche se sono caratterizzate dalla presenza di piccoli rilievi, come Monte Bazzano (nell'area in esame), che contribuiscono a rendere la loro fisiografia molto articolata (Figura 3.80).



Figura 3.80 – Panorama verso W, ripreso da Monticchio, dell'area in studio, sullo sfondo il pianalto del centro storico dell'Aquila.

L'area rientra all'interno del foglio geologico alla scala 1:50.000 359 (L'Aquila), realizzato nell'ambito del Progetto CARG e pubblicato da APAT nel 2006 (AA.VV., 2010a; 2010b), e fa parte di quella porzione di Appennino centrale strutturatosi per sovrascorrimenti successivi tra il Miocene superiore e il Pliocene inferiore (Cosentino et al., 2017 - Figura 3.81). Per l'inquadramento geologico si veda, infine, anche quanto già descritto al paragrafo 3.4, con particolare riferimento alle cartografie di Figura 3.20, che includono l'area in esame.

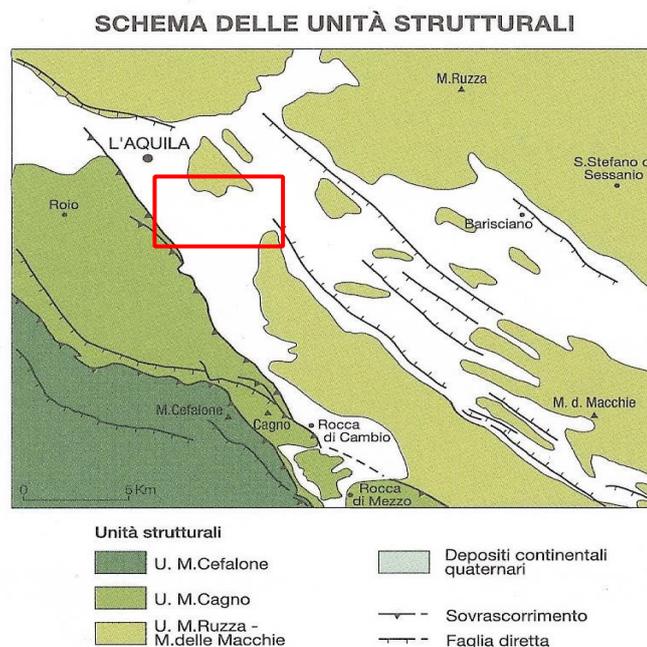


Figura 3.81 – Schema delle unità tettoniche del foglio 359 (APAT, 2006). Il rettangolo rosso indica l'area in esame.

3.5.1 Il modello del sottosuolo

Ricostruire il modello del sottosuolo è stata un'operazione abbastanza complessa che ha richiesto una prima ed elaborata fase di reperimento di dati, sia di terreno che bibliografici, e una seconda di catalogazione, comparazione ed elaborazione degli stessi. Tutti i dati reperiti sono stati sintetizzati nella carta geologico tecnica e nelle sezioni geologiche della MS di 1° livello (Figura 3.82).

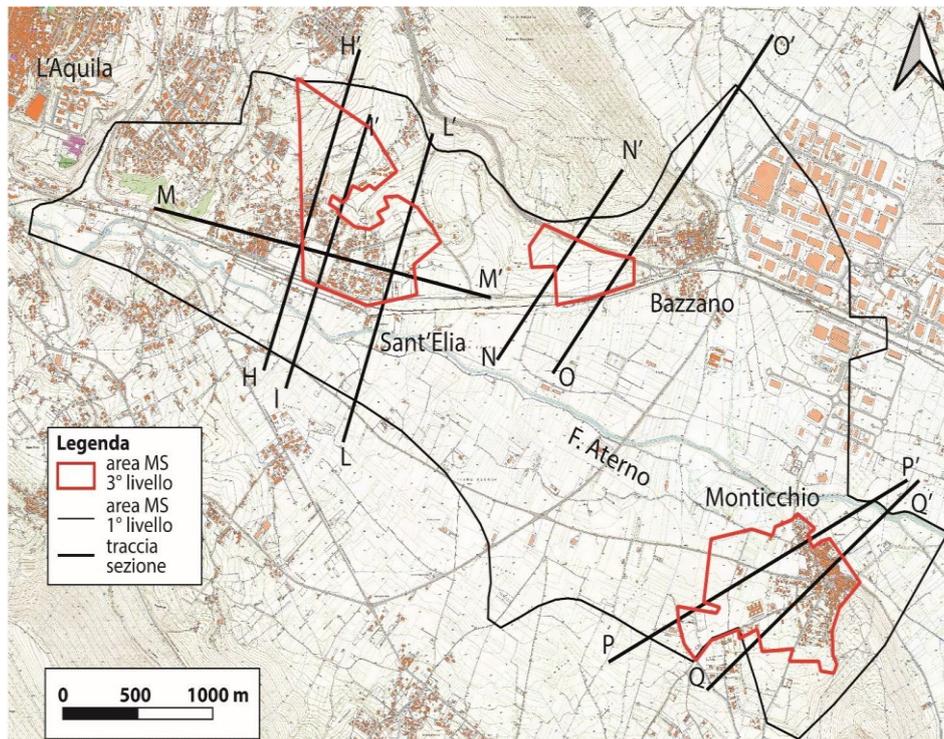


Figura 3.82 – Ubicazione dell'area in studio di Sant'Elia, Bazzano e Monticchio e delle otto sezioni su cui sono state eseguite le simulazioni numeriche.

Nel dettaglio, le informazioni provenienti dal lavoro sul terreno, dai sondaggi superficiali e profondi, soprattutto della banca dati ISPRA (L. 464/1984), dai profili sismici di Improta et al. (2012), dalla gravimetria (Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010) e dalle misure di rumore ambientale acquisite ad hoc nella fase di MS di 1° livello hanno consentito di elaborare una serie di sezioni geologiche dove è stato riportato l'andamento e la profondità del substrato meso-cenozoico e l'assetto delle formazioni quaternarie appoggiate in discordanza sul substrato geologico nelle zone rilevate e di riempimento della piana alluvionale dell'Aterno. Sulle sezioni sono state quindi eseguite le simulazioni numeriche 2D per la stima dei fattori di amplificazione.

I dati del rumore, utili per avere un'idea dell'andamento del substrato nella piana, evidenziano un f_0 abbastanza costante da 0,5 a 2 Hz ad ovest dell'allineamento S. Elia – Monticchio. Ad est l' f_0 è caratterizzato da valori molto variabili anche a breve distanza ed oscilla fra 1,5 e 15 Hz (vedi carta delle frequenze di risonanza – foglio 5 consegnata nel 2014).

In questa zona l'elevato spessore delle ghiaie (all1, GMdl, VVF), individuate dai sondaggi profondi, impedisce, come già ipotizzato per l'area di Onna - Paganica (Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010), la misura dell' f_0 relativo all'appoggio delle formazioni pre-quaternarie sul substrato.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

L'andamento del substrato meso-cenozoico nella piana dell'Aterno corrisponde ad una paleomorfologia sepolta molto articolata, in cui si alternano zone di alto e basso morfologico con scarpate sepolte di origine tettonica (per esempio la faglia di Bazzano) che in alcuni casi sembrano molto accentuate.

L'area a profondità maggiore della copertura plio-quadernaria è ubicata all'interno della piana, tra S. Elia, Monticchio e Bagno. Il dato è confermato, sebbene con valori leggermente differenti, sia dal profilo sismico di Improta et al. (2012) che dai dati del rumore ambientale. Qui, infatti, il sondaggio "LAqui-core" rimane per 150 m dal p.c. all'interno dei depositi quadernari (Porreca et al., 2016). Dal depocentro della piana il substrato risale fin ad affiorare nella zona di Bagno - Monticchio (a sud) e nella zona di S. Elia - Bazzano (a nord). Nella piana dell'Aterno sono stati riconosciuti due settori differenti. Ad est dell'allineamento Bazzano-Monticchio la microzona 2036 e, in parte, la 2037 sono caratterizzate dalla sovrapposizione delle alluvioni all3 (SMpi) su all2 (OHpi) e quest'ultima unità a sua volta appoggiata al substrato geologico (LPS/ALS). Non si esclude, peraltro, la presenza della formazione di Colle Cantaro (CCF) interposta tra all2 e il substrato geologico (Nocentini et al., 2018). Ma questa situazione non implica modifiche significative dal punto di vista del comportamento sismico in quanto l'unità CCF, con valori di V_s pari a 800 m/s, si comporterebbe da substrato sismico.

3.5.2 Parametrizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati

Per la parametrizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati si fa riferimento a quella dell'area Preturo Sassa perché le unità geologico-tecniche di questa area sono simili a quelle dell'area Bazzano-Monticchio, anche se quest'ultima presenta delle specificità rispetto alla prima (Tabella 3.9). Ad esempio, una modifica sostanziale rispetto alla zona di Preturo-Sassa riguarda l'unità all2 (OHpi, SMV) che, nella zona di Bazzano Monticchio, ha uno spessore significativo; pertanto, sono stati attribuiti valori crescenti di V_s (Tabella 3.9). Per le Curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ e smorzamento $D-\gamma$ si fa riferimento a quanto riportato per l'area di Preturo-Sassa (da Figura 3.34 a Figura 3.38).

Ad arricchire il modello sismostratigrafico dell'area, l'INGV ha acquisito, presso la piana alluvionale dell'Aterno antistante Bazzano, due array bidimensionali passivi tramite 12 e 24 stazioni sismiche, rispettivamente, (vedi report INGV allegato). L'array è stato acquisito nella MOPS 2037 al passaggio con quella 2036 e, in effetti, l'interpretazione geologica dei sismostrati risulta ambigua. L'elaborazione dei dati ha permesso di ricostruire il profilo di velocità che ha evidenziato 4 sismostrati: A (0-8 m, $V_s= 275$ m/s), B (8-20 m, $V_s= 400$ m/s), C (20-50 m, $V_s= 680$ m/s) e D (50-54 m, $V_s= 1500$ m/s) (Figura 3.83). Il sismostrato A corrisponde all'unità all3 (alluvioni attuali dell'Aterno), quello B all'unità at1 (GMtf, FGV) anche sulla base della stratigrafia del vicino sondaggio P389, quello C potrebbe corrispondere agli strati più profondi dell'unità all2 (OHpi, SMV) (vedi a riguardo la Tabella 3.4) e all'unità all1 (GMdl, VOF) e, infine, quello D al substrato geologico (LPS).

Da notare comunque che i valori di V_s ottenuti con l'array per le unità della copertura del substrato sono sostanzialmente in accordo con quelle stimate da indagini in situ (down-hole, cross-hole) e riportate in Tabella 3.2.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

codice legenda Regione Abruzzo	codice legenda DPC	unità geologica	Sintema-Formazione (APAT, 2006; 2008; Nocentini et al., 2017; 2018)	$V_s^{(a)}$ (m/s)	$\gamma^{(a)}$ (kN/m ³)	$\nu^{(a)}$	curve G/G ₀ e D
ant	Rlzz	Depositi antropici	-----	250	17	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
fra	-	Depositi di frana	Aterno Synthem	300	20	0.4	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
col	CLec	Depositi colluviali	Aterno Synthem – Collemaggio Synthem	250	19	0.2	Seed et al. (1986) sabbie (upper lower)
fal	GMfd	Depositi di falda	Aterno Synthem	300	20	0.4	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
all3 E6 ^(b)	SMpi	Depositi alluvionali	Aterno Synthem	250	19	0.2	Seed et al. (1986) sabbie (upper lower)
all3 E2 ^(b)	GMpi GMca	Depositi alluvionali	Aterno Synthem	250	19	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
at3 ^(c)	GMtf	Alluvioni terrazzate 3	Ponte Peschio Synthem	400	19	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
dbf	GR	Depositi di debris flow e rock-avalanche	Colle Macchione-L'Aquila Synthem	800	20	0.2	Modoni & Gazzellone (2010)
at1	GMtf	Alluvioni terrazzate 1	Fosso Genzano Synthem	500	20	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
all2	OHpi	Depositi alluvionali	Madonna della Strada Fm.	450 (0-30 m) 600 (30-60 m) 700 (60-110 m) 750 (110-160 m) 800 (>160 m)	19	0.2	Sperimentale da campione: campione S3 C3 Cese Preturo in Gruppo di Lavoro MS-AQ (2010)
all1 ^(d)	GMdl	Fan delta di Gilbert	Valle Orsa Fm.	800	20	0.2	Rollins et al. (1998) ghiaie medium
ver	GRS	Depositi di versante	Valle Valiano Fm.	1200	21	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)
UAP, UAM3, UAM1b	ALS	Substrato arenaceo-pelitico	Unità Arenaceo Pelitica (UAP) (Complesso torbiditico laziale-abruzzese), Unità Argilloso-Marnoso (Argille a orbulina: UAM3; marne calcaree: UAM1b di ambiente di rampa),	800	22	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)
CBZ, CFR	LPS	Substrato carbonatico (serie di rampa – piattaforma aperta)	Calcarei a briozoi, e litotamni (CBZ), Calcareni a macroforaminiferi (CFR)	1250	22	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)
SCZb, CCF, MAD	LPS	Substrato carbonatico (Serie di scarpata-bacino)	Scaglia detritica (SCZ), Calcareniti e calciruditi a Fucoidi (CCF), Maiolica detritica (MAD)	1250	22	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)
CCD	LPS	Substrato carbonatico (Serie di margine di piattaforma)	Calcarei a coralli e diceratidi	1250	22	0.2	Lineare elastico (smorzamento: 0.5%)

(a) V_s : velocità delle onde di taglio; γ : peso specifico; ν : coefficiente di Poisson; (b) E6: sabbia limosa e/o sabbia argillosa; E2: ghiaia (da LG MS Regione Abruzzo ver. 1.2, 2012); (c) l'unità è riconducibile alla formazione di Ponte Peschio di Nocentini et al. (2017; 2018) e, nell'area Bazzano-Monticchio, la sigla dovrebbe essere at2, ma dato che la stessa formazione affiora anche nell'area Preturo-Sassa con la sigla at3, per chiarezza abbiamo lasciato la sigla at3; (d) nell'area Bazzano-Monticchio, l'unità è riconducibile alla formazione di Valle Orsa del sintema di San Demetrio-Colle Cantaro di Nocentini et al. (2018) e la sigla dovrebbe essere di (piana delizia), ma dato che lo stesso sintema affiora nell'area Preturo-Sassa con la sigla all1, per chiarezza abbiamo lasciato la sigla all1.

