



COMUNE di RIMINI

Dipartimento del TERRITORIO
Settore Infrastrutture, Mobilità e Qualità Ambientale

Piano Op. Fondo Sviluppo e Coesione (FSC) Infrastr. 2014-2020
S.S. Adriatica - Lavori di miglioramento del livello di servizio nel
tratto compreso tra il km 201+400 ed il km 206+000 in Comune
di Rimini. Costruzione di rotatoria sulla SS 16 in prossimità dello
stabilimento Valentini e collegamento con la Via A. Moro. INT. C

Intervento C: RACCORDO SS 16 e PROLUNGAMENTO di Via TOSCA-VIABILITÀ di ACCESSO al QUARTIERE PADULLI CUP C91B16000450004 - Fascicolo 2017-245-005.

PROGETTO di Fattibilità Tecnico Economica e DEFINITIVO

AII. C RELAZIONE GEOLOGICA di 3° Livello

Rev. 01

PROGETTISTA:
Ing. Paolo Vicini

IL RESPONSABILE DI PROCEDIMENTO:
Ing. Alberto Dellavalle

COLLABORATORI:
PROGETTISTA PUBBLICA ILLUMINAZIONE:
P.I. Igino Vichi

DISEGNATORE
Ing. Francesco Colonna

STUDIO GEOLOGICO
Dott. Ronci Stefano -Geologo -Rimini

ANALISI RUMORE
NoRumore - Dott. Casadio - Forlì

INDAGINI GEOLOGICHE
Intergeo S.R.L. - RSM

OPERE a VERDE
Ing. Carlotta Fabbri

Progettista e Direttore Operativo Opere Strutturali
Ing. Loris Rinaldi - Rimini

Rimini lì. maggio 2019

Studio di Geologia Dott. Stefano Ronci

RELAZIONE GEOLOGICA
INDAGINE GEOTECNICA E GEOFISICA
PER VARIANTE URBANISTICA

Progetto: **FSC (FONDO COESIONE SOCIALE) 2014-2020 – PIANO
OPERATIVO INFRASTRUTTURE MESSA IN SICUREZZA SS16:
NUOVA VIABILITA' ZONA PADULLI - VALENTINI**

Ubicazione: Via Tosca, Strada Statale Adriatica n.16, Rimini (RN)

Committente : COMUNE DI RIMINI

Dott. Geol. Stefano Ronci

Collaboratore Dott. Geol. Giorgio Ciuffoli

Rimini Dicembre 2018

Dott. Stefano Ronci Geologo
Viale Cordevole 21/a, 47921 RIMINI, Tel.Fax 0541/23043 Cell.0335/5894090
e-mail: stefanoronci@tin.it pec:stefanoronci@postalegale.net

SOMMARIO

1 – PREMESSA	1
2 – GEOLOGIA	2
2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	2
2.2 IDROGEOLOGIA	10
2.3 MODELLO GEOLOGICO	12
3– INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	12
3.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO.....	15
3.2 INDAGINI PENETROMETRICHE.....	15
3.3 CORRELAZIONI PARAMETRI GEOTECNICI DA PENETROMETRIE STATICHE	16
3.4 INDAGINI GEOFISICHE.....	17
3.5 RILIEVO DEL LIVELLO DI FALDA.....	18
3.6 ANALISI DI LABORATORIO.....	18
4 – STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E GEOFISICHE	19
4.1 SONDAGGIO STRATIGRAFICO E PROVE PENETROMETRICHE	19
4.2 RISULTATI DELLE INDAGINI GEOFISICHE.....	22
5 – RISCHIO SISMICO	24
5,1 SISMICITÀ DELL'AREA	24
5,2– MICROZONAZIONE SISMICA	24
5,3 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO: MAGNITUDO E ACCELERAZIONE SISMICA.....	24
5.3.1 APPROCCIO SEMPLIFICATO NTC2018	27
5.3.2 SECONDO LIVELLO.....	28
5.3.3 RISPOSTA SISMICA LOCALE, ANALISI DI TERZO LIVELLO (RSL)	29
5,4 EFFETTI LOCALI: LIQUEFAZIONE DEI TERRENI SABBIOSI E CEDIMENTI INDOTTI DAL SISMA.....	40
6– ORIENTAMENTI GEOTECNICI	42
7 – CONCLUSIONI.....	43

ALLEGATI

ALLEGATO 1	PROVE PENETROMETRICHE CPT CPTU
ALLEGATO 2	STRATIGRAFIA SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO
ALLEGATO 3	RELAZIONE DOWN HOLE CON CONO SISMICO
ALLEGATO 4	RELAZIONE INDAGINE GEOFISICA ESAC-MASW
ALLEGATO 5	RELAZIONE INDAGINE GEOFISICA HVSR
ALLEGATO 6	ANALISI DI LABORATORIO
ALLEGATO 7	VALUTAZIONE LIQUEFAZIONE E CEDIMENTI POST-SISMICI

FIGURE NEL TESTO

Figura 1 Vista aerea (Google Maps)	1
Figura 2 Inquadramento cartografico	3
Figura 3 Dettaglio Elemento 256112 Rimini	4
Figura 4 Carta Geologica RER (Sezione 256110 Rimini).....	5
Figura 5 Planimetria con tracce delle Sezioni geologiche e sezioni 017 e 155.....	7
Figura 6 Sezioni idrostratigrafiche (Tav.B12b del PSC riminini) NB scala verticale esagerata 1:25.....	8
Figura 7 Carta dello Spessore delle Coperture del PSC	9
Figura 8 Carta della Subsidenza (ARPAE)	10
Figura 9 PAI Var.2016 tav. 5.1 Mappa della pericolosità per il reticolo secondario.	11
Figura 10 PTCP Tavola D, Rischi Ambientali	12
Figura 11 Planimetria con ubicazione delle indagini.....	13
Figura 12 Penetrometro Pagani TG63/200 nel corso delle prove. Sondaggio S1.....	14
Figura 13 Grafici per l'interpretazione della litologia da prove CPT (Schmertmann e di Robertson)	16
Figura 14 Carta della litologia secondo Robertson.....	20
Figura 15 Carta della litologia secondo Schmertmann	20
Figura 16 Profilo penetrometrico Resistenze di Punta CPTm01 e CPTU 02	21
Figura 17 Sezione stratigrafica	22
Figura 18 Profili di Vs desunti dalle prove geofisiche	23
Figura 19 Istogramma degli eventi sismici.....	24
Figura 20 Catalogo delle Faglie Capaci ITHACA	26
Figura 21 Carta di microzonazione sismica: fattori di amplificazione di PGA (Tavola PSC.1.3.2°)	28
Figura 22 Accelerogrammi RER per la Città di Rimini	29
Figura 23 Spettro normalizzato RER per Rimini	30
Figura 24 Diagrammi smorzamento e degrado	33
Figura 25 Sezione geologica RER n.147.....	31
Figura 26 Profilo Vs.....	32
Figura 27 Accelerogrammi in superficie.....	35
Figura 28 Spettro delle Pseudo velocità	37
Figura 29 Funzione di Trasferimnto	38
Figura 30 Spettro di risposta elastica.....	38
Figura 31 Spettro di risposta elastica normalizzato	39
Figura 32 spettro di risposta sismica locale Normalizzato.....	39

Dott. Stefano Ronci Geologo

Viale Cordevole 21/a, 47921 RIMINI, Tel.Fax 0541/23043 Cell.0335/5894090
e-mail: stefanoronci@tin.it pec:stefanoronci@postalegale.net

1 – PREMESSA

Si è eseguito, su incarico del Comune di Rimini, uno studio geologico ed un'indagine geognostica per acquisire gli elementi necessari alla *variante urbanistica* ed alla progettazione di una nuova viabilità in zona Padulli, Via Tosca - Strada Statale Adriatica n.16.

Lo studio si è svolto in riferimento agli *“indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”* di cui alla *deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia Romagna n.112 del 02.05.2007*, approvato con *deliberazione di G.R. n.2193 del 21/12/2015.* Si fa riferimento in oltre alla Relazione di Microzonazione Sismica del Piano Strutturale Comunale di Rimini.

Lo scopo dello studio è quello di:

- a) *descrivere il contesto geologico e geomorfologico dell'area*
- b) *definire la stratigrafia del sottosuolo ed valutare le qualità geotecniche dei terreni*
- c) *descrivere l'assetto idrogeologico ed eventuali aspetti di vulnerabilità*
- d) *definire le caratteristiche sismiche del sito, così come prevista dalle normative sopra citate, quindi analizzare il rischio sismico locale per mezzo dello studio di Risposta Sismica Locale (terzo livello di approfondimento).*
- e) *analisi delle pericolosità sismiche locali: liquefacibilità e cedimenti postsismici*
- f) *fornire sommarie indicazioni sulle caratteristiche dei terreni del sottosuolo in relazione all'edificabilità*

Figura 1 Vista aerea (Google Maps)



Il lavoro si basa sulla ricerca e studio dei dati bibliografici, su un rilievo geologico geomorfologico speditivo e sulle indagini in sito condotte nell'estate/autunno 2018; sono state eseguite:

- prova penetrometrica meccanica Begemann (CPTm)
- prova penetrometrica punta elettrica e “cono sismico” (CPTU-S)
- un sondaggio a carotaggio continuo con campionamenti e prove SCP in foro
- analisi di laboratorio
- una campagna di rilievi sismici passivi a stazione singola HVSR
- array sismici ESAC e MASW

Lo studio si avvale dei sondaggi stratigrafici del database geognostico regionale (https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia), dei rilievi geofisici del PSC del Comune di Rimini e delle indagini condotte personalmente nel corso di precedenti lavori e la Relazione Geologica relativa al Raccordo S.S. N° 16 E Via Tosca Comprensivo di Sottovia Alla S.S. 16, redatta dai geologi associati D. Bastianelli e F. Carlini contenente lo studio di risposta sismica locale (RSL).