Tabella 3.9 – Caratteristiche sismostratigrafiche delle unità di Bazzano - Monticchio utilizzate nelle simulazioni numeriche.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

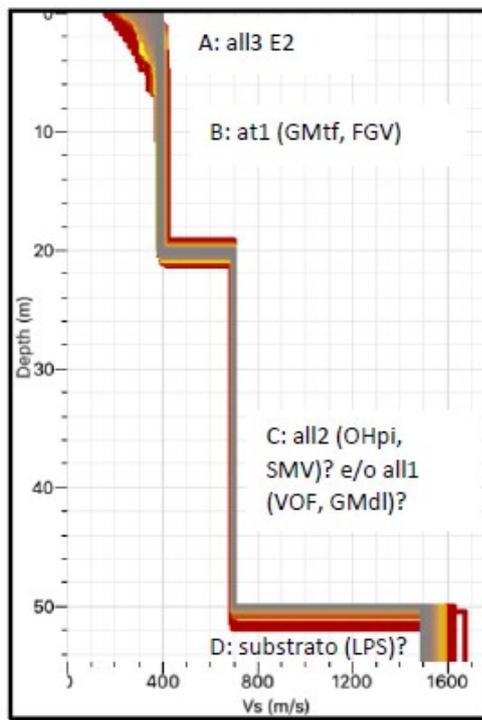


Figura 3.83 – Profilo di velocità (a sinistra) ottenuto tramite l'acquisizione di due array bidimensionali organizzati in 12 e 24 stazioni sismiche, rispettivamente, ubicate presso la piana alluvionale dell'Aterno antistante Bazzano (a destra). Per i dettagli si fa riferimento al report INGV allegato.

3.5.3 Le simulazioni numeriche

Al fine di cartografare le microzone di terzo livello sono stati calcolati i Fattori di amplificazione (FA) per i periodi compresi negli intervalli 0.1-0.5, 0.4-0.8 e 0.7-1.1 secondi, tramite simulazioni numeriche 2D con il codice LSR2D.

Le simulazioni sono state eseguite su otto sezioni ubicate in Figura 3.82, nel dettaglio: quattro simulazioni presso Sant'Elia (sezioni H-H', I-I', L-L', M-M') (v. da Figura 3.84 a Figura 3.87); due a Bazzano (sezioni N-N' e O-O') (Figura 3.88 e Figura 3.89) e due a Monticchio (sezioni P-P', Q-Q') (Figura 3.90 e Figura 3.91).

Le sezioni sono state tracciate in modo da attraversare buona parte delle aree urbanizzate ed urbanizzabili selezionate. Inoltre, dove possibile, quasi tutte le sezioni partono e finiscono dal bedrock geologico, ovvero sono sezioni chiuse e passano vicino alle indagini geofisiche e ai sondaggi geognostici al fine di vincolare al meglio il modello sismostratigrafico del sottosuolo.

I Fattori di amplificazione (FA) sono stati calcolati lungo la sezione ogni 30-50 m e con 3 punti calcolati localizzati in una fascia di 70 m, come minimo, e 120 m, come massimo.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

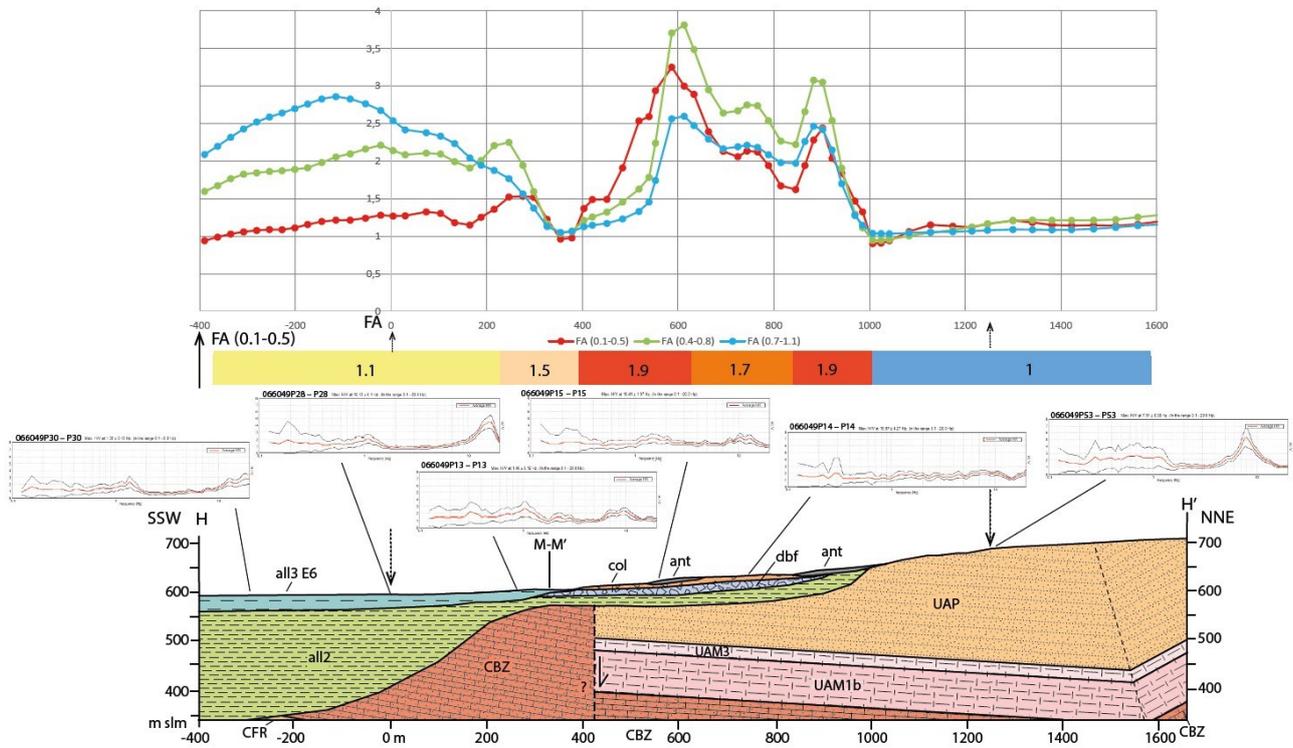


Figura 3.84 – Sezione geologica H-H' (unità classificate con legenda Regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2Dd (in alto).

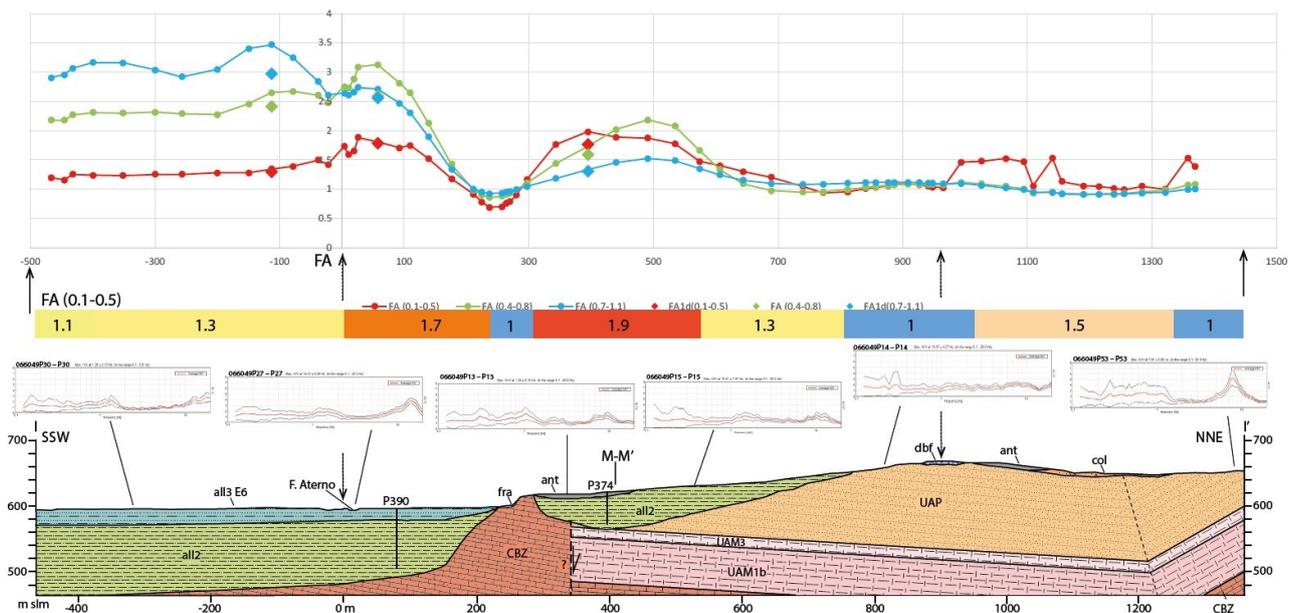


Figura 3.85 – Sezione geologica I-I' (unità classificate con legenda Regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2Dd (in alto).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

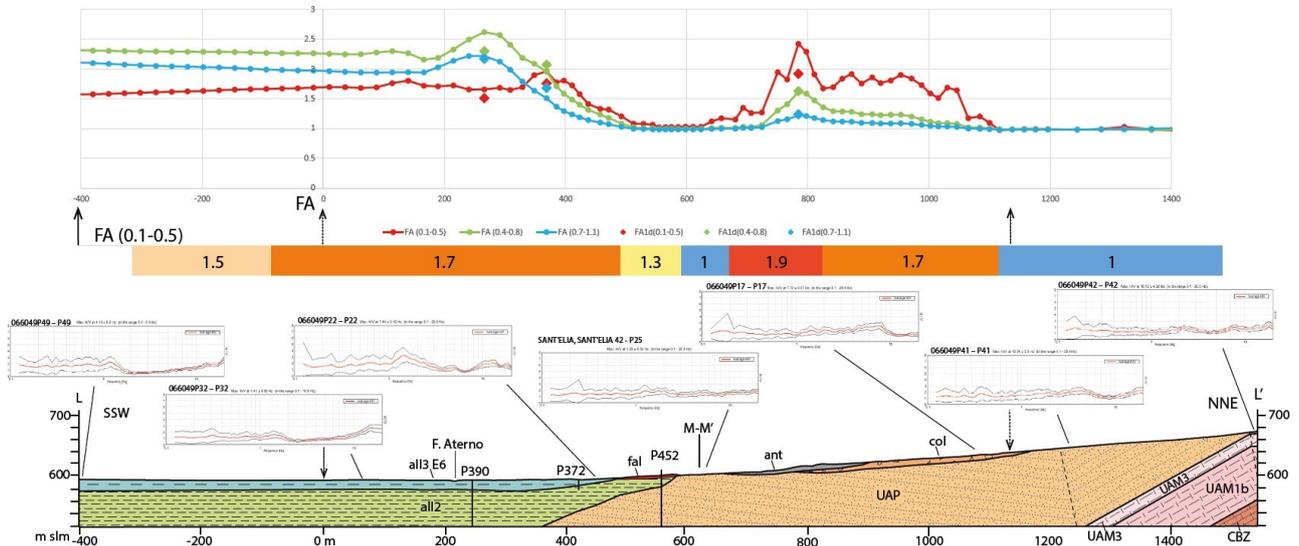


Figura 3.86 – Sezione geologica L-L' (unità classificate con legenda regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2d (in alto).

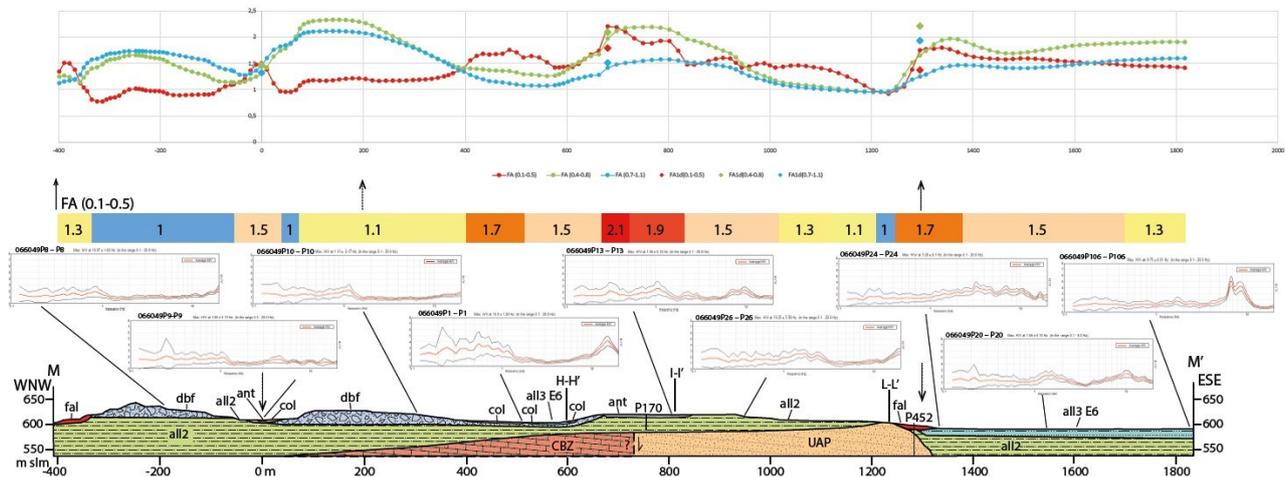


Figura 3.87 – Sezione geologica M-M' (unità classificate con legenda regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2d (in alto).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

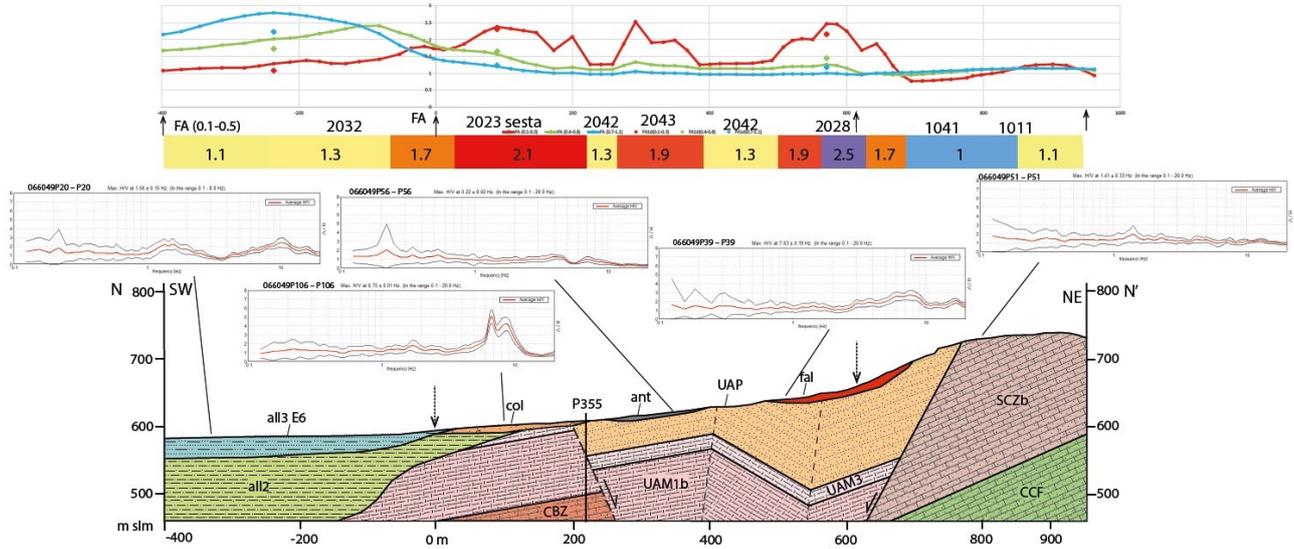


Figura 3.88 – Sezione geologica N-N' (unità classificate con legenda Regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2D (in alto).

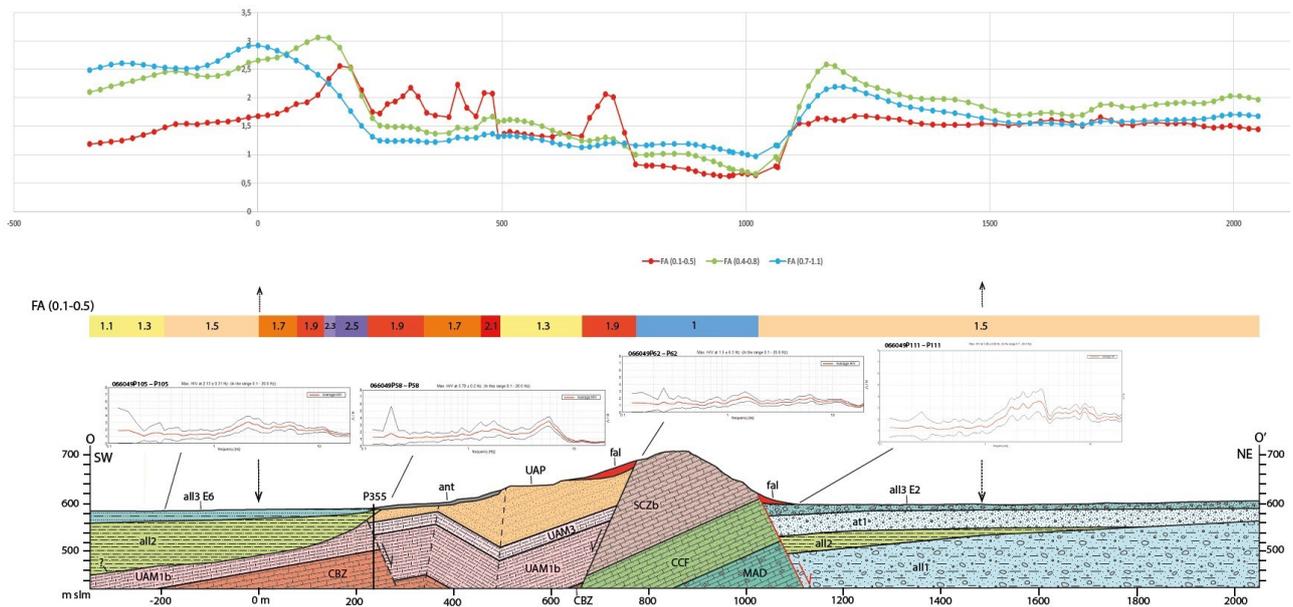


Figura 3.89 – Sezione geologica O-O' (unità classificate con legenda Regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2D (in alto).

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

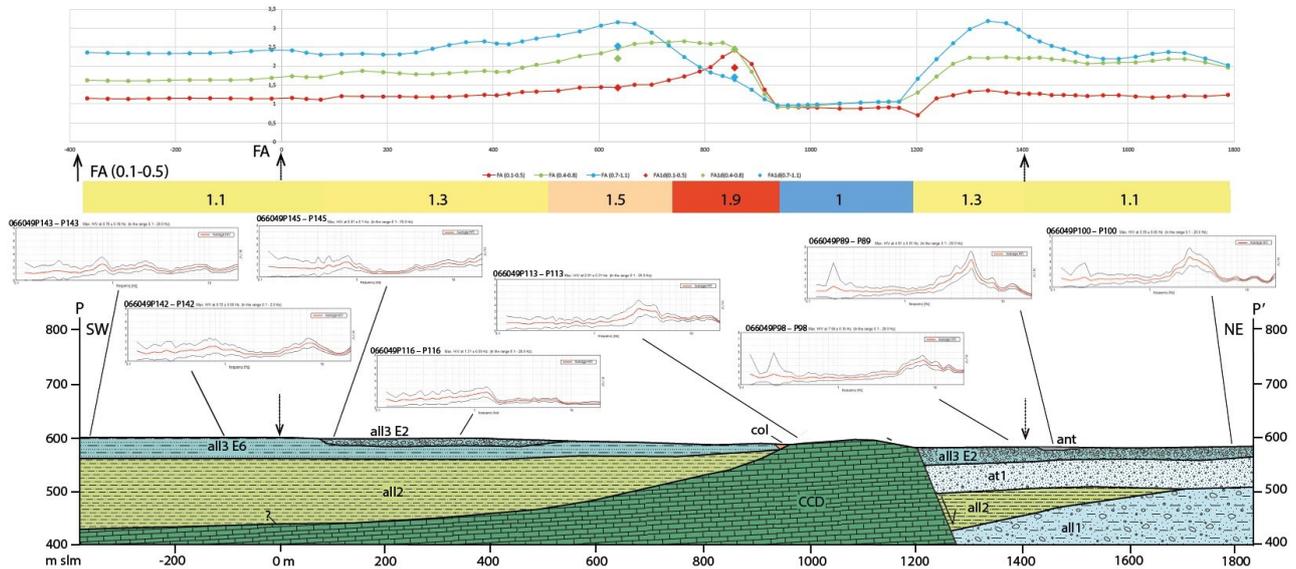


Figura 3.90 – Sezione geologica P-P' (unità classificate con legenda Regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2D (in alto).

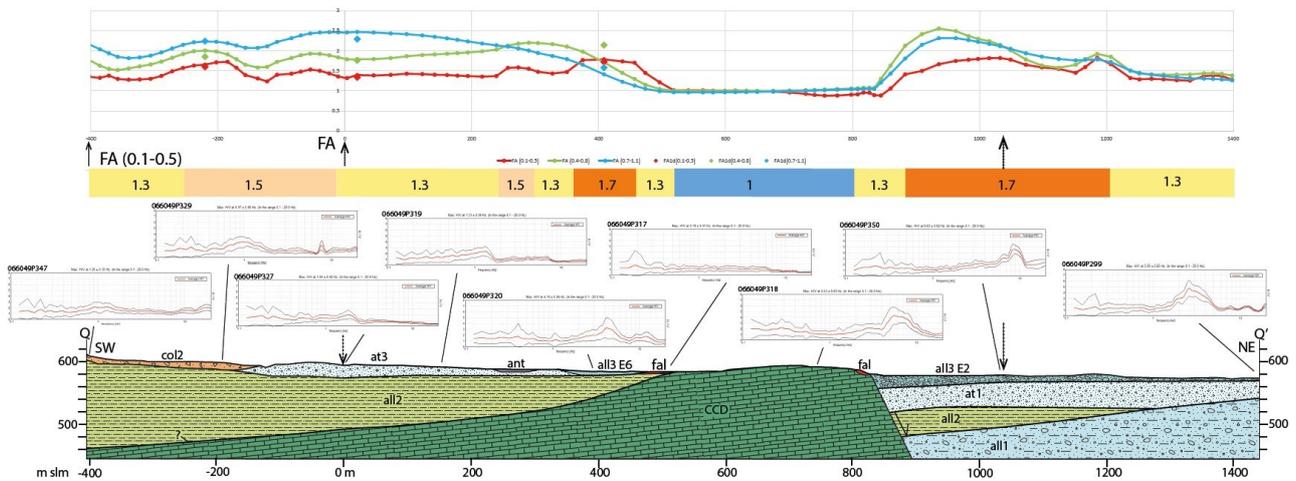


Figura 3.91 – Sezione geologica Q-Q' (unità classificate con legenda Regione Abruzzo) (in basso), con le classi dei FA (al centro) e le progressive dei Fattori di amplificazione calcolati con LSR2D (in alto).

Quindi al fine di valutare l'attendibilità dei FA calcolati è stato eseguito un controllo qualità tramite il confronto dei FA con la geologia e la carta MOPS. In effetti, è stato notato come la distribuzione dei FA calcolati sia congruente con la geologia. Infatti, si osserva una corrispondenza di massima tra i limiti delle classi dei FA lungo le sezioni con la geologia delle MOPS (v. da Figura 3.84 a Figura 3.91, Tabella 3.10).