2 – GEOLOGIA

2.1 Inquadramento Geologico e Geomorfologico

L'area oggetto di intervento è descritta sull'Elemento CTR 256112 Rimini e sulla Sezione 256010 Rimini della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna. (fig.2, 3 e 4).

Si tratta di un lembo della pianura compreso fra Fiume Marecchia e Fiume Ausa a monte del centro storico di Rimini, e che ha quota di circa 12.0 metri sul livello del mare.

Geologia e tettonica

La zona riminese è caratterizzata dal passaggio degli ultimi rilievi collinari costituiti prevalentemente da sedimenti marini plio-pleistocenici, alle pianure di origine alluvionale e quindi verso valle, alla pianura costiera. La pianura è quindi orlata dagli ultimi rilievi collinari appenninici che sono qui costituiti da sabbie e arenarie debolmente cementate (Sabbie di Imola). Queste con la loro origine in ambiente di transizione, marcano il passaggio fra i depositi francamente marini (Argille Azzurre) e i depositi continentali alluvionali. Lo spessore dei sedimenti alluvionali della pianura, nella zona centrale della valle del Marrecchia, è dell'ordine delle centinaia di metri. Il substrato di origine marina, nella direzione trasversale alla valle, si assottiglia procedendo verso da ponente verso levante. Anche longitudinalmente alla valle del Marecchia si osserva una brusca rottura di pendenza del substrato (vedi figg. 5 e 6).

La causa del profilo del substrato è da ricercarsi nella tettonica correlata all'orogenesi appenninica, in cui le spinte con direzione SW-NE hanno determinato la formazione di sistemi di accavallamenti ad embrici con l'emersione dei depositi marini della catena in emersione e, oltre alla zona di cerniera, le zone subsidenti. Il sistema di faglie con direttrice antiappenninica (SW-NE), conseguente a questa cinematica, è intercettato da faglie trasversali con direttrice appenninica che sono tuttora simicamente attive e sulle quali si sono instaurate le principali aste fluviali (Marecchia, Uso, Ausa). Il sovrapporsi dei fenomeni tettonici e dei processi deposizionali è all'origine della natura e della geometria dei sedimenti dei bacini dell'Avanfossa appenninico adriatica.

Condizioni geologiche locali

L'area in esame è al margine sudorientale della valle del Marecchia nella zona di "coalescenza" con le alluvioni dell'Ausa e del Mavone al cui bacino idrografico i terreni in studio appartengono. La distanza con gli ultimi rilievi costituiti dai sedimenti marini di cui si è accennato poco sopra (IMO) è dell'ordine delle centinaia di metri. La potenza complessiva della copertura continentale (alluvioni) è, come desumibile da quanto esposto poco sopra, dell'ordine delle decine di metri e quindi non confrontabile con con gli spessori del centro valle Marecchia.

La carta dello spessore delle coperture del PSC di Rimini (vedi fig.7) indica la base del Sistema Emiliano Romagnolo (AES) inferiore a 50 metri.

Il tetto delle ghiaie è individuato grazie all'indagine geognostica è a circa 16/20 metri dal pc.

I dati relativi alla stratigrafia più profonda pur non rivestendo immediato interesse geotecnico possono essere di notevole interesse ai fini della valutazione dei fenomeni di amplificazione sismica e quindi della risposta sismica locale.