Di seguito vengono analizzati i risultati delle simulazioni per le tre zone di Sant'Elia, Bazzano e Monticchio. Si è osservato, in generale, come i valori dei Fattori di amplificazione (FA) siano condizionati soprattutto dal contrasto di impedenza più superficiale (v. da Figura 3.84 a Figura 3.89). Queste osservazioni sono peraltro in accordo con la teoria (Kramer, 1996; Lanzo & Silvestri, 1999) e, quindi, inducono a ritenere che i FA ottenuti con le simulazioni siano da considerare attendibili.

Per quasi tutte le sezioni che interessano la piana del fiume Aterno i valori dei FA aumentano per gli intervalli dei periodi più alti, ovvero si nota uno spostamento dell'energia sismica verso periodi più alti



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

(frequenze più basse) (v. da Figura 3.84 a Figura 3.91). Questo fenomeno sembra essere legato ad un effetto bidimensionale perché i FA calcolati in punti ubicati nella piana con una modellazione 1D sono generalmente più bassi di quelli 2D (Figura 3.92) (Kramer, 1996).

Inoltre, nei pressi della rottura di pendio tra la zona rilevata e la piana dell'Aterno si nota un picco nei valori dei FA rispetto a quelli stimati con modellazione 1D, che risultano quasi sempre minori di quelli calcolati con simulazione 2D (Figura 3.93). Questa situazione sarebbe probabilmente riconducibile ad un "effetto bidimensionale di bordo di bacino" (Lanzo & Silvestri, 1999).

Per l'area di Sant'Elia vengono riportate ulteriori osservazioni. La sezione I-I' attraversa una morfologia sepolta incisa in UAP e colmata da all2 (Figura 3.84). I valori dei FA aumentano verso il punto di massimo spessore di all2 (il depocentro della morfologia sepolta), ed inoltre in questo punto il FA stimato con modellazione 1D è minore di quello calcolato con quella 2D; si ipotizza pertanto un effetto di bacino bidimensionale.

Nella sezione M-M', in corrispondenza dell'inversione di velocità generata dall'appoggio di dbf (brecce calcaree) ($V_s=800$ m/s) su all2 ($V_s=450$ m/s) si nota uno spostamento dell'energia sismica verso frequenze più basse, ovvero i FA dell'intervallo 0.1-0.5 s sono più bassi di quelli degli intervalli 0.4-0.8 e 0.7-1.1 s (Figura 3.95).

Confrontando le sezioni H-H', I-I' e L-L', orientate NNE-SSW, con quella M-M', orientata E-W, non si nota un effetto direzionale perché i FA calcolati nei punti di intersezione delle sezioni orientate ortogonalmente presentano gli stessi valori (Figura 3.84 e Figura 3.87).

Presso Bazzano (sezioni N-N', Figura 3.88 e O-O', Figura 3.89), nell'area di affioramento dell'unità del substrato UAP, sono stati stimati FA pari a 1.3, probabilmente in relazione all'acclività (anche se in questa zona assume valori intorno ai 10°-15°) oppure, come ipotesi di lavoro, alla presenza del contrasto d'impedenza sismica presente all'interno del substrato geologico tra UAP-UAM e i sottostanti calcari CBZ.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

microzona	FA (0.1-0.5 s)	FA (0.4-0.8 s)	FA (0.7-1.1 s)
1011	1,00	1,00	1,00
1022	1,00	1,00	1,00
1041	1,00	1,00	1,00
2099	1,74	1,67	1,23
2023	2,21	2,38	1,85
2024	1,51	1,26	1,16
2025	1,90	2,82	2,28
2026	1,59	2,24	1,75
2027	2,38	1,57	1,20
2028	1,53	1,93	2,43
2029	1,60	1,74	1,45
2030	1,38	1,14	0,96
2031	2,09	2,75	2,04
2032	2,23	1,48	1,30
2033	2,10	2,17	1,51
2034	2,01	1,28	1,21
2035	1,37	1,04	1,00
2036	1,63	2,64	2,54
2037	2,24	2,62	1,74
2038	1,82	1,92	1,78
2039	1,22	1,05	0,99
2040	1,58	2,18	2,06
2041	1,43	2,26	2,92
2042	1,23	1,58	1,58

Tabella 3.10 – FA ottenuti dalle simulazioni 2D con LSR2Dd e assegnati alle MOPS dell'area Bazzano-Monticchio.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

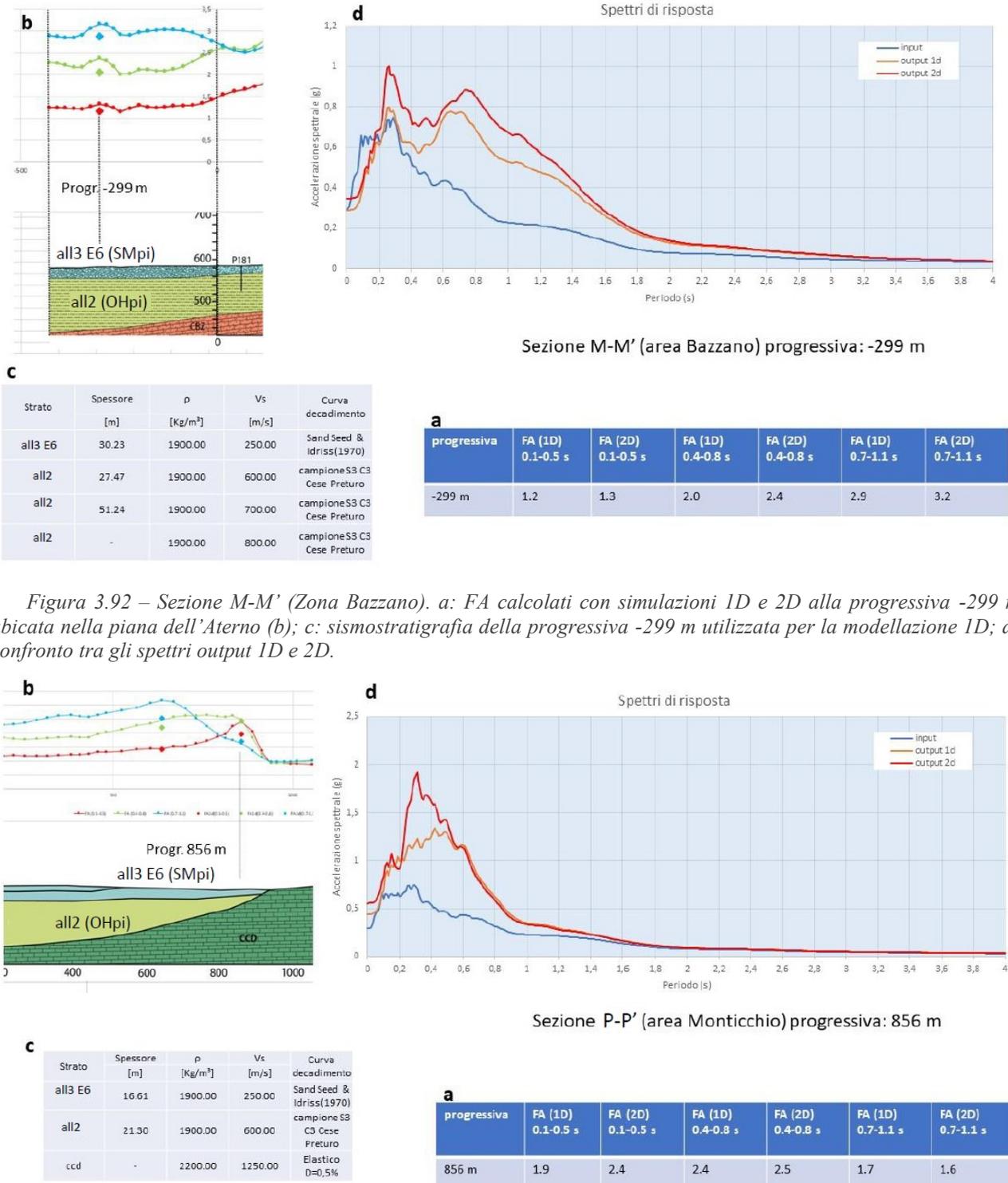


Figura 3.92 – Sezione M-M' (Zona Bazzano). a) FA calcolati con simulazioni 1D e 2D alla progressiva -299 m ubicata nella piana dell'Aterno (b); c: sismostratigrafia della progressiva -299 m utilizzata per la modellazione 1D; d: confronto tra gli spettri output 1D e 2D.

Figura 3.93 – Sezione P-P' (Zona Monticchio). a) FA calcolati con simulazioni 1D e 2D alla progressiva 856 m ubicata nella piana dell'Aterno; b) stralcio della sezione alla progr. 856 m; c: sismostratigrafia della progr. 856 m utilizzata per la modellazione 1D; d: confronto tra gli spettri output 1D e 2D.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

3.5.4 Carte di Microzonazione sismica di terzo livello

Per i criteri di assegnazione dei FA alla microzona si veda quanto detto nel paragrafo analogo di Preturo-Sassa a pag. 144.

Nelle Figura 3.94 e Figura 3.95 sono riportate le Carte della microzonazione di terzo livello per l'area di Bazzano-Monticchio relative ai Fattori di amplificazione (FA) per gli intervalli 0.1-0.5 s.

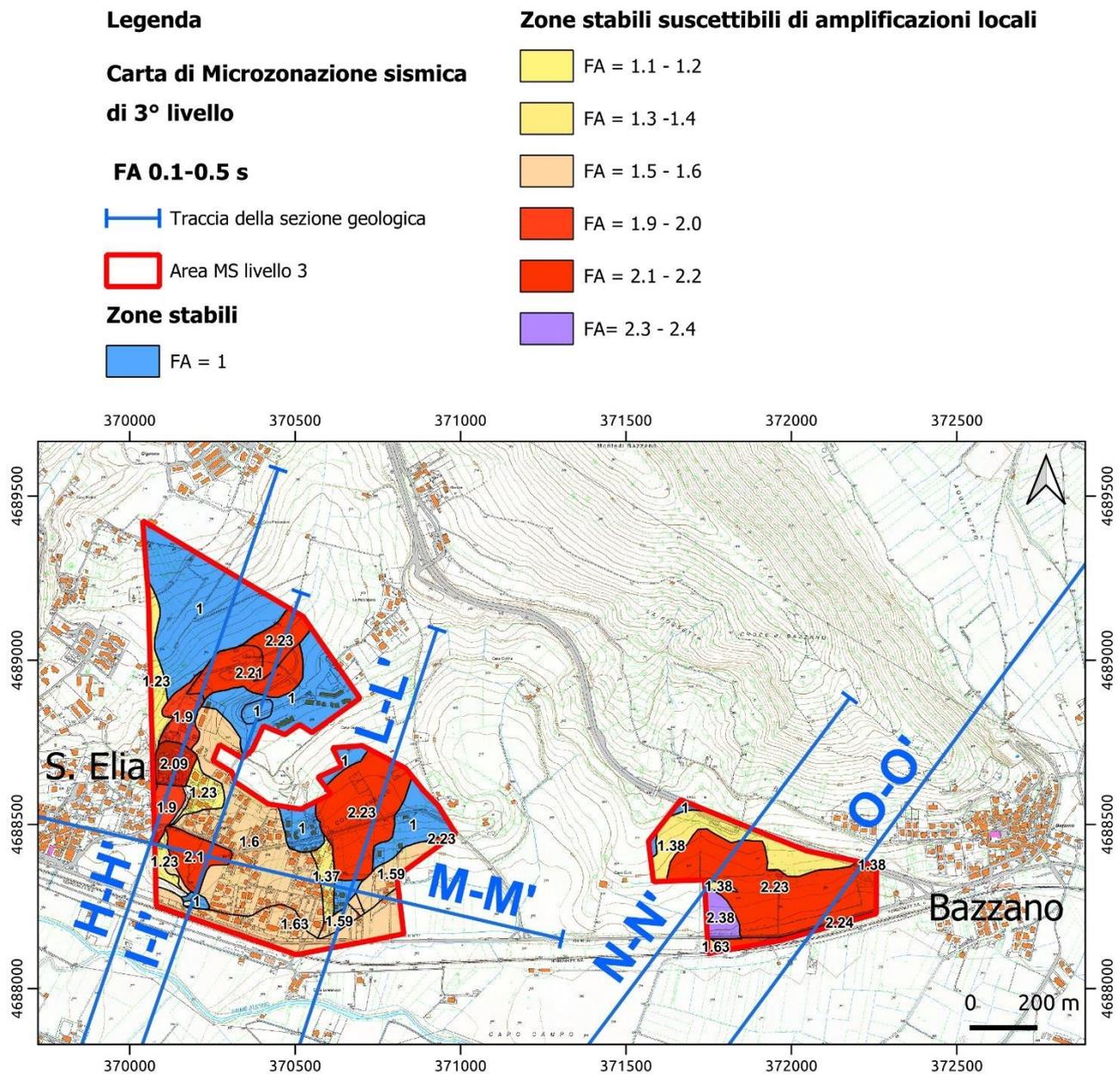


Figura 3.94 – Carta di Microzonazione sismica di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 s di Sant'Elia e Bazzano.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