Figura 2 Inquadramento cartografico

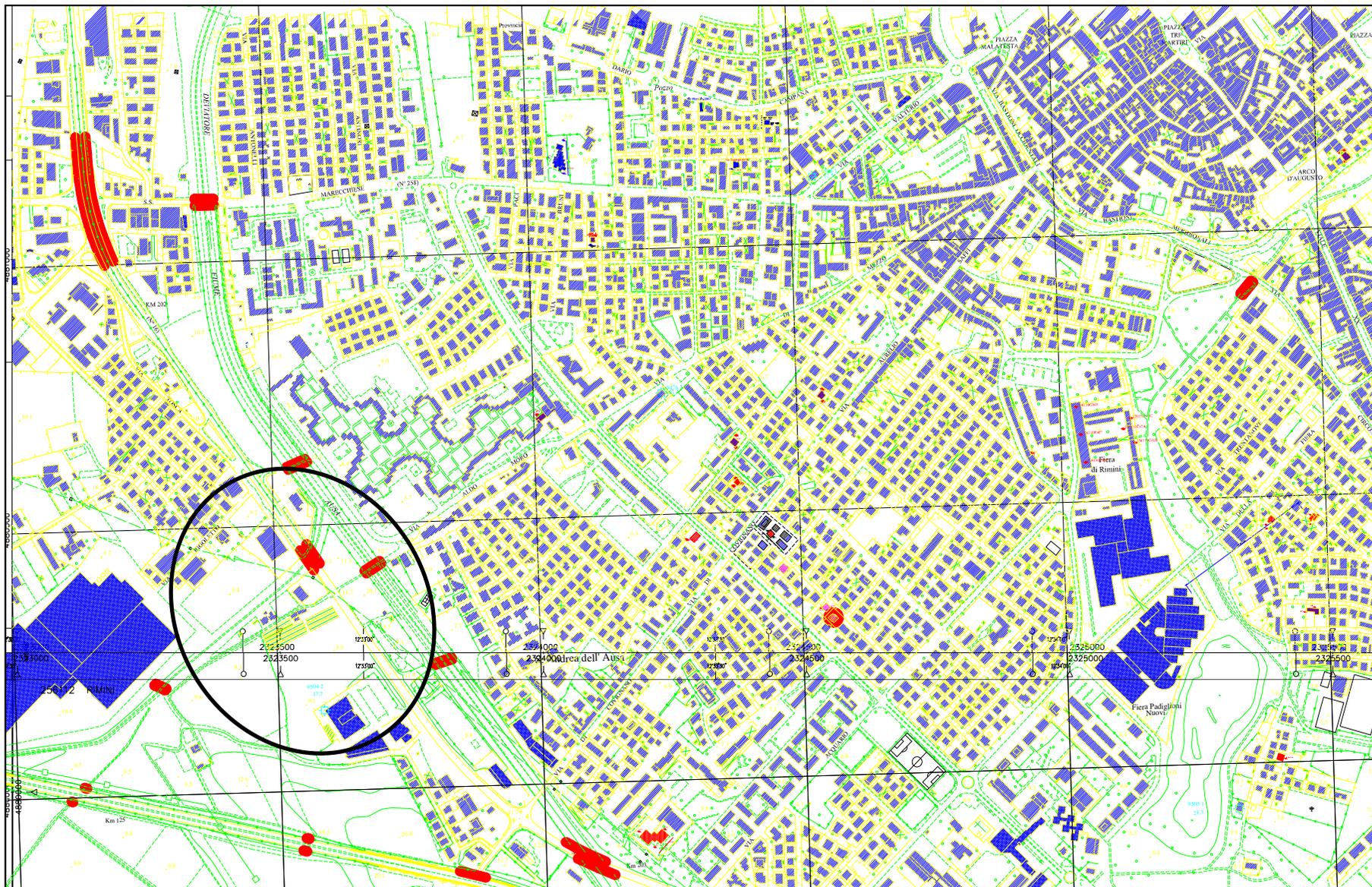


Figura 3 Dettaglio Elemento 256112 Rimini

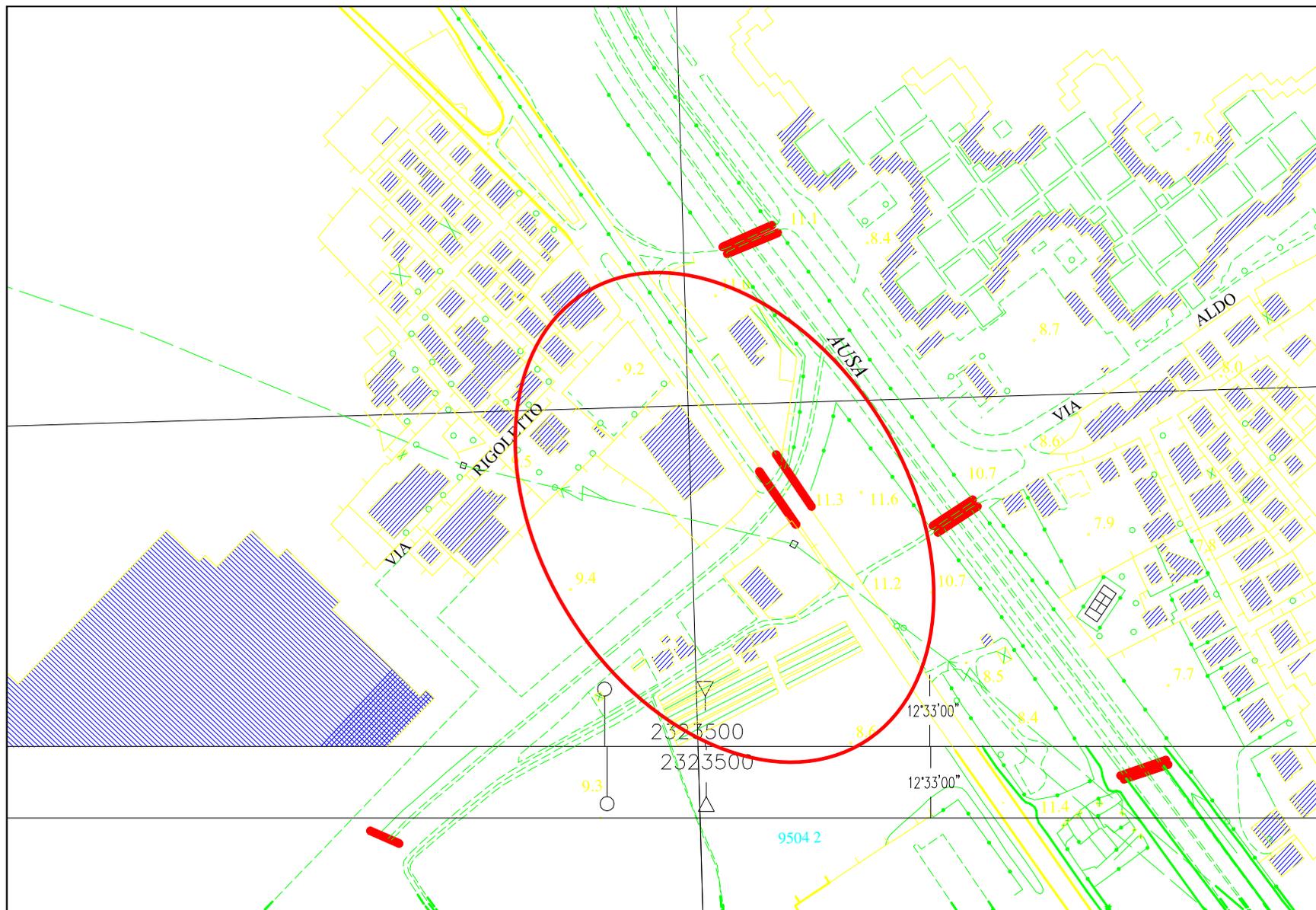
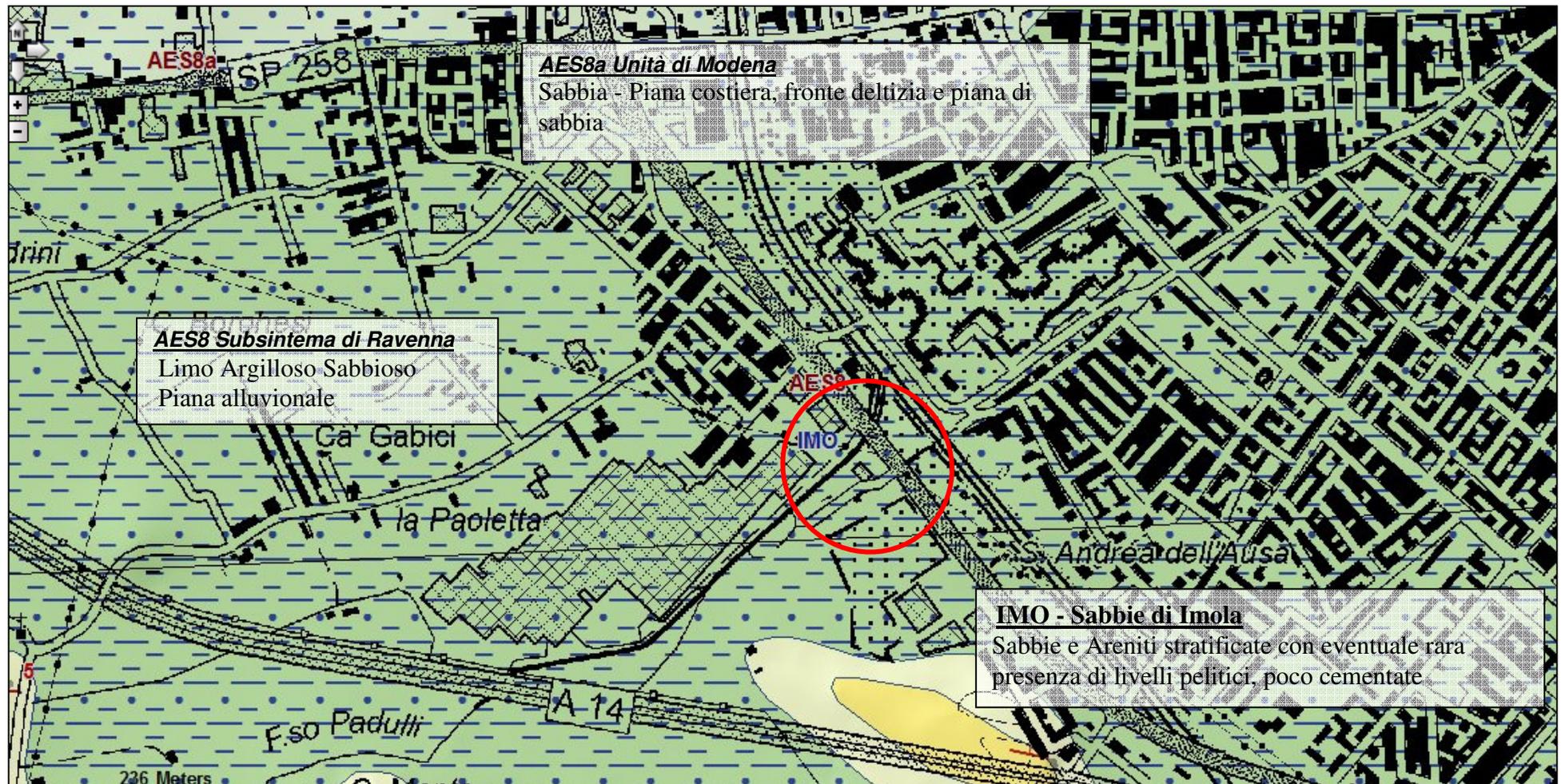


Figura 4 Carta Geologica RER (Sezione 256110 Rimini)



Stratigrafia

I depositi continentali, sono di interesse fondamentale ai fini di questo studio; vengono distinti formalmente, all'interno dell'unità stratigrafica detta Supersistema Emiliano-Romagnolo, in Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI) e Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES). Ulteriori suddivisioni di questo ultimo (subsintemi) sono indicate come Subsistema di Villa Verucchio (AES7), Subsistema di Ravenna (AES8) e Unità di Modena (AES8a). Si tratta di terreni elencati in ordine di età decrescente e che possono quindi essere sovrapposti verticalmente.

SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)

Comprende depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini. Nel sottosuolo della pianura è costituito da una successione di cicli trasgressivo-regressivi formati da argille, limi, sabbie e ghiaie di ambiente alluvionale e, limitatamente al settore costiero, da sabbie litorali. In affioramento e nel sottosuolo prossimale alla catena il limite inferiore è erosivo e discordante sui depositi marini. Nel sottosuolo di pianura il limite è per discordanza angolare con AEI. Sintema parzialmente suddiviso in subsintemi (AES8, AES7 ed AES6) limitati, in affioramento, dalle principali scarpate di terrazzo fluviale e paleosuoli e, nel sottosuolo della pianura, da bruschi contatti fra depositi trasgressivi marino-marginali e palustri su depositi di conoide e di piana alluvionale. I depositi fini di tracimazione fluviale dei terrazzi del margine appenninico non sono differenziati in subsintemi. Nel sottosuolo presso lo sbocco vallivo del F. Marecchia i depositi grossolani di conoide si amalgamano fra loro ed i singoli subsintemi non sono più separabili. Nel sottosuolo della pianura alluvionale sono presenti 2 cicli deposizionali inferiori che non hanno corrispettivi in affioramento e perciò non sono stati formalizzati. Spessore massimo circa 200 m (sottosuolo della pianura). Pleistocene medio-Olocene

Il Subsistema di Ravenna è un unità superficiale, il cui tetto coincide spesso col piano di campagna ed ha uno spessore massimo dell'ordine di venti metri. Un ciclo trasgressivo-regressivo è all'origine della natura dei suoi depositi: ai depositi fini grigi, di tracimazione o palustri ricchi di sostanza organica, succedono depositi fini di tracimazione fluviale che passano da grigi a giallastri e quindi più decisamente ossidati verso l'alto. Ciò a indicare il passaggio paleogeografico fra piane fluviali poco drenate e stagnanti a piane ben drenate di una pianura in aggradazione con progressiva sovra-incisione del reticolo idrografico. Nel settore costiero questa evoluzione deposizionale è troncata dallo sviluppo del cordone sabbioso litorale. Nella pianura alluvionale sono presenti, in affioramento, argille, limi e limi sabbiosi, di tracimazione fluviale (piana inondabile, rotta, argine...). Il sub sistema di Ravenna è così descritto dalla legenda della Carta geologica regionale:

Subsistema di Ravenna (AES8) Deposito di tracimazione fluviale indifferenziato limo argilloso sabbioso. Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Corrisponde nelle aree intravallive ai depositi terrazzati più bassi. Rientrano in questa unità anche le alluvioni attualmente in evoluzione in alveo e quelle del primo terrazzo, talora fissate da arbusti. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7. Pleistocene sup. – Olocene

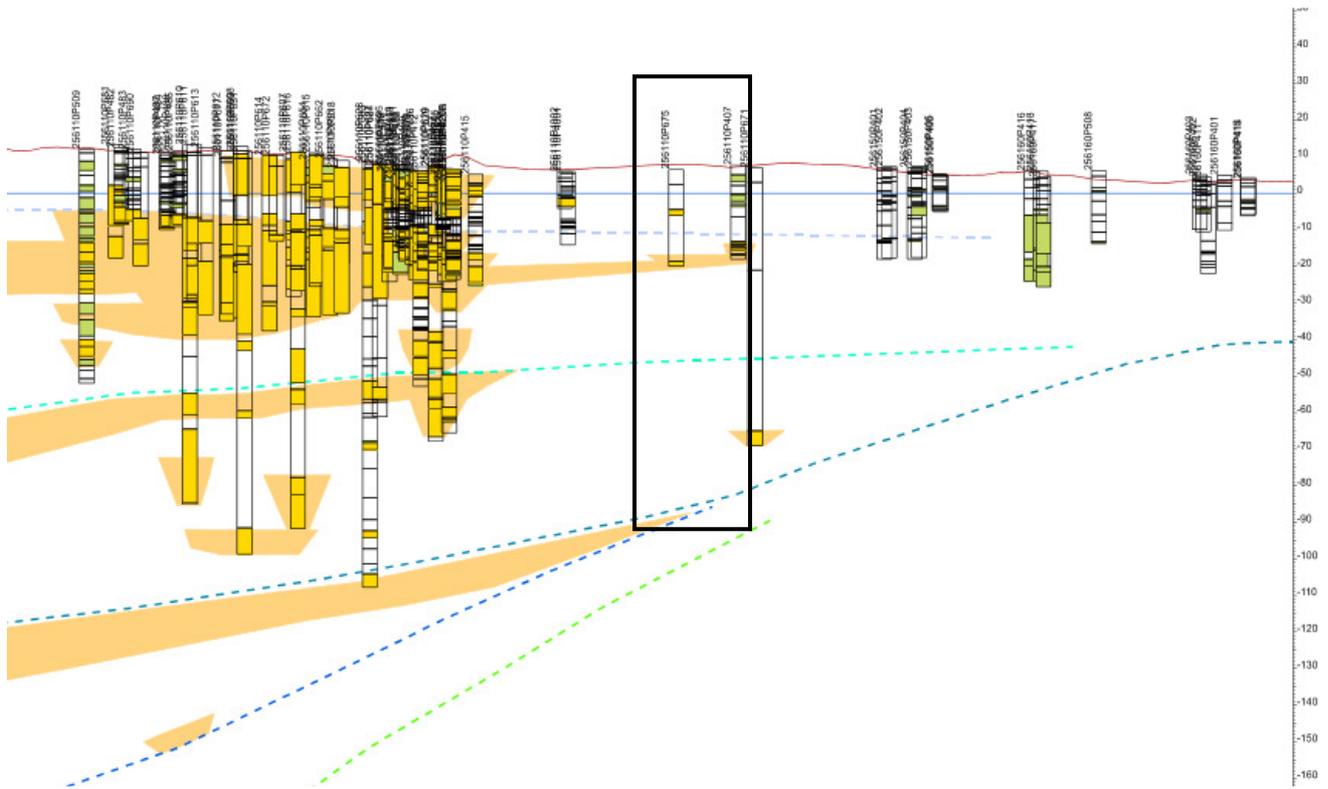
Sabbie di Imola (IMO) Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallela e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Depositi di ambiente litorale. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AES. Potenza massima affiorante circa 60m, superiore ai 150m nel sottosuolo. Pleistocene medio (0,8-0,65 MA)

Figura 5 Planimetria con tracce delle Sezioni geologiche e sezioni 017 e 155



Sez.155 Sezione Geologica Parallela alla costa a mare dell'area di interesse

NB scala verticale esagerata 1:25



Sez.154 Sezione Geologica Parallela autostrada A14 e leggermente a monte dell'area di interesse
NB scala verticale esagerata 1:25

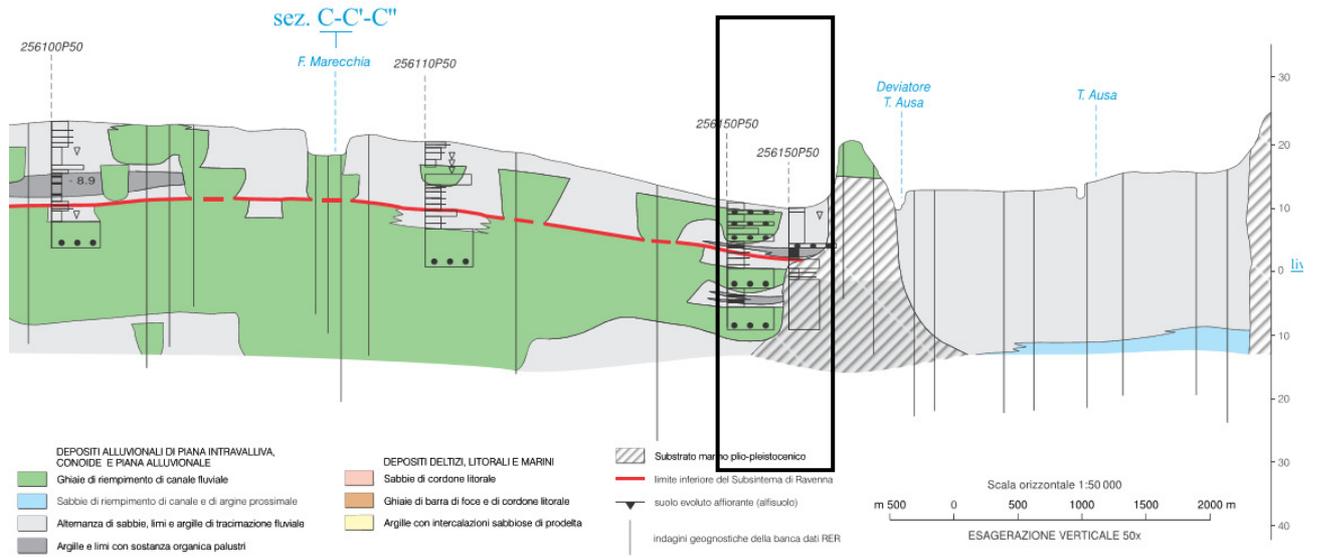


Figura 6 Sezioni idrostratigrafiche (Tav.B12b del PSC riminini) NB scala verticale esagerata 1:25

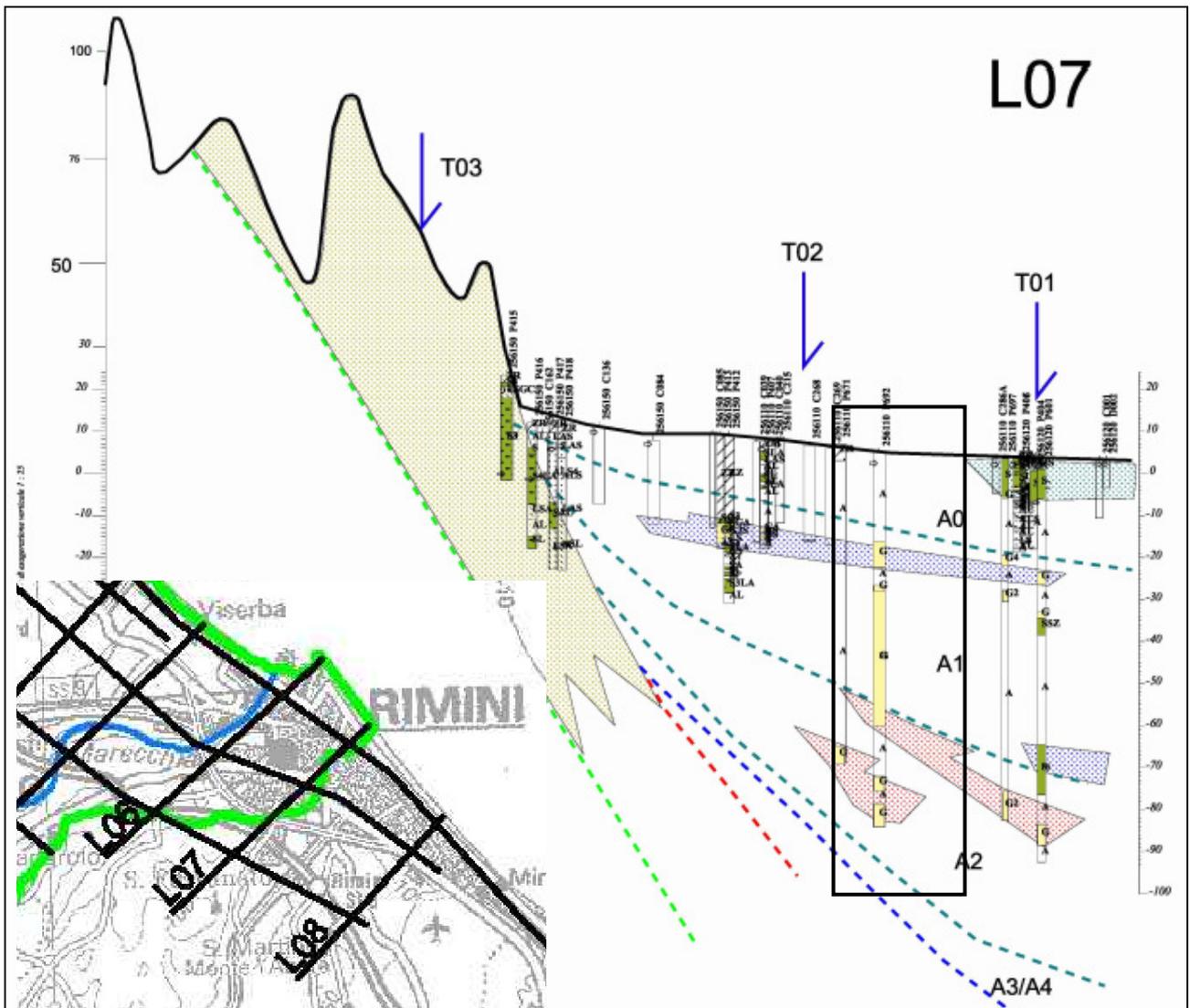
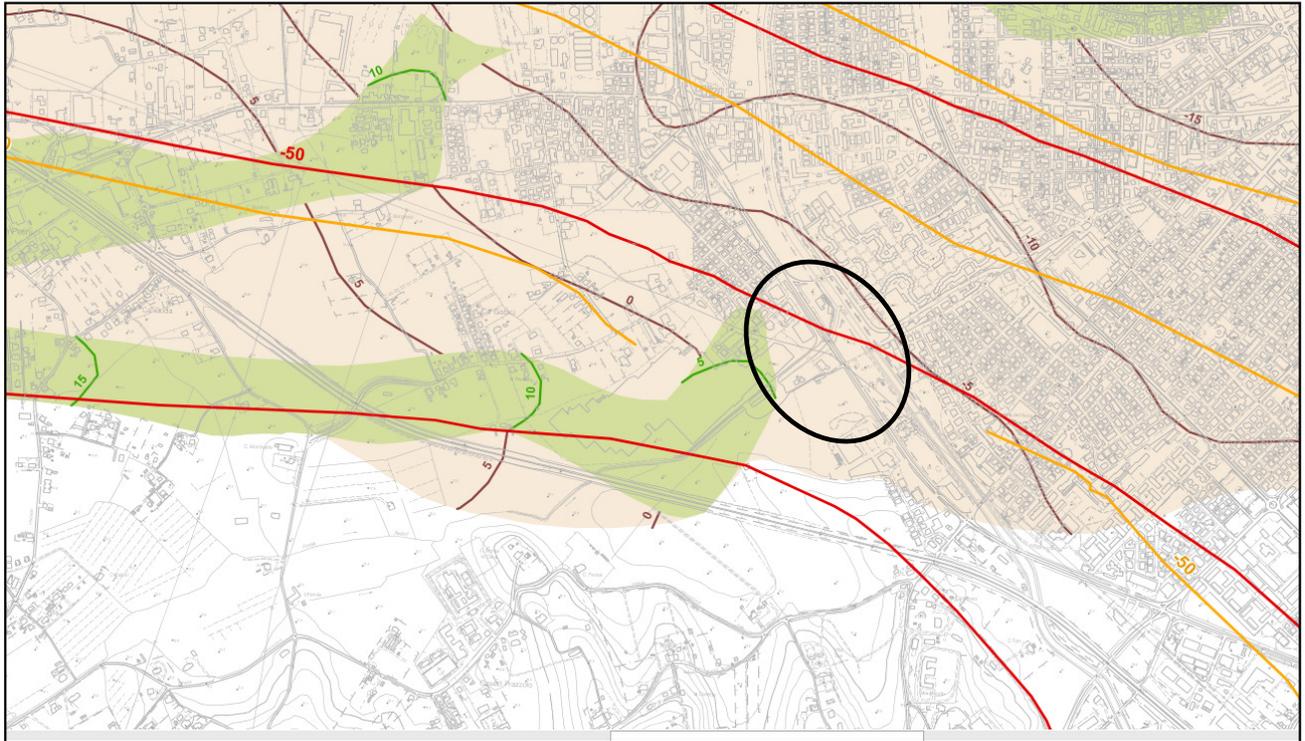