**Carta di Microzonazione sismica
di 3° livello**

FA 0.1-0.5 s

— Traccia della sezione geologica

□ Area MS livello 3

Zone stabili

□ FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

□ FA = 1.1 - 1.2

□ FA = 1.3 - 1.4

□ FA = 1.5 - 1.6

□ FA = 1.7 - 1.8

□ FA = 1.9 - 2.0

□ FA = 2.1 - 2.2

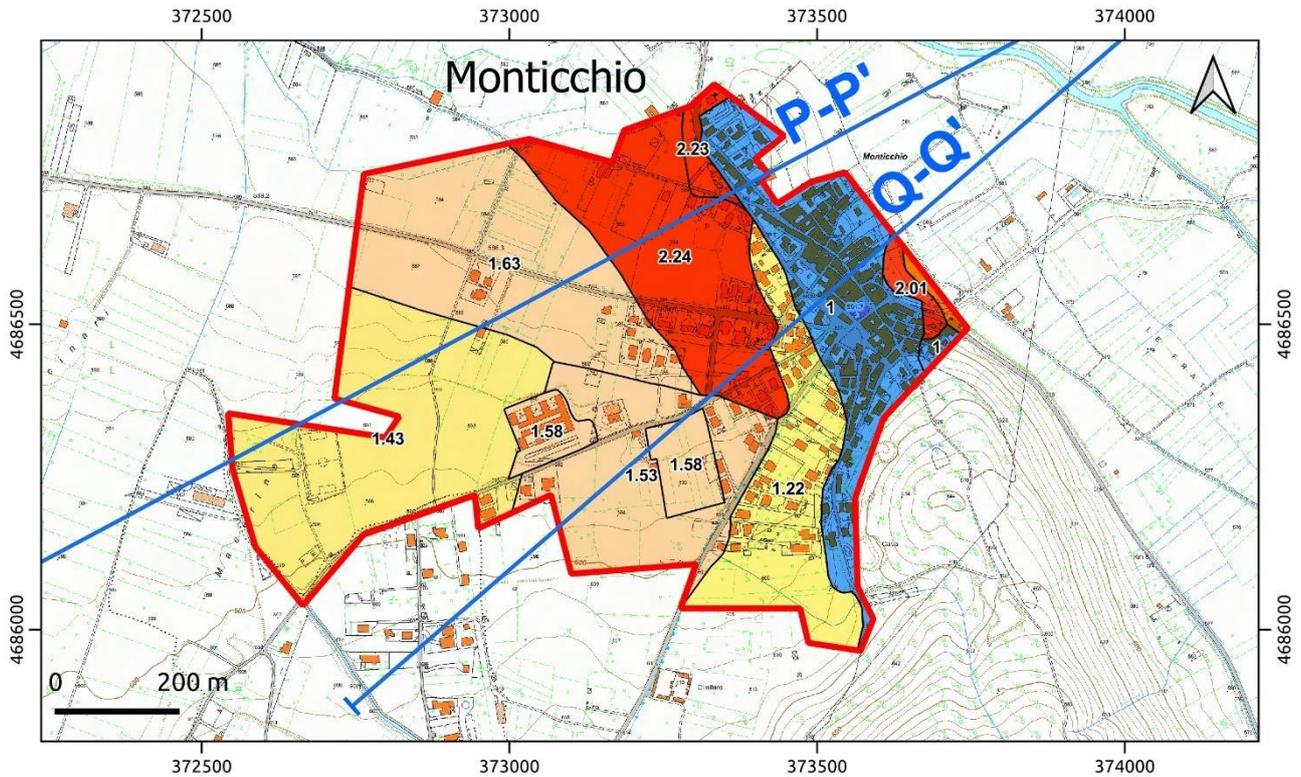


Figura 3.95 – Carta di Microzonazione sismica di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.1-0.5 s di Monticchio.

Dalla Figura 3.96 alla Figura 3.99 sono riportate le Carte della microzonazione di terzo livello relative ai Fattori di amplificazione (FA) per gli intervalli 0.4-0.8; 0.7-1.1 s, rispettivamente.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.4-0.8 s

Traccia della sezione geologica

Area MS livello 3

Zone stabili

FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

FA = 1.1 - 1.2

FA = 1.5 - 1.6

FA = 1.7 - 1.8

FA = 2.1 - 2.2

FA = 2.3 - 2.4

FA = 2.5 - 3.0

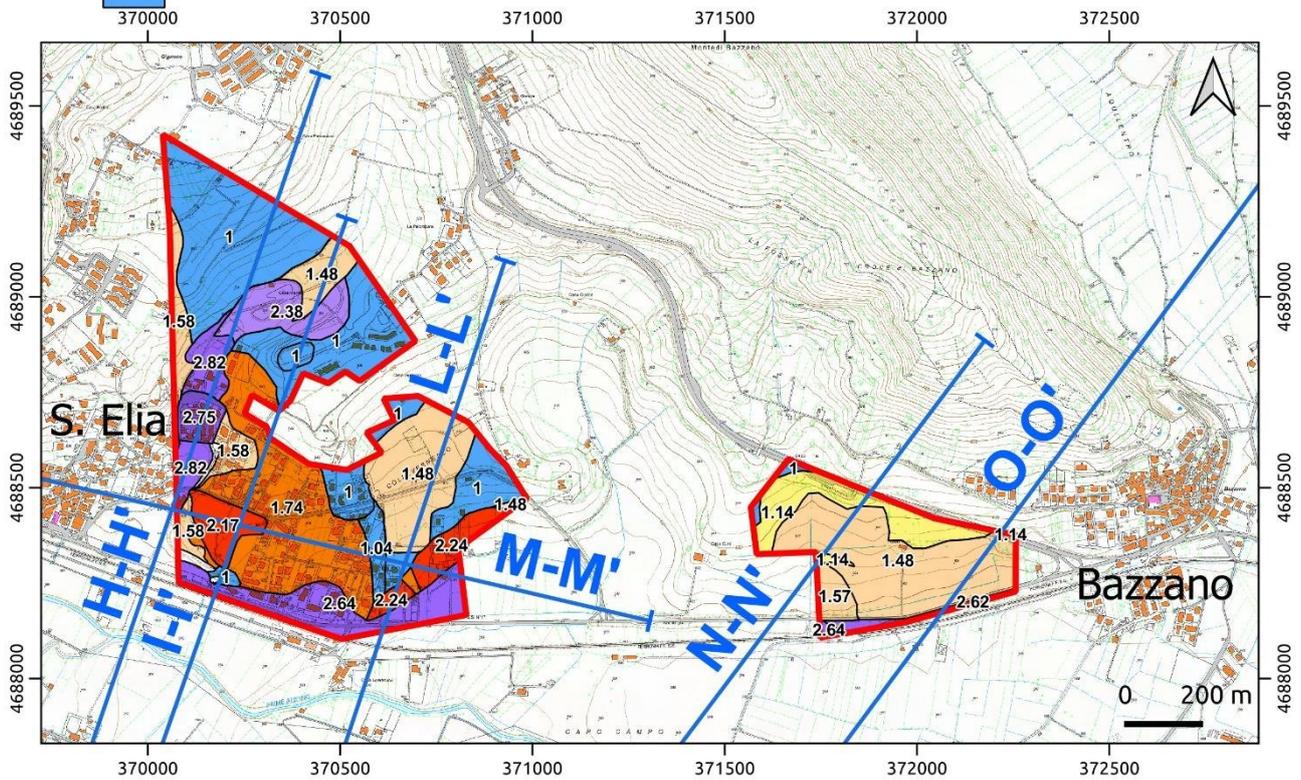


Figura 3.96 – Carta di Microzonazione sismica di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.4-0.8 s di Sant'Elia e Bazzano.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

**Carta di Microzonazione sismica
di 3° livello**

FA 0.4-0.8 s

— Traccia della sezione geologica

□ Area MS livello 3

Zone stabili

□ FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

□ FA = 1.1 - 1.2

□ FA = 1.3 - 1.4

□ FA = 1.5 - 1.6

□ FA = 1.9 - 2.0

□ FA = 2.1 - 2.2

□ FA = 2.3 - 2.4

□ FA = 2.5 - 3.0

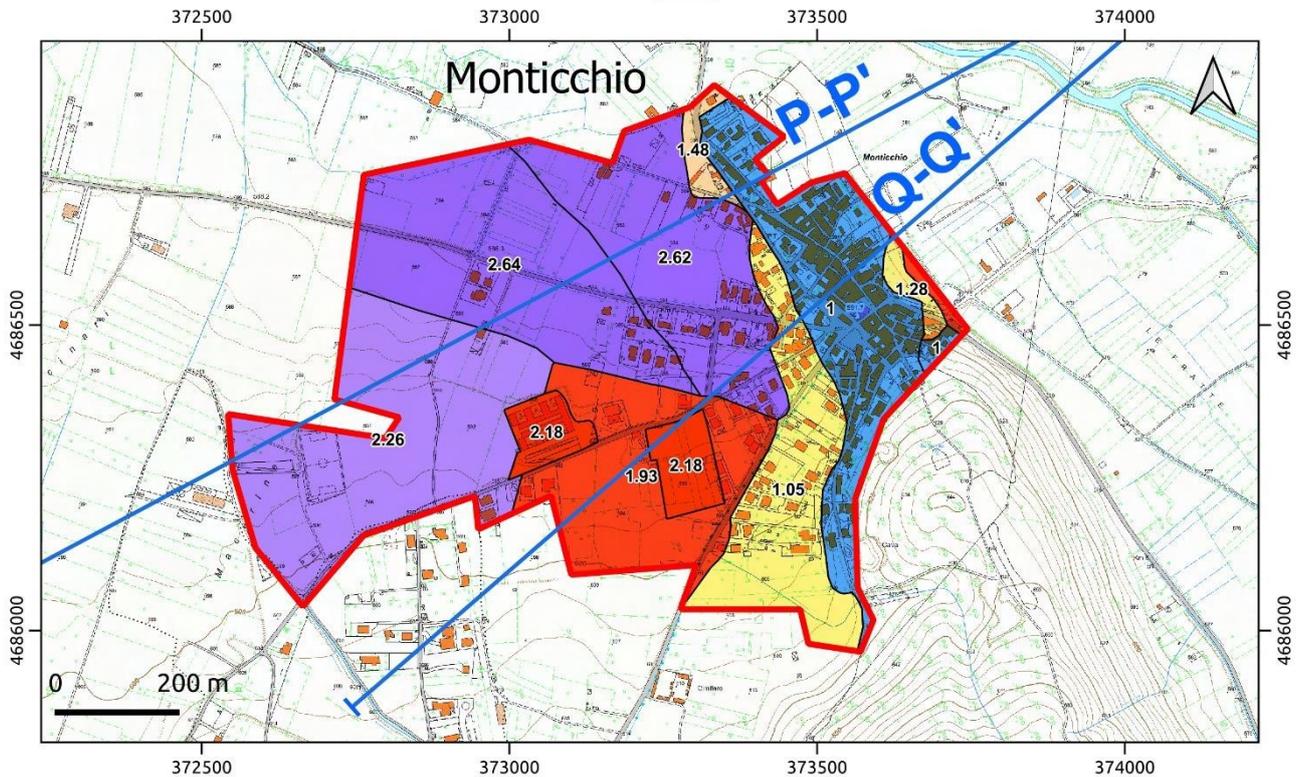


Figura 3.97 – Carta di Microzonazione sismica di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.4-0.8 s di Monticchio.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