Figura 7 Carta dello Spessore delle Coperture del PSC

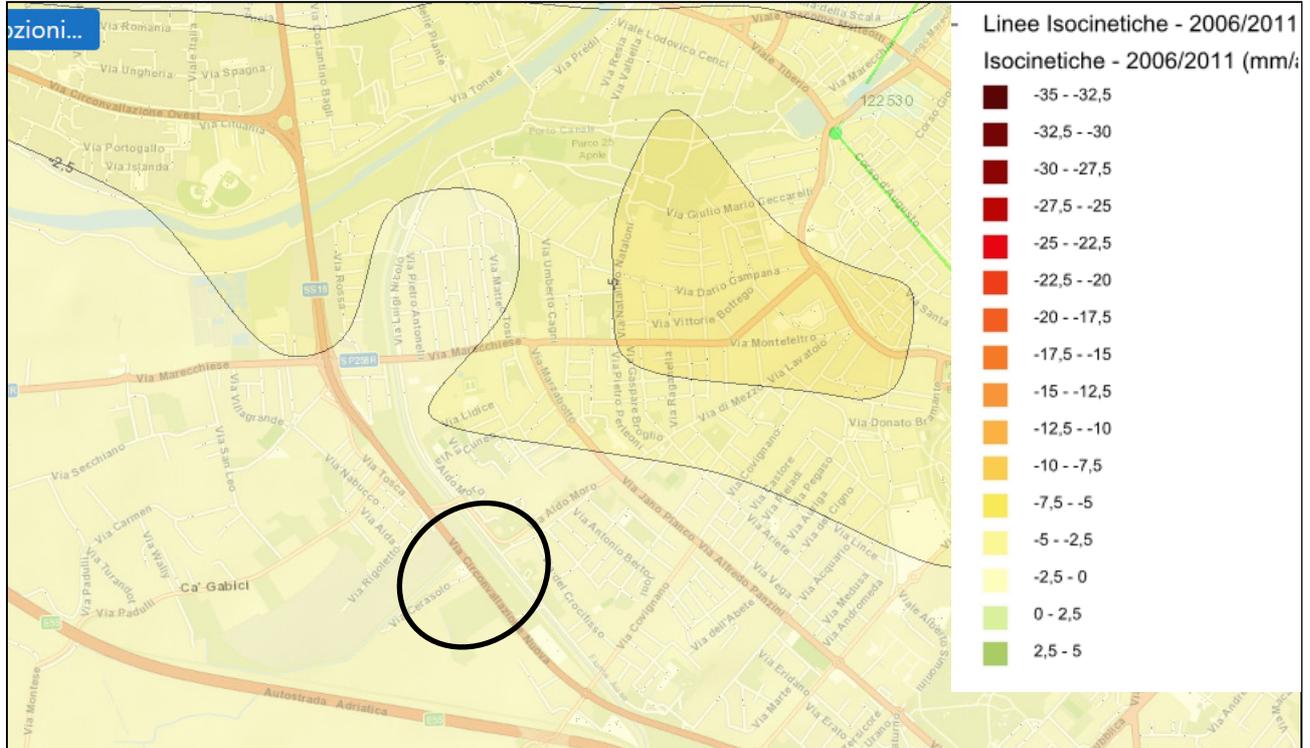


- Aree di amalgamazione delle ghiaie
- Deposito ghiaioso al tetto del Subsistema di Villa Verucchio - AES7
- Isobata del tetto delle ghiaie del Subsistema di Villa Verucchio - AES7 (mt. s.l.m.)
- Deposito ghiaioso al tetto del Subsistema di Ravenna - AES8
- Isobata del tetto delle ghiaie del Subsistema di Ravenna - AES8 (mt. s.l.m.)
- Isobata della base del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore AES (mt. s.l.m.)
- Isobata della base del Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore AEI (mt. s.l.m.)

Subsidenza

Un aspetto del territorio che merita una menzione è la subsidenza che interessa il territorio romagnolo. La subsidenza, che in realtà ha cause sia naturali sia artificiali (emunzione di fluidi dal sottosuolo), raggiunge l'entità di qualche millimetro all'anno. Dal sito cartografico dell'ARPA (<https://arpae.it/cartografia/>) è possibile verificare l'entità della subsidenza che per la zona in esame è stata stimata, nel periodo 2011-2016, fra 0.0÷2.5 mm/anno (fig.8).

Figura 8 Carta della Subsidenza (ARPAE)



Geomorfologia

La morfologia è pianeggiante e determinata in larga misura dall'intensa urbanizzazione. L'area è attraversata dal corso della Fossa Padulli che si immette nell'alveo artificiale dell'Ausa. La rete idrografica con alvei piuttosto "incassati" entro il piano di campagna è rimodellata artificialmente.

2.2 Idrogeologia

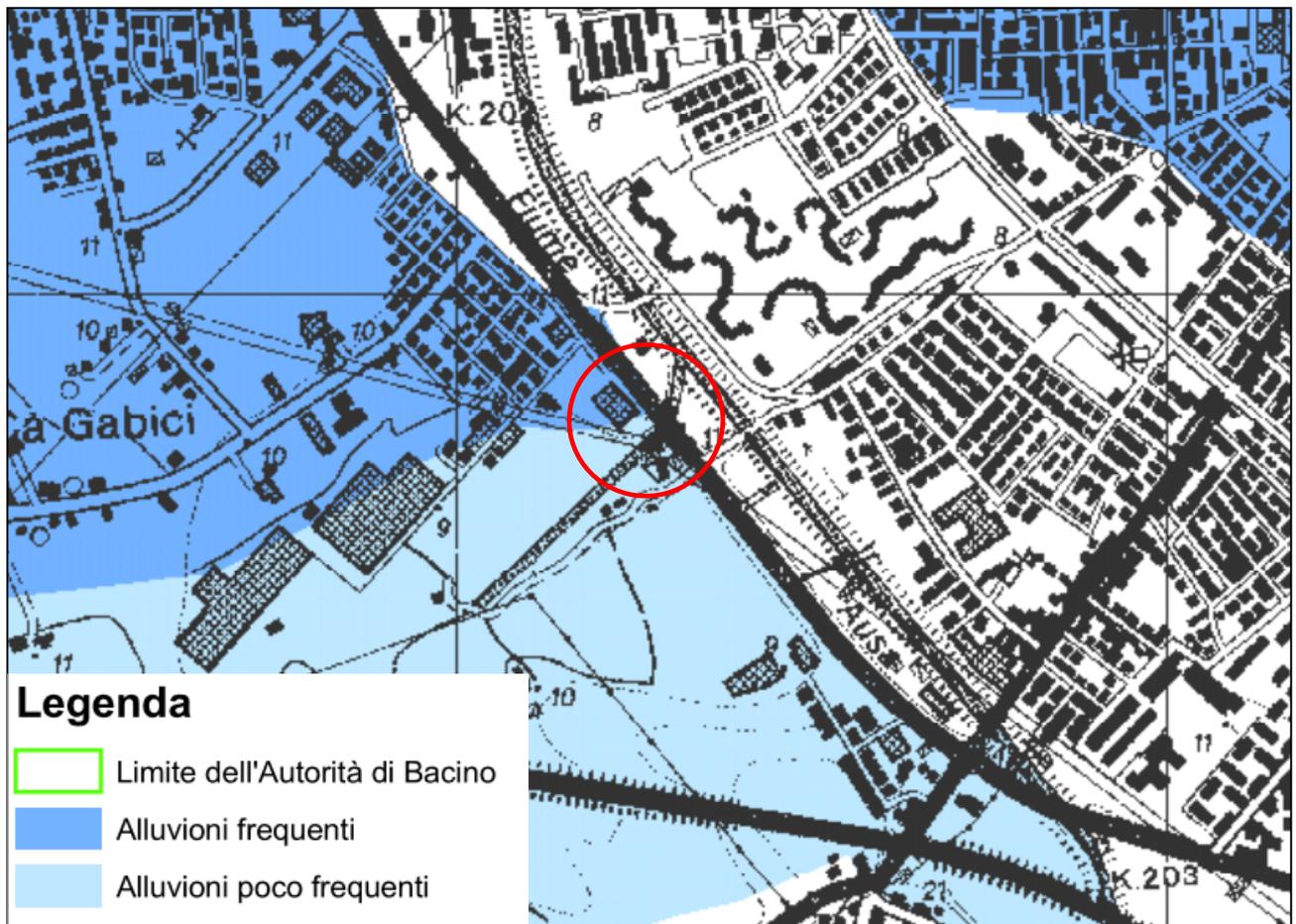
Il reticolo idrografico naturale è essenzialmente costituito dalla Fossa Padulli che come accennato si immette nel corso artificiale dell'Ausa.

La circolazione idrica sotterranea è concentrata negli orizzonti ghiaiosi profondi che sono presenti da circa 15-20 metri dal pc; tali "corpi grossolani" definiscono complessi acquiferi che, essendo compresi fra sedimenti fini a matrice argillosa, assumono caratteristiche di artesianità o pseudo-artesianità.

Superficialmente è presente una falda freatica rinvenibile facilmente nei primi metri a di sotto del pc.

Il Progetto di Variante 2016 del Piano Stralcio di bacino per L'assetto Idrogeologico (P.A.I.) nelle *Mappa della pericolosità per il reticolo secondario* e (Tav.5-1 in stralcio in figura 9) annovera l'area in studio in parte fra quelle con alluvioni poco frequenti (Tr=100 anni) in parte in quelle con alluvioni frequenti (Tr=10 anni)

Figura 9 PAI Var.2016 tav. 5.1 Mappa della pericolosità per il reticolo secondario.



Vulnerabilità idrogeologiche

Dalla tavola D “Rischi ambientali” del PTCP della Provincia di Rimini risulta che sulla zona in esame grava l’art.3.5 del PTCP stesso: Aree di ricarica indiretta della falda ARI.

Articolo 3.5 Aree di ricarica indiretta della falda - ARI e bacini imbriferi – BI

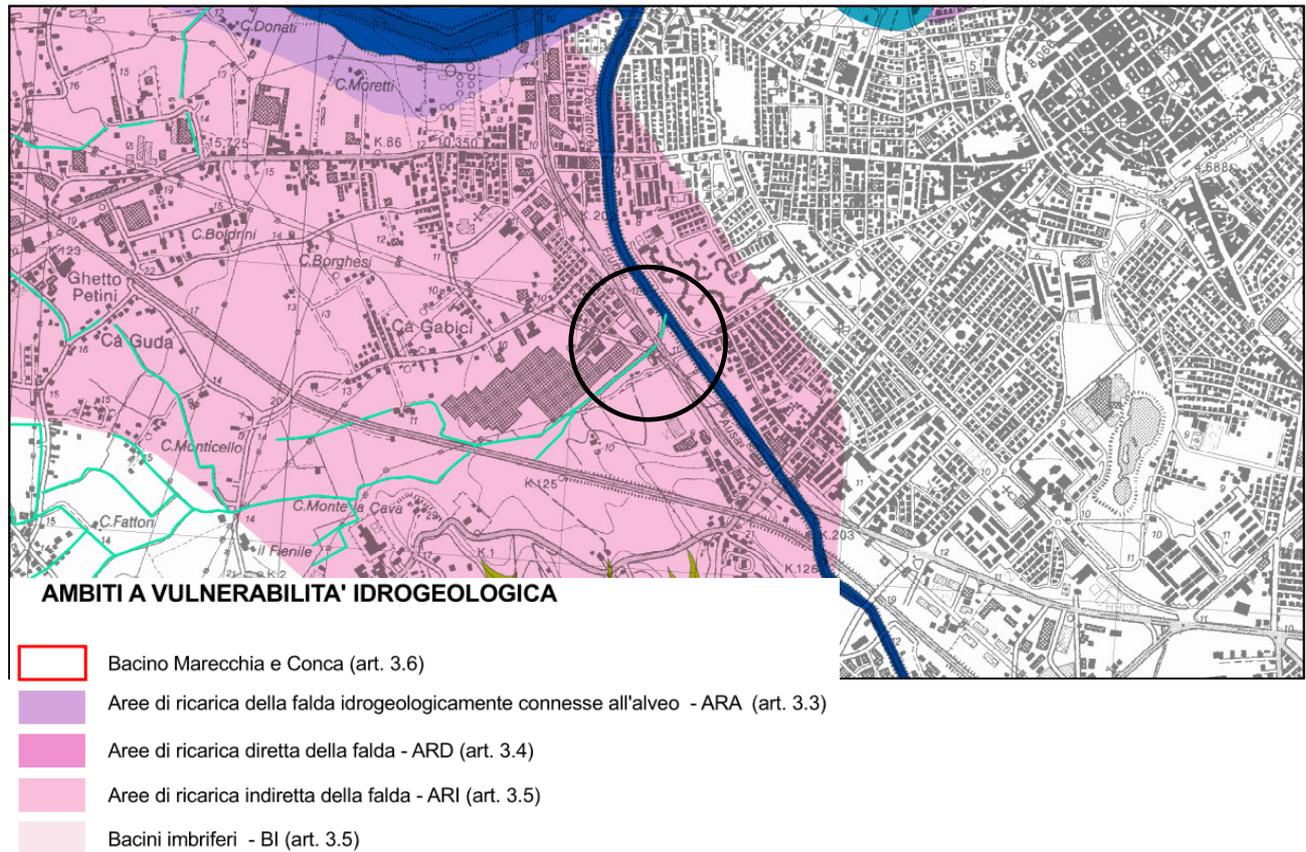
1.(D) Al fine di salvaguardare la ricarica della falda e la relativa qualità delle acque, ferme restando le disposizioni di cui al precedente art. 3.2, all’interno delle aree di ricarica indiretta della falda e dei bacini imbriferi valgono le seguenti disposizioni:

a) sono ammessi interventi di nuova urbanizzazione di norma in continuità al territorio urbanizzato esistente nel rispetto delle disposizioni relative al sistema insediativo e ambientale del presente Piano;

b) al fine di limitare il rischio idraulico derivante dallo smaltimento delle acque meteoriche operano le prescrizioni di cui al precedente articolo 2.5. Inoltre nelle Aree di ricarica indiretta (ARI) i Comuni, nella predisposizione degli strumenti urbanistici generali, a compensazione di eventuali nuove impermeabilizzazioni individuano le aree da destinare a ripascimento della falda per un’estensione di norma non inferiore a quella di nuova impermeabilizzazione, fermo restando l’obbligo di gestione delle acque di prima pioggia ai sensi dell’art. 10.2 delle presenti norme; urbanistici generali, a compensazione di eventuali nuove per un’estensione di norma non inferiore a quella di nuova

c) nelle aree urbanizzate e nelle aree destinate alla urbanizzazione dagli strumenti urbanistici vigenti o che saranno destinate all’urbanizzazione, nonché nelle aree rurali con particolare riferimento ai nuclei sparsi valgono le disposizioni di cui al comma 6 del precedente articolo 3.3.

Figura 10 PTCP Tavola D, Rischi Ambientali



2.3 Modello geologico

Le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono il “modello geologico” come l’insieme dei caratteri litologici, stratigrafici strutturali, idrogeologici, geomorfologici; la comprensione di questi elementi consente di valutare le criticità e la “pericolosità geologica del territorio”.

Nel caso in esame gli elementi fondamentali che possono sintetizzare, la situazione geologica-geomorfologica sono:

- 1) morfologia pianeggiante con elevazione sul livello del mare di circa 10÷12 metri.
- 2) la presenza di sedimenti di origine alluvionale con spessori dell’ordine delle centinaia di metri e di un substrato arenaceo di origine marina. Le alluvioni sono costituite da materiali a prevalente matrice argillosa ma sono presenti strati ghiaiosi di spessore significativo.
- 3) la presenza molto superficiale di acqua nel suolo (dell’ordine di pochi metri dal pc) e di falde artesiane più profonde
- 4) rischio di allagamenti alluvionali

Un aspetto fondamentale relativo alla “*pericolosità geologica del territorio*” è la sismicità a cui è dedicato, nel prosieguo, un capitolo. Oltre alla intensità e ricorrenza degli eventi, il rischio sismico, deve essere correlato localmente a fenomeni di amplificazione locale. In assenza elementi topografici di rilievo (morfologia pianeggiante), l’eventuale amplificazione è legata agli effetti stratigrafici.