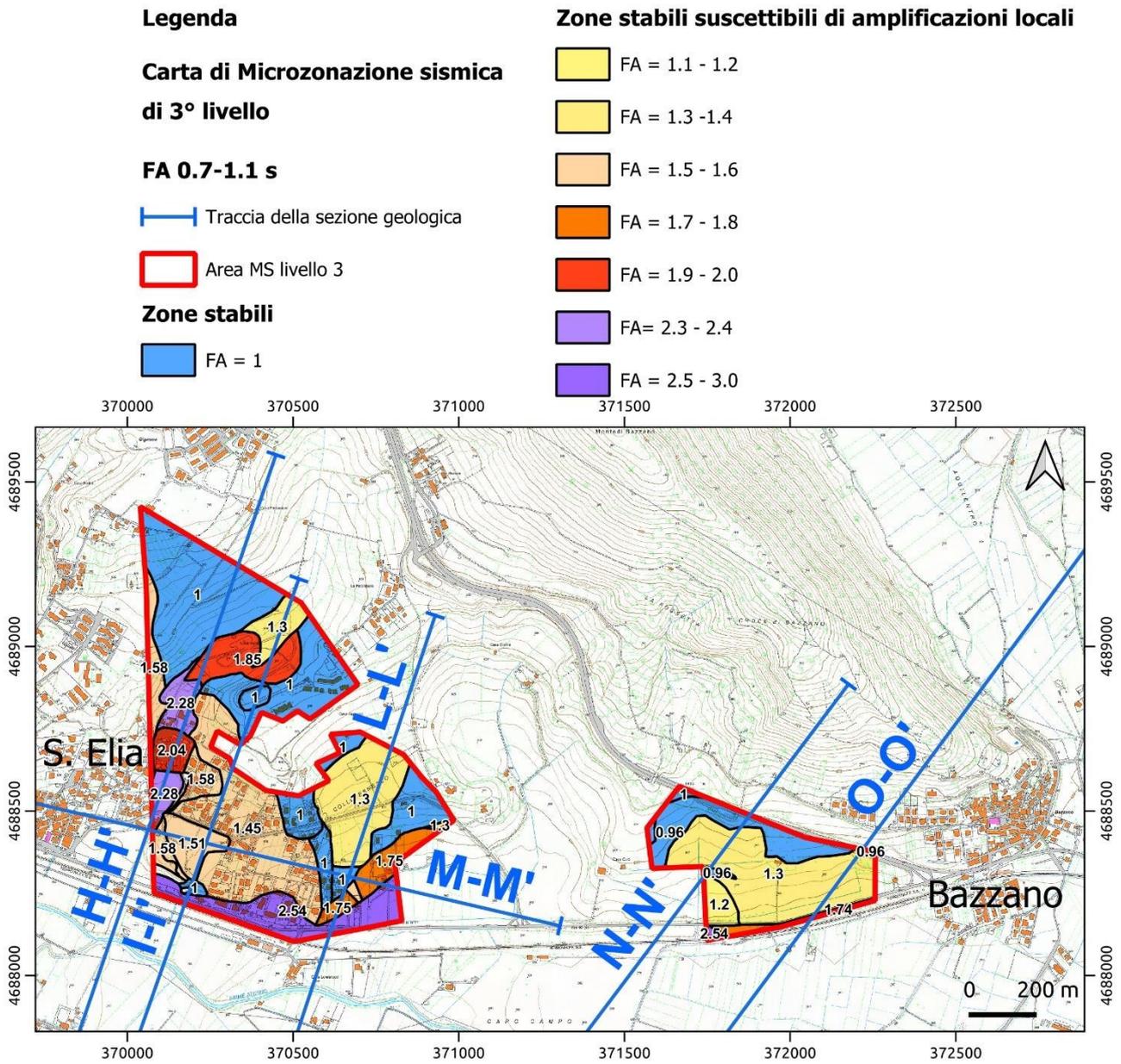


Figura 3.98 – Carta di Microzonazione sismica di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.7-1.1 s di Sant'Elia e Bazzano.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Legenda

Carta di Microzonazione sismica di 3° livello

FA 0.7-1.1 s

— Traccia della sezione geologica

□ Area MS livello 3

Zone stabili

□ FA = 1

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

□ FA = 1.1 - 1.2

□ FA = 1.3 - 1.4

□ FA = 1.7 - 1.8

□ FA = 2.1 - 2.2

□ FA = 2.3 - 2.4

□ FA = 2.5 - 3.0

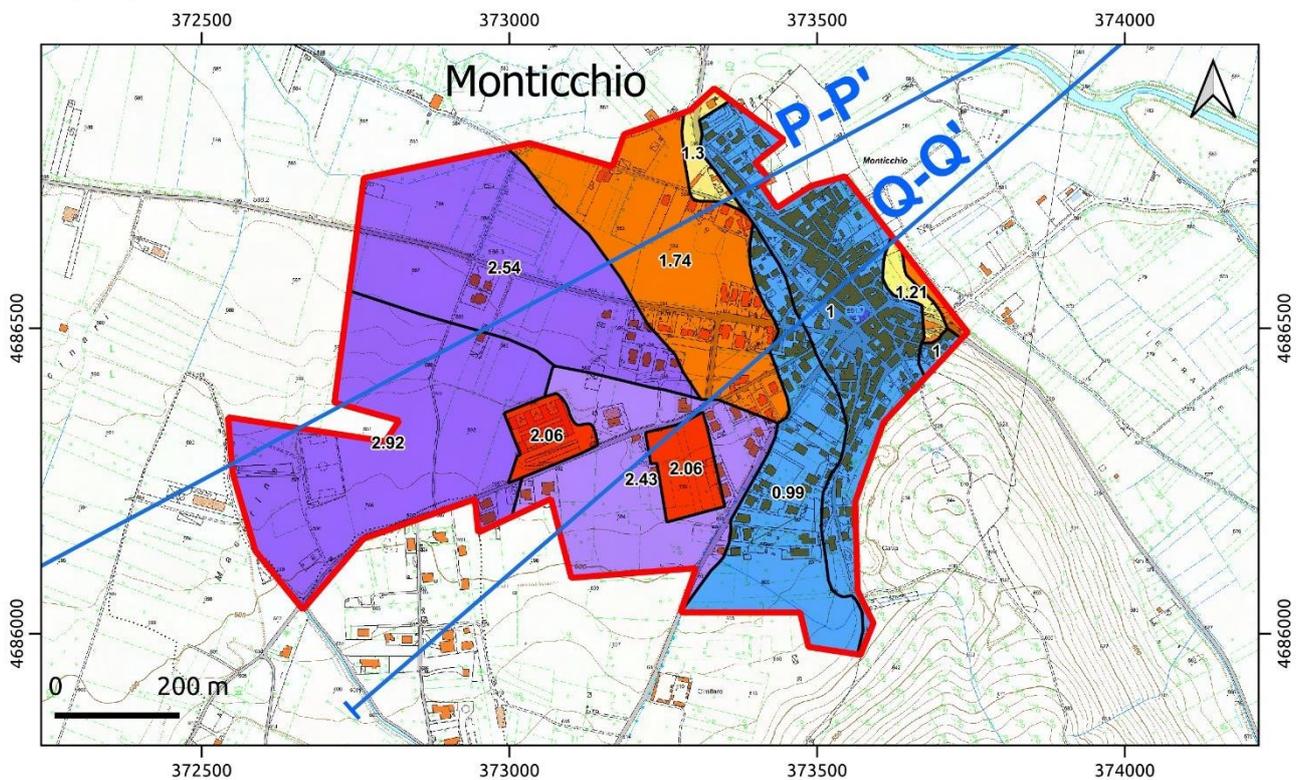


Figura 3.99 – Carta di Microzonazione sismica di terzo livello per l'intervallo di periodo 0.7-1.1 s di Monticchio.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Conclusioni

L'attività di ricerca si è svolta insieme allo studio di Microzonazione sismica di 3° livello dei territori urbanizzati e/o urbanizzabili di alcune aree campione del comune dell'Aquila, che vedono protagonista l'Università dell'Aquila. Questi lavori si sono svolti nell'ambito della convenzione stipulata il 22/11/2018 tra la Regione Abruzzo (Dipartimento Governo del Territorio e Politiche Ambientali – Servizio Prevenzione dei Rischi di Protezione Civile) e il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale (DICEAA, Università dell'Aquila) - periodo di riferimento 2019-2023. Sono stati inoltre coinvolti l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, il Politecnico di Milano e l'Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti – Pescara. La convenzione è stata finalizzata allo studio della MS di 1° e 3° livello delle aree di Preturo-Sassa e Bazzano-Monticchio ed è consistita nella realizzazione in queste aree delle carte di MS di 3° livello e nell'aggiornare ed integrare quelle di 1° livello elaborate nell'ambito di una precedente convenzione stipulata il 30/10/2012 tra la Regione Abruzzo e il DICEAA.

Le attività della convenzione sono state coordinate dal prof. Marco Tallini (DICEAA). Il lavoro di dottorato si è concentrato, in particolare, nella modellazione del sottosuolo, nelle simulazioni numeriche 1D e 2D, e nella caratterizzazione geofisica e geotecnica dei sismostrati. La prof. Floriana Pergalani e il prof. Massimo Compagnoni del Politecnico di Milano hanno fornito utili e significativi suggerimenti inerenti alla scelta dell'input sismico, alle simulazioni numeriche e alla cartografia delle mappe della Microzonazione sismica di terzo livello.

Le aree urbanizzate o urbanizzabili, oggetto degli studi di MS di terzo livello di cui alla convenzione sopra menzionata, sono state selezionate in accordo con gli uffici tecnici del Comune dell'Aquila.

Con specifico riferimento alle caratteristiche delle aree oggetto di studio si è evidenziata la presenza di condizioni geomorfologiche complesse, per le quali non è in genere sufficiente un'analisi 1D: effetti di bordo in valli alluvionali, presenza di discontinuità (faglie), effetti topografici.

Per l'area aquilana è presente un'ampia campagna di indagini sperimentali con le quali è possibile confrontare e correlare il risultato delle analisi (HVSR, Cross-Hole, prove di laboratorio (RC, CST)) e ci sono diversi studi, articoli accademici e pubblicazioni cui si è potuto fare riferimento per l'inquadramento geologico/geotecnico e per la caratterizzazione meccanica dei terreni, quali ad esempio: The Aterno valley strong-motion array: seismic, characterization and determination of subsoil model (Lanzo et al, 2011); Geotechnical Aspects of the L'Aquila Earthquake (Monaco et al, 2012); Geotechnical characterization of the Aterno valley for site response analyses (Santucci de Magistris et al, 2013); 2D site response analysis of a cultural heritage: the case study of the site of Santa Maria di Collemaggio Basilica (L'Aquila, Italy) (Amoroso et al, 2018); The 1-D and 2-D Seismic Modeling of Deep Quaternary Basin (Downtown L'Aquila, Central Italy) (Macerola et al, 2019).

Le analisi di risposta sismica locale sono state riassunte fornendo, in particolare, gli spettri di risposta elastici al 5% di smorzamento, per un periodo di riferimento di 475 anni, e i fattori di amplificazione.

Con il confronto tra le analisi 1D e le analisi 2D è stato possibile mettere in evidenza le condizioni di amplificazione dovute a particolari condizioni geomorfologiche piuttosto che alla semplice condizione stratigrafica, approfondendone i relativi aspetti (esame delle particolari caratteristiche morfologiche che hanno modificato gli effetti di amplificazione stimati in condizioni 1D).

Le attività effettuate possono essere riassunte nelle seguenti macrofasi: preliminare definizione dell'input sismico da utilizzare per le analisi (Rexelweb); individuazione e tracciamento delle sezioni geologiche di interesse sulle quali costruire il modello 2D; individuazione dei litotipi e caratterizzazione meccanica dei



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

terreni (V_s , curve G/G_0 e D/D_0); creazione del modello in LSR2D ed esecuzioni delle analisi, con giudizio di accettabilità dei risultati; elaborazione dei dati di output (spettri di sito e fattori di amplificazione ai fini della suddivisione in microzone omogenee in prospettiva sismica); confronto con i dati sperimentali (prove in situ) e con le analisi 1D; giudizio critico e conclusioni.

I Fattori di amplificazione utilizzati per l'elaborazione delle carte di Microzonazione sismica di terzo livello sono stati calcolati tramite simulazioni numeriche 2D e, in parte 1D, utilizzando il codice LSR2D della società STACEC. Il codice di calcolo LSR2D, alla stregua di software ben noti alla comunità scientifica (es. QUAD4 e QUAD4M), consente di effettuare una modellazione bidimensionale del problema mediante il metodo degli elementi finiti, nel dominio del tempo, in tensioni totali, utilizzando l'analisi lineare equivalente e tenendo conto della deformabilità del substrato (Hudson et al., 1994) (Figura 3.1).

Nel presente studio sono state elaborate numerose sezioni geologiche, su cui sono state eseguite le simulazioni 2D, tracciate in modo da attraversare buona parte delle MOPS delle aree urbanizzate ed urbanizzabili selezionate e i limiti geologici più significativi (contatti di faglia, scarpate di terrazzi alluvionali, frane, depositi antropici, ecc.). Le sezioni passano vicino alle indagini geofisiche e ai sondaggi per vincolare al meglio il modello sismostratigrafico e quasi tutte partono e finiscono almeno 400 m all'esterno degli estremi della sezione ubicati quasi sempre nel bedrock geologico; ciò al fine di ridurre al minimo i fenomeni di bordo dovuti alla riflessione laterale (v. da Figura 3.41 a Figura 3.54 e da Figura 3.84 a Figura 3.91).

Inoltre, un supporto al posizionamento del bedrock è stato fornito, in mancanza di sondaggi, dalle frequenze di risonanza ottenute dalle numerose misure di microtremore acquisite. In effetti, avendo a disposizione per tutto il bacino aquilano numerose misure di microtremore e sondaggi profondi è stato possibile ricostruire l'andamento indicativo del substrato sismico, soprattutto per l'area di Preturo-Sassa (Nocentini et al., 2017), che ha fornito informazioni di massima sul modello del sottosuolo. Sono state elaborate anche sezioni ortogonali per un controllo di eventuali fenomeni bidimensionali di direzionalità della sollecitazione sismica. Un elemento di difficoltà è stato rappresentato dal riportare con precisione l'andamento dei sismostrati della copertura quaternaria e, soprattutto, quello del bedrock sismico nelle sezioni geologiche ricostruite con una scala di notevole dettaglio (1:5000). La precisione con cui sono state ricostruite le sezioni è stata ovviamente vincolata, da una parte, dalla qualità e tipologia dei sondaggi e delle indagini geofisiche acquisite, e, dall'altra, dall'estrema variabilità della geometria dei limiti delle coperture quaternarie e di quella della paleomorfologia sepolta del substrato geologico.

Le unità sismostratigrafiche sono state caratterizzate dal punto di vista geofisico (V_s , coefficiente di Poisson) e geotecnico (densità, curve di decadimento $G/G_0-\gamma$ e smorzamento $D-\gamma$) a partire dai numerosi lavori di caratterizzazione sismica di sito dell'area aquilana a cui si rimanda (e.g. Del Monaco et al., 2013; Di Giulio et al., 2014; Durante et al., 2017; Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010; Spadi et al., 2022; Tallini et al., 2020) e di risposta sismica locale (e.g. Amoroso et al. 2018; Bordoni et al., 2014; Gaudiosi et al., 2013; Lanzo et al., 2011; Macerola et al., 2019; Mannella et al., 2019). Sono stati utilizzati anche dati sperimentali (vedi campione S3-C3 Preturo, Figura 3.36).

Per la caratterizzazione dinamica soprattutto delle unità ghiaiose sono stati utilizzati dati di letteratura (per esempio Modoni & Gazzellone, 2010 e Rollins et al., 1998, nella Tabella 3.2 e Tabella 3.9).

Un altro elemento di difficoltà ha riguardato la qualità e tipologia delle indagini ubicate nell'area in studio. In alcuni casi, infatti, sono state utilizzate indagini acquisite in aree limitrofe ma sulle stesse unità litotecniche. Altra attività complessa da svolgere è stato il difficile lavoro di sintesi nella selezione dei parametri geofisici e geotecnici da assegnare alle unità litotecniche della copertura quaternaria, tenuto conto della loro estrema



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

variabilità nelle caratteristiche sedimentologiche (granulometria e grado di cementazione fra tutte) anche alla scala dell'affioramento rispetto all'ampia area microzonata ad una scala di dettaglio (1:5000).

I Fattori di amplificazione (FA) sono stati calcolati lungo la sezione ogni 30-50 m e con 3 punti calcolati localizzati in una fascia di 70 m, come minimo, e 120 m, come massimo. È stata eseguita, a valle del calcolo dei FA, una «regolarizzazione dei dati» per rendere omogeneo ed armonico l'andamento dei valori dei FA lungo le progressive della sezione.

Al fine di valutare l'attendibilità dei fattori di amplificazione calcolati è stato eseguito un controllo di qualità tramite il confronto dei fattori di amplificazione con la geologia e la carta MOPS. In effetti, è stato notato come la distribuzione dei FA calcolati sia congruente con la geologia. Infatti, si osserva una corrispondenza di massima tra i limiti delle classi dei FA lungo le sezioni con quelli geologici e, per le unità geologiche affioranti e quindi le MOPS, i valori dei FA variano entro un intervallo ristretto.

Si è osservato come i valori dei FA siano condizionati dal contrasto di impedenza più superficiale e siano inversamente proporzionali alla profondità del contrasto d'impedenza. Queste osservazioni sono peraltro in accordo con la teoria (Kramer, 1996; Lanzo & Silvestri, 1999) e, quindi, inducono a ritenere che i FA ottenuti con le simulazioni siano da considerare attendibili.

Per investigare gli eventuali effetti 2D, che è l'obiettivo che si è posto la ricerca, si sono effettuati confronti in uno stesso sito dei FA ottenuti con la simulazione 1D con quelli calcolati con la simulazione 2D. Sotto questo profilo si può ritenere che la ricerca abbia avuto esito soddisfacente, in quanto in alcune zone sono stati messi effettivamente in evidenza "effetti di bacino bidimensionale", poiché il FA calcolato al centro del bacino con modellazione 1D è risultato minore del FA stimato con la simulazione 2D. Inoltre, nei pressi della rottura di pendio tra la zona rilevata e la piana dell'Aterno e dei suoi affluenti si nota un picco nei valori dei FA con quelli stimati con modellazione 1D che risultano quasi sempre minori di quelli calcolati con simulazione 2D. Questa situazione sarebbe probabilmente riconducibile ad un "effetto bidimensionale di bordo di bacino" (Lanzo & Silvestri, 1999). Per quasi tutte le sezioni dell'area di Bazzano-Monticchio che interessano la piana del fiume Aterno i valori dei FA aumentano per gli intervalli dei periodi più alti, ovvero si nota uno spostamento dell'energia sismica verso periodi più alti (frequenze più basse). Questo fenomeno sembra essere legato ad un effetto bidimensionale perché i FA calcolati in punti ubicati nella piana con una modellazione 1D sono generalmente più bassi di quelli 2D (Kramer, 1996). Infine, per alcune microzone non coperte dalle simulazioni 2D sono state eseguite simulazioni 1D sempre con il codice LSR2D ed il codice STRATA (Kottke & Rathje, 2009).



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Bibliografia

AA.VV. (2010a) – *Note illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 358 "Pescorocchiano"*. APAT – Servizio Geologico d'Italia e Regione Abruzzo – Servizio Difesa del Suolo, S.EL.CA., Firenze.

AA.VV. (2010b) – *Note illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 359 "L'Aquila"*. APAT – Servizio Geologico d'Italia e Regione Abruzzo – Servizio Difesa del Suolo, S.EL.CA., Firenze.

AA.VV. (2011) – *Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" in Ingegneria Sismica, XXVIII – n. 2.*

Amoroso S., Gaudiosi I., Tallini M., Di Giulio G., Milana G. (2018) – *2D site response analysis of a cultural heritage: the case study of the site of Santa Maria di Collemaggio Basilica (L'Aquila, Italy)*. Bulletin of Earthquake Engineering, 16 (10), 4443–4466, doi: 10.1007/s10518-018-0356-2.

Andrus R.D., Stokoe K.H. II (2000) – *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 11, 1015-1025.

Antonielli B., Della Seta M., Esposito C., Scarascia Mugnozza G., Schilirò L., Spadi M., Tallini M. (2020) – *Quaternary rock avalanches in the Apennines: New data and interpretation of the huge clastic deposit of the L'Aquila Basin (central Italy)*. Geomorphology, 361, 107194, doi: 10.1016/j.geomorph.2020.107194.

APAT (2008) – Foglio 358 "Pescorocchiano". APAT – Servizio Geologico d'Italia, S.EL.CA., Firenze.

APAT (2006) – Foglio 359 "L'Aquila". APAT – Servizio Geologico d'Italia e Regione Abruzzo – Servizio Difesa del Suolo, S.EL.CA., Firenze.

Associazione Geotecnica Italiana (2005) – *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida*. Pàtron editore.

Bertini T., Totani G., Cugusi F., Farroni A. (1992) – *Caratterizzazione geologica e geotecnica dei sedimenti quaternari del settore occidentale della Conca aquilana*. Quaderni DISAT, Università dell'Aquila, Vol 92/7.

Blumetti, A.M. (1995) – *Neotectonic investigations and evidence of paleoseismicity in the epicentral area of the January–February 1703, Central Italy, earthquakes* – *Perspect. Paleoseismol* 1995, 6, 83–100.

Bordoni P., Del Monaco F., Milana G., Tallini M., Haines J. (2014) – *The Seismic Response at High Frequency in Central L'Aquila: A Comparison between Spectral Ratios of 2D Modeling and Observations of the 2009 Aftershocks*. Bulletin of the Seismological Society of America, 104(3), 1374-1388, doi: 10.1785/0120130230.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Boulanger R.W., Idriss I.M. (2014). *CPT and SPT liquefaction triggering procedures* – Report No UCD/GCM14/01, University of California at Davis.

Ceccaroni E., Ameri G., Capera A. A. G., Galadini F. (2009) – *The 2nd century AD earthquake in central Italy: archaeoseismological data and seismotectonic implications*. *Natural hazards*, 50(2): 335-359, <https://doi.org/10.1007/s11069-009-9343-x>.

Chiaradonna A. (2020) – *Valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni. Metodi di analisi e applicazioni*. Hevelius Edizioni.

Chiaradonna A., Monaco P. (2022) – *Assessment of liquefaction triggering by seismic dilatometer tests: comparison between semi-empirical approaches and non-linear dynamic analyses*. Proc. 20th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney.

Chiaradonna A., Spadi M., Monaco P., Papasodaro F., Tallini M. (2021) – *Seismic Soil Characterization to Estimate Site Effects Induced by Near-Fault Earthquakes: The Case Study of Pizzoli (Central Italy) during the Mw 6.7 2 February 1703, Earthquake*. *Geosciences* 2022, 12, 2, <https://doi.org/10.3390/geosciences12010002>.

Chopra A. K. (2011) – *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* - Pearson education.

Commissione tecnica per la microzonazione sismica (2015) – *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Faglie Attive e Capaci (FAC)*, versione 1.0, Roma.

Commissione tecnica per la microzonazione sismica (2017) – *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da instabilità di versante sismoindotte (FR)*, versione 1.0, Roma.

Commissione tecnica per la microzonazione sismica (2018) – *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ)*, versione 1.0, Roma.

Commissione tecnica per la microzonazione sismica (2020) – *Standard di rappresentazione e archiviazione informatica*, versione 4.2, Roma.

Commissione tecnica per la microzonazione sismica (2021) – *Linee guida per l'elaborazione della carta geologico-tecnica per la microzonazione sismica con adattamento ai contesti vulcanici*, versione 1.0, Roma.

Commissione tecnica per la microzonazione sismica (2022) – *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da amplificazioni*, versione 2.0, Roma.

Cosentino D., Asti R., Nocentini M., Gliozzi E., Kotsakis T., Mattei M., Esu D., Spadi M., Tallini M., Cifelli F., Pennacchioni M., Cavuoto G., Di Fiore V. (2017) – *New insights into the onset and evolution of the central Apennine extensional intermontane basins on the tectonically active L'Aquila Basin (central Italy)*. *GSA Bulletin*, 129 (9-10), 1314-1336, doi: 10.1130/B31679.1.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Crespellani T., Facciorusso J. (2010) – *Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche* – Dario Flaccovio Editore.

De Martini P. M., Cinti F. R., Cucci L., Smedile A., Pinzi S., Brunori C. A., Molisso, F. (2012) – *Sand volcanoes induced by the April 6th 2009 Mw 6.3 L'Aquila earthquake: a case study from the Fossa area*. Italian Journal of Geosciences, 131(3), 410-422.

Del Monaco F., Tallini M., De Rose C., Durante F. (2013) – *HVNSR survey in historical downtown L'Aquila (central Italy): site resonance properties vs. subsoil model*. Engineering Geology, 158, 34-47, doi: 10.1016/j.enggeo.2013.03.008.

Díaz, J. P., Sáez, E., Monsalve, M., Candia, G., Aron, F., & González, G. (2022). Machine learning techniques for estimating seismic site amplification in the Santiago basin, Chile. *Engineering Geology*, 306, 106764.

Di Giulio G., Gaudiosi I., Cara F., Milana G., Tallini M. (2014) – *Shear-wave velocity profile and seismic input derived from ambient vibration array measurements: the case study of downtown L'Aquila*. Geophys. J. Int. (August, 2014) 198 (2), 848-866, doi: 10.1093/gji/ggu162.

Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome (2008) – *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*.

Durante F., Di Giulio G., Tallini M., Milana G., Macerola L. (2017) – *A multidisciplinary approach to the seismic characterization of a mountain top (Monteluco, central Italy)*. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 98, 119-135, doi: 10.1016/j.pce.2016.10.015.

Falcucci E., Gori S., Moro M., Pisani A. R., Melini D., Galadini F., Fredi P. (2011) – *The 2009 L'Aquila earthquake (Italy): What's next in the region? Hints from stress diffusion analysis and normal fault activity*. Earth and Planetary Science Letters, 305(3-4): 350-358, <https://doi.org/10.1016/j.epsl.2011.03.016>.