3- INDAGINI GEOGNOSTICHE

L’indagine geognostica, affidata ad INTERGEO srl, consta di:

- prova penetrometrica meccanica Begemann (CPTm)
- prova penetrometrica punta elettrica e “cono sismico” (CPTU-S)
- un sondaggio a carotaggio continuo con campionamenti e prove SPT in foro
- analisi di laboratorio
- una campagna di rilievi sismici passivi a stazione singola HVSR
- array sismici ESAC e MASW

Lo studio si avvale anche delle indagini del database geognostico regionale, del PSC comunale, dell'archivio personale e della già citata indagine geologica di Bastianelli e Carlini, nella quale sono riportati prove penetrometriche, sondaggio, prove di laboratorio e rilievi HVSR e l'analisi di risposta sismica locale.

Figura 11 Planimetria con ubicazione delle indagini

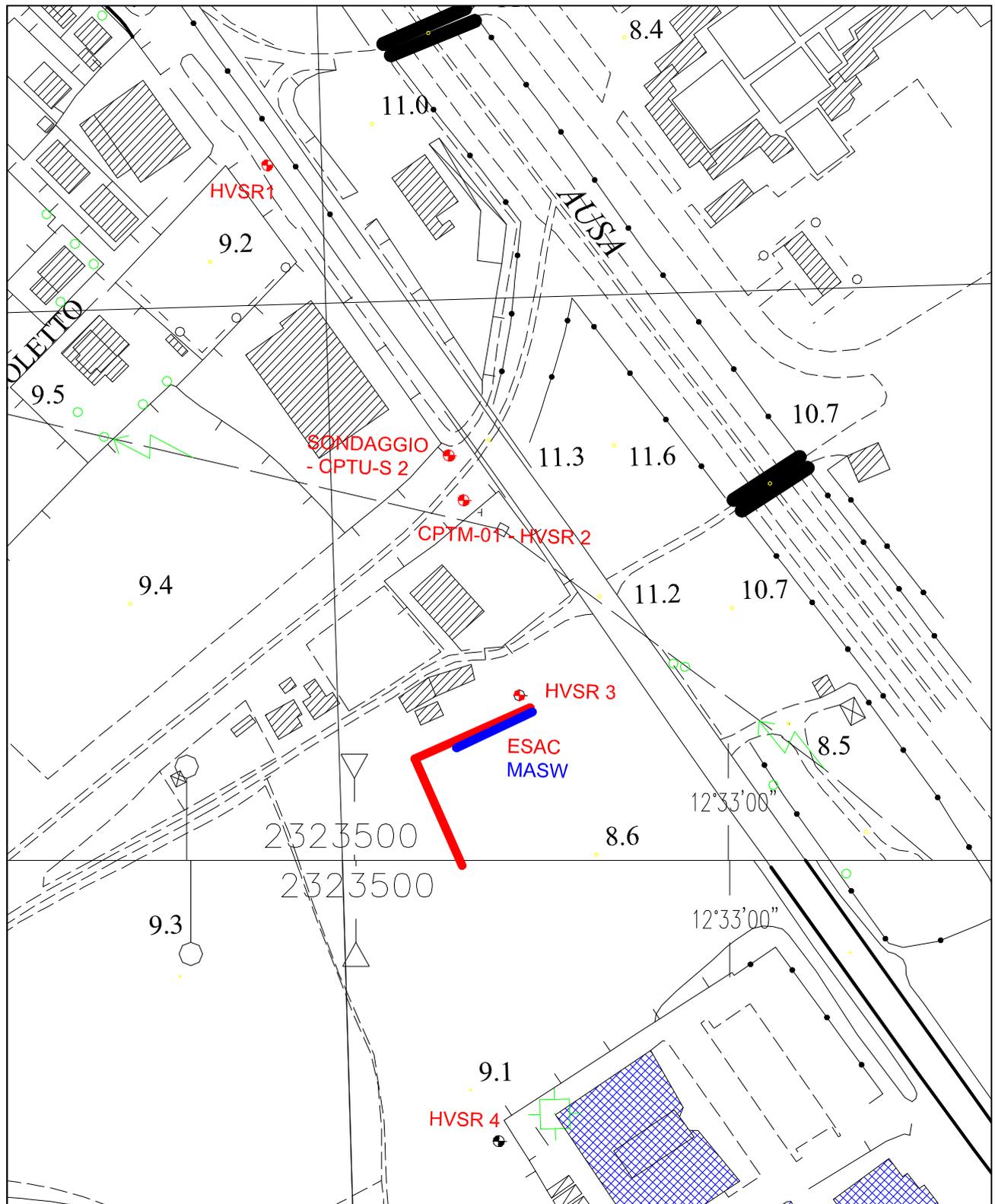


Figura 12 Penetrometro Pagani TG63/200 nel corso delle prove. Sondaggio S1

CPTm 01



CPTU-S 02



S1 Sondaggio a carotaggio continuo



3.1 Sondaggi a carotaggio continuo

Il sondaggio a carotaggio continuo (sistema a rotazione ad aste) è stato eseguito con carotiere semplice con diametro esterno 101 mm utilizzando il rivestimento (127 mm) e utilizzando come fluido di circolazione l'acqua. La profondità di indagine è di 30 dal pc.

Sulle carote, collocate in apposite cassette catalogatrici, oltre alla descrizione litologia, sono state eseguite prove con Pocket penetrometer e tore-vane, per la determinazione della consistenza.

Sono stati prelevati tre campioni indisturbati Shelby (S1C1, S1C2 ed S1c3) e, prelevando porzioni di carota nella cassetta catalogatrice, due campioni rimaneggiati (S1CA ed S1CB).

Sui depositi ghiaiosi sono state eseguite due prove SPT in foro. Le SPT sono prove penetrometriche che, eseguite nel foro di sondaggio, utilizzando una attrezzatura standard composta da un maglio di massa di 63 kg che è lasciato cadere da 76 centimetri. Si impiega generalmente una punta cava detto Campionatore Raymond, che consente il prelievo di un campione rimaneggiato. In alternativa, nel caso di presenza di ghiaie addensate e/o grossolane, si utilizza la versione a "punta chiusa" che mantiene comunque il medesimo diametro esterno (50.8 mm) del campionatore Raymond. La prova SPT viene eseguita facendo avanzare la punta di tre tratti successivi di 15 centimetri cadauno (totale 45 cm). Escluso il conteggio dei colpi necessari all'avanzamento dei primi 15 centimetri N1 (che risentono del rimaneggiamento e della superficie libera al fondo del sondaggio) il valore di significativo è la somma dei colpi necessari all'avanzamento dei successivi 30 centimetri (N2+N3). Diversi autori suggeriscono formulazioni empiriche che legano N_{spt} alla densità relativa dei terreni sabbiosi o ghiaiosi all'addensamento e quindi all'angolo di attrito.

In allegato 2 sono riportate le stratigrafie dei sondaggi e le foto delle cassette catalogatrici contenenti le carote.

3.2 Indagini penetrometriche

Le penetrometrie statiche offrono informazioni di buona qualità sulla consistenza e sulla litologia dei terreni; esiste inoltre una consolidata tradizione d'uso ed una estesa bibliografia relativa all'elaborazione dei dati.

L'esecuzione delle prove rispetta le modalità indicate dalle raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana del 1977.

Le penetrometrie statiche (CPT) consistono nella misura della resistenza alla penetrazione della

punta conica e del manicotto di cui è corredato il puntale. Tali misure permettono una buona distinzione della stratigrafia grazie ai metodi, ad esempio di Schmertmann o Robertson; questi consentono, con l'ausilio di appositi grafici o algoritmi, di distinguere le litologie dal rapporto fra resistenza alla penetrazione e attrito sul manicotto di frizione (vedi Fig. 13). Determinata la litologia è possibile risalire, grazie ad indicazioni di numerosi autori, ai parametri geotecnici dei terreni. Sul rapporto di prova vengono riportati i valori ed i grafici di Resistenza di Punta (R_p), Resistenza del manicotto (R_l), il rapporto delle due grandezze (FR), la litologia orientativa, alcuni parametri geotecnici (Φ , D_r , C_u) e dove significativo, è riportato il coefficiente di sicurezza alla liquefazione. Il metodo di Robertson consente in oltre una stima della percentuale di fini presenti nel sedimento (passante al setaccio con apertura 0.0075 mm).

Il ricorso alla punta elettrica (CPTU) consente misure più dettagliate e di maggiore precisione nel rilievo della resistenza di punta e dell'attrito sul manicotto di frizione. Nelle CPT "elettriche" oltre alla misura, per mezzo di celle di carico elettroniche, della resistenza alla penetrazione della punta conica e del manicotto, le acquisizioni riguardano anche velocità di avanzamento, inclinazione della punta e la pressione interstiziale nel sedimento.

Le misure vengono acquisite e memorizzate ad ogni centimetro di avanzamento della punta penetrometrica; per le elaborazioni e nei report della prova (in allegato), si è utilizzata, per comodità, la media con passo di 5 cm.

3.3 Correlazioni parametri geotecnici da penetrometrie statiche

I dati ottenuti con le penetrometrie sono utilizzabili per la determinazione delle litologie e l'attribuzione dei principali parametri geotecnici; tali correlazioni sono di larga diffusione e proposte da numerosi Autori (Begemann, Michtell & Gardner, Sanglerat, Schmertmann, Robertson...).

Per questo studio si fa riferimento alle correlazioni proposte rispettivamente da Schmertmann, relativamente alla litologia, e da Begeman, per il valore della coesione non drenata, necessaria per classificare sommariamente i terreni anche sulla base della consistenza.