Foti, Lai, & Rota (2009) – *Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione*.

Galli, P. (2000) – *New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction*. Tectonophysics, 324, 169–187.

Gaudiosi I., Del Monaco F., Milana G., Tallini M. (2013) – *Site effects in the Aterno River Valley (L'Aquila, Italy): comparison between empirical and 2D numerical modeling starting from April 6th 2009 MW 6.3 earthquake*. Bulletin of Earthquake Engineering, 12(2), 697-716, doi: 10.1007/s10518-013-9540-6.

Gruppo di lavoro MS (2008) – *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd*.

Gruppo di Lavoro MS–AQ (2010) – *Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana. Regione Abruzzo – Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila, 3 vol. e Cd-rom*.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Gruppo di Lavoro per le attività di Microzonazione sismica (2012) – *Standard di rappresentazione cartografica e archiviazione informatica. Specifiche tecniche per la redazione degli elaborati cartografici ed informatici relativi al primo livello delle attività di Microzonazione sismica*, Versione 1.2 L'Aquila.

Hudson M., Idriss I. M. Beikae M. (1994) – *QUAD4M: a computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base*. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Idriss I.M., Boulanger R.W. (2008) – *Soil liquefaction during earthquakes*. EERI Publication No. MNO-12, Oakland: Earthquake Engineering Research Institute.

Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009) – *REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 339-362, doi: 10.1007/s10518-009-9146-1.

Improta L., Villani F., Bruno P.P., Castiello A., De Rosa D., Varriale F., Punzo M., Brunori C. A., Civico R., Pierdominici S., Berlusconi A., Giacomuzzi G. (2012) – *High-resolution controlled-source seismic tomography across the Middle Aterno basin in the epicentral area of the 2009, Mw 6.3, L'Aquila earthquake (central Apennines, Italy)* *Boll. Soc. Geol. It.*, Vol. 131, No. 3 (2012), pp. 373-388.

Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Yasuda S., Sato H. (1982) – *Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods*. *Proc. 3rd Int. Conf. on Microzonation*, Seattle, 3, 1319-1330.

Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975) – *"Calculation of Nonlinear Ground Response in Earthquakes,"* *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 65, No. 5, October, pp. 1315-1336.

Kayen R., Moss R.E.S., Thompson E.M., Seed R.B., Cetin K.O., Der Kiureghian A., Tanaka Y., Tokimatsu K. (2013) – *Shear-Wave Velocity-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139, 3, 407-419.

Kottke A. R., Rathje E. M. (2009) – *Technical Manual for Strata, PEER Report 2008/10*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kramer S. L. (1996) – *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.

Lanzo G., Silvestri F. (1999) – *Risposta sismica locale: teoria ed esperienze*. Hevelius, pp. 159.

Lanzo G., Tallini M., Milana G., Di Capua G., Del Monaco F., Pagliaroli A., Peppoloni S. (2011) – *The Aterno Valley strong-motion array: seismic characterization and determination of subsoil model*, *Bulletin of Earthquake Engineering* 9, 1855–1875, doi: 10.1007/s10518-011-9301-3.

Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969) – *Finite Dynamic Model for Infinite Media*. *Journal of Engineering Mechanics Division*, 95, 859-878.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Macerola L., Tallini M., Di Giulio G., Nocentini M., Milana G. (2019) – *The 1D and 2D seismic modelling of deep Quaternary basin (L'Aquila downtown, central Italy)*. Earthquake Spectra, 35 (4), 1689–1710, <https://earthquakespectra.org/doi/pdf/10.1193/062618EQS166M>.

Mannella A., Macerola L., Martinelli A., Sabino A., Tallini M. (2019) – *The local seismic response and the effects of the 2016 central Italy earthquake on the buildings of L'Aquila downtown*. Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata, 60 (2), 263-276, doi 10.4430/bgta0241.

Marchetti S. (1980) – *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. Journal of Geotechnical Engineering Division, 106, GT3, 299-321.

Marchetti S. (2016) – *Incorporating the Stress History Parameter KD of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 142, 04015072.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2008) – Decreto Ministeriale 17.01.2008 “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”. GU 04.02.2008.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2009) – Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”. G.U. 26.02.2009.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018) – DM. 17.01.2018 – *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*. G.U. 20/02/2018.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2019) – Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. “*Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”. G.U. 11.02.2019.

Modoni G., Gazzellone A. (2010) – *Simplified theoretical analysis of the seismic response of artificially compacted gravels*. Proc. V Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, USA, Paper No. 1.28a.

Monaco P., Amoroso S. (2019) – *Review of the liquefaction cases triggered by the 2009 L'Aquila earthquake (Italy)*. Proc. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (VII ICEGE), Rome, 40064013.

Monaco P., Totani G., Barla G., Cavallaro A., Costanzo A., D'Onofrio A., Evangelista L., Foti S., Grasso S., Lanzo G., Madiati C., Maraschini M., Marchetti S., Maugeri M., Pagliaroli A., Pallara O., Penna A., Saccanti A, Santucci De Magistris F., Scasserra G., Silvestri F., Simonelli A. L., Simoni G., Tommasi P., Vannucchi G., Verrucci L. (2012) – *Geotechnical Aspects of the L'Aquila Earthquake*.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Mori, F., Mendicelli, A., Falcone, G., Acunzo, G., Spacagna, R. L., Naso, G., & Moscatelli, M. (2022). Ground motion prediction maps using seismic-microzonation data and machine learning. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 22(3), 947-966.

Moro M., Gori S., Falcucci E., Saroli M., Galadini F., Salvi S. (2013) – *Historical earthquakes and variable kinematic behaviour of the 2009 L'Aquila seismic event (central Italy) causative fault, revealed by paleoseismological investigations*. *Tectonophysics*, 583: 131-144, <http://dx.doi.org/10.1016/j.tecto.2012.10.036>.

Mucciarelli M. (2012) – *Tecniche semplificate per la stima dell'amplificazione sismica e della dinamica degli edifici*. Aracne editrice, Roma.

Nisio S. (2008) – *I sinkholes in Abruzzo*. Mem. Descr. Geol. D'It., 85, 269-308.

Nisio S., Caramanna G., Ciotoli G. (2007) – *Sinkholes hazard in Italy: first results on the inventory and analysis of some case studies*. In: PARISE & GUNN (Eds.): "Natural and Anthropogenic Hazards in Karst areas: Recognition, Analysis and Mitigation". Geological Society, London, Special Publications, 279, 23-45.

Nocentini M., Asti R., Cosentino D., Durante F., Gliozzi E., Macerola L., Tallini M. (2017) – *Plio-Quaternary geology of L'Aquila – Scoppito Basin (Central Italy)*. *Journal of Maps*, 13:2, 563-574, doi: 10.1080/17445647.2017.1340910.

Nocentini M., Cosentino D., Spadi M., Tallini M. (2018) – *Plio-Quaternary geology of the Paganica-San Demetrio-Castelnuovo Basin (Central Italy)*. *Journal of Maps*, 14(2), 411-420, doi: 10.1080/17445647.2018.1481774.

Papanikolaou, V.K., Kartalis-Kaounis, T., Protopapadakis, V.K. and Papadopoulos, T. (2017) – *GiD+OpenSees Interface :An Integrated Finite Element Analysis Platform*, Lab of R/C and Masonry Structures, Aristotle University of Thessaloniki, Greece.

Petitta M., Tallini M. (2003) – *Groundwater resources and human impacts in a Quaternary intramontane basin (L'Aquila Plain, Central Italy)*. *Water International*, 28 (1), 57-69, doi: 10.1080/02508060308691665.

Porreca M., Smedile A., Speranza F., Mochales Lopez T., D'Ajello Caracciolo F., Di Giulio G., Vassallo M., Villani F., Nicolosi I., Carluccio R., Amoroso S., Macrì P., Buratti N., Durante F., Tallini M., Sagnotti L. (2016) – *Geological reconstruction in the area of maximum co-seismic subsidence during the 2009 Mw=6.1 L'Aquila earthquake using geophysical and borehole data*. *Italian Journal of Geosciences* (2016) 135 (2): 350-362, doi: 10.3301/IJG.2015.37.

Presidenza del Consiglio dei Ministri (2018) – Ordinanza n. 55 del 24 aprile 2018 – Allegato 1, *Criteri generali per l'utilizzo dei risultati degli studi di Microzonazione Sismica di livello 3 per la ricostruzione nei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016*.



Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

Robertson P.K. (2012) – The James K. Mitchell Lecture: *Interpretation of in-situ tests – some insights*. Proc. 4th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto de Galinhas, 1, 3-24.

Roesset, J M. (1970) – *Fundamentals Of Soil Amplification* - pp 183-244 of *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. /Hansen, Robert J. (ed.). Cambridge, Mass. Massachusetts Inst. of Tech. Press.

Roesset JM (1977) – *Soil amplification of earthquakes*. In: Desai C (ed) *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. McGraw-Hill, New York, pp 639–682.

Rollins K. M., Evans M. D., Diehl N. B., III W. D. D. (1998) – *Shear modulus and damping relationships for gravels*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(5), 396-405.

Rugarli P. (2003) – *Calcolo strutturale con gli elementi finiti* – EPC Editore

Petracca, M., Candeloro, F., & Camata, G. (2017) – "*STKO user manual*". ASDEA Software Technology, Pescara Italy.

Santucci de Magistris F., D'Onofrio A., Evangelista L., Foti S., Maraschini M., Monaco P., Amoroso S., Totani G., Lanzo G., Pagliaroli A., Madiari C., Simoni G., Silvestri F.(2013) – *Geotechnical characterization of the Aterno valley for site response analyses*.

Sciortino A., Chiarini E., Nirta G., Spadi M., Tallini M., Ferri F., Puzzilli L.M., Sapia V., Materni V. (2022) – *Mapping Active and Capable faults in structural complex settings. A case study from central Apennines (Italy)*. congresso EGU22.

Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M., Tokimatsu K. (1986) – *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*, *Journal of Geotechnical Engineering* 112(11), 1016-1032.

Seed H.B., Idriss I.M. (1971) – *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 97, 9, 1249-1273.

Stacec s.r.l. (2024) – *Manuale utente LSR 2D v. 5.0*

Spadi M., Maceroni D., Dixit Dominus G., Tallini M., Falcucci E., Galadini F., Gori S., Moro M., Saroli M. (2022) – *Surface faulting and liquefaction hazard assessment in the central Apennines for land use practices: a case study from the L'Aquila urban area (central Italy)*, EGU General Assembly 2022, Vienna, Austria, 23–27 May 2022, EGU22-6312, <https://doi.org/10.5194/egusphere-egu22-6312>, 2022.

Spadi M., Tallini M., Albano M., Cosentino D., Nocentini M., Saroli M. (2022) – *New insights on bedrock morphology and local seismic amplification of the Castelnuovo village (L'Aquila Basin, Central Italy)*. *Engineering Geology* 297 (2022) 106506, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106506>.

Storti F., Aldega L., Balsamo F., Corrado S., Del Monaco F., Di Paolo L., Mastalertz M., Monaco P., Tallini M. (2013) – *Evidence of strong Quaternary earthquakes in the epicentral area of the April 6th 2009*



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DELL'AQUILA



DICEAA
Dipartimento di Ingegneria
Civile, Edile-Architettura
e Ambientale

Ph.D.ICEAA

Dottorato in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale

L'Aquila seismic event from sediment paleofluidization and overconsolidation. Journal of Geophysical Research, 118 (7), 3767–3784, doi: 10.1002/jgrb.50254.

Tallini (coordinatore) et al. (2021) – Esecuzione di indagini paleosismologiche ed elaborazione di relazioni tecnico scientifiche ai fini della valutazione della presenza di faglie attive e capaci nell'area di prossima ubicazione del nuovo polo scolastico di Sassano. Report tecnico-scientifico redatto nell'ambito di una convenzione stipulata con il comune dell'Aquila dal titolo “*Esecuzione di indagini paleosismologiche ed elaborazione di relazioni tecnico scientifiche ai fini della valutazione della presenza di faglie attive e capaci nell'area di prossima ubicazione del nuovo polo scolastico di Sassano*” (CUP: C17B15002250001, CIG: ZC1249B91A), pp. 191.

Tallini M., Lo Sardo L., Spadi M. (2020) – *Seismic site characterization of Red Soil and soil-building resonance effects in L'Aquila downtown (central Italy)*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, doi: 10.1007/s10064-020-01795-x.

Tallini M., Spadi M., Cosentino D., Nocentini M., Cavuoto G., Di Fiore V. (2019) – *High-resolution seismic reflection exploration for evaluating the seismic hazard in a Plio-Quaternary intermontane basin (L'Aquila downtown, central Italy)*. Quaternary International, 532, 34-47, doi: 10.1016/j.quaint.2019.09.016.