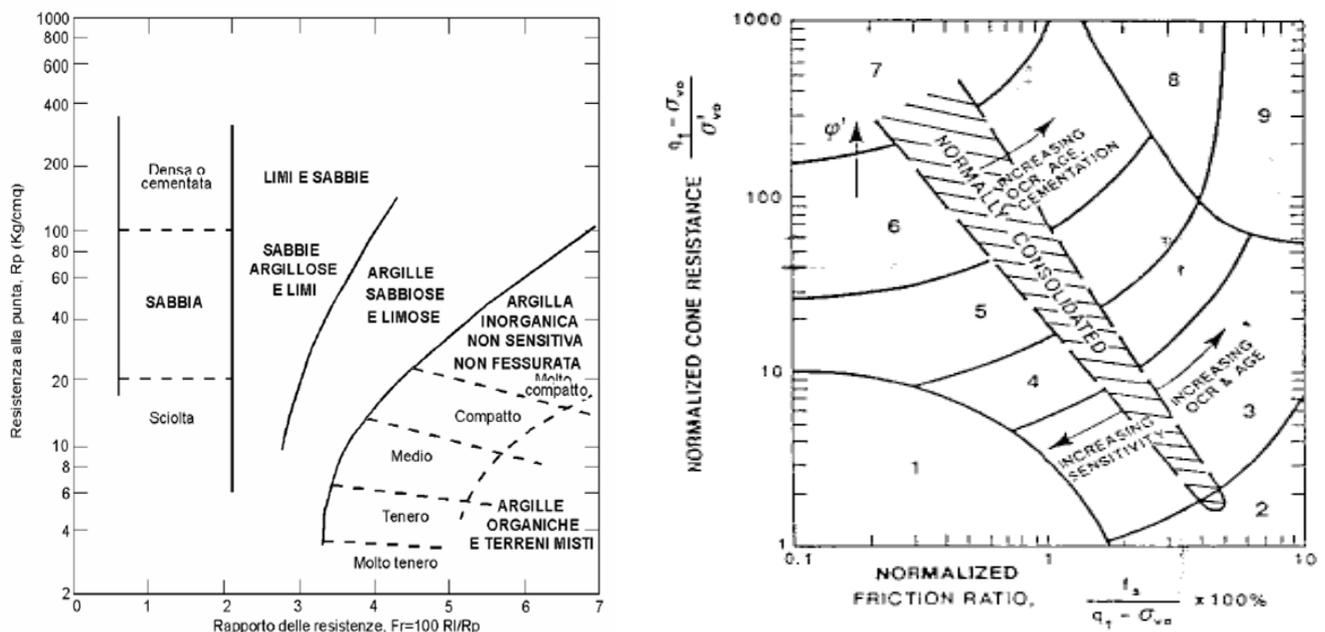
Schmertmann e Robertson

Il grafico Schmertmann (fig.13) ha sugli assi la Resistenza Punta R_p e Rapporto di Frizione Fr (percentuale della Resistenza di attrito su Resistenza di punta); analogamente quello di Robertson (calibrato su prove con punta elettrica (CPTU)) riporta la resistenza alla punta normalizzata Q e il rapporto fra le resistenze normalizzate F , che vengono calcolati con le seguenti equazioni:

$$Q = (R_p - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$$

$$F = 100 (R_l / (R_p - \sigma_{v0}))$$

Figura 13 Grafici per l'interpretazione della litologia da prove CPT (Schmertmann e di Robertson)



Robertson introduce l'indice di comportamento I_c

$$I_c = ((3.47 - \log Q)^2 + (\log F + 1.22)^2)^{1/2}$$

L'indice di comportamento consente di identificare il tipo di terreno adottando la tabella seguente

I_c	Area grafico Robertson	Litologia
< 1.31	7	Sabbie ghiaiose e sabbie addensate
$1.31 \div 2.05$	6	Sabbie da pulite a limose
$2.05 \div 2.60$	5	Sabbie limose e/o limi sabbiosi
$2.60 \div 2.95$	4	Limi argillosi e/o argille limose
$2.95 \div 3.60$	3	Argille
> 3.60	2	Suoli Organici

L'indice I_c può essere anche relazionato alla percentuale di fini del sedimento (F_c) con la relazione:

$$F_c (\%) = 1.75 I_c^{3.25} - 3.7$$

Begemann

L'autore estrapola le litologie dal rapporto R_p/R_I secondo la seguente tabella:

Rapporto R_p/R_I	Litologia
$R_p/R_I < 15$	Argilla organica e torba
$15 < R_p/R_I < 30$	Limo e/o argilla inorganica
$30 < R_p/R_I < 60$	Limo sabbioso e sabbia limosa
$R_p/R_I > 60$	Sabbie o sabbia più ghiaia

Correlazioni relative ai terreni coesivi

Sono di largo impiego, fra le altre, correlazioni fra Resistenza alla punta R_p , Resistenza d'attrito R_I e la coesione non drenata C_u , il modulo edometrico E_d , il rapporto di sovraconsolidazione OCR.

Coesione non drenata (C_u)

Begemann:
$$C_u = (R_p - \sigma_v) / N_c$$

dove σ_v è la pressione litostatica alla profondità di misura della R_p ed $N_c = 13,4$; più cautelativamente o in ragione delle litologie, può essere adottato N_c compreso fra 15 e 25.

3.4 Indagini Geofisiche

L'indagine geofisica consta delle seguenti indagini:

DownHole con cono sismico per la misura diretta della velocità di propagazione nel suolo delle onde elastiche di compressione e di taglio (V_p e V_s). Consiste nel generare in superficie onde elastiche e nel misurare il tempo di arrivo di tali onde, a geofoni ricevitori che vengono spostati verticalmente a profondità progressive (normalmente con passo di un metro). Nota la geometria del sistema si ricavano le velocità più alcuni fondamentali parametri dinamici del terreno (moduli elastici dinamici -modulo di elasticità E_{din} -, modulo di taglio (G_{din}) e modulo di compressibilità (K_{din}) e coefficiente di Poisson).

Esac Si tratta di una tecnica basata sulla ricezione di onde di superficie (onde di Rayleigh), generate appositamente, con geofoni disposti in superficie secondo una geometria bidirezionale. La tecnica ESAC deriva da quella più comunemente usata MASW, che ha un allineamento rettilineo di geofoni; rispetto a quest'ultima però, offre profondità di indagine superiori. Nel caso in oggetto le due tecniche sono state impiegate per un'analisi congiunta. La tecnica ESAC necessita possibilmente di allineamenti di lunghezza di 50 metri; per questa ragione è stata eseguita sul lotto libero a sud ovest dal sito di interesse (vedi fig.11).

HVSR La tecnica HVSR è detta a sismica passiva in quanto non è necessario generare onde elastiche nel suolo; lo strumento rileva infatti i microtremori del terreno, ossia il così detto “rumore di fondo” che è presente in qualunque momento ed in ogni luogo della superficie terrestre. E stata personalmente condotta una campagna di rilievi geofisici passivi a stazione singola (HVSR) non solo nel sito di interesse ma lungo la direttrice della Strada Statale 16 (vedi fig.11) per evidenziare eventuali differenze nei fenomeni di amplificazione da correlarsi alle variazioni della stratigrafia profonda e quindi alle variazioni di profondità del substrato marino.

Gli elaborati relativi alle indagini geofisiche sono riportati negli allegati 3, 4 e 5

3.5 Rilievo del livello di falda

La stima dei livelli di falda avviene in prima approssimazione con il rilievo nei fori di sondaggio, quindi con successive misurazioni nei piezometri, in eventuali pozzi e/o da ricerche dati bibliografici. Sono stati installati piezometri a tubo aperto nelle perforazioni della penetrometrie ed eseguiti rilievi al termine dell'indagine e nelle date successive.

In zona Padulli nel corso di precedenti indagini si è rinvenuta la falda in prossimità del piano campagna.

<i>Piezometro</i>	<i>Quota bocca foro</i>	<i>Data</i>	<i>Livello falda (dal PC)</i>
<i>CPTm 01</i>	<i>10,56</i>	<i>03/09/2018</i>	<i>5.4</i>
		<i>14/12/2018</i>	<i>4.7</i>
<i>CPTU-S 02</i>	<i>7.85</i>	<i>04/10/2018</i>	<i>2.7</i>
		<i>14/12/2018</i>	<i>1.4</i>

3.6 Analisi di Laboratorio

Il piano di indagine prevedeva le seguenti analisi di laboratorio, che sono state eseguite presso il laboratorio GEODE (Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Art. 59 DPR 380/2001 D.n.000128 del 10/01/2014):

- Descrizione macroscopica e determinazioni col penetrometro tascabile e scissometro
- Determinazione del peso di volume e della umidità naturale
- Analisi granulometriche,
- Determinazione dei Limiti di Consistenza (o di Atterberg),
- Prove di taglio diretto in Scatola di Casagrande (modalità consolidate e drenate (TG-CD e Consolidate non Drenate TG-CU).

Le prove di laboratorio consentono quindi di ricavare le caratteristiche volumetriche e l'umidità dei campioni, la distribuzione percentuale della dimensione dei clasti che compongono il sedimento (granulometria), il tenore di umidità che provoca il passaggio fra gli stati fisici convenzionali liquido e plastico (Limiti di Atterberg), i parametri di resistenza al taglio, coesione drenata C' e angolo di attrito ϕ' , coesione non drenata C_u e angolo di attrito non drenato ϕ_u ,

La sintesi delle analisi di laboratorio, riportate in allegato 6, è riassunta nella seguente tabella (Tabella 1).

Tabella di riepilogo prove di laboratorio

		Sondaggio 1 Campione 1	Sondaggio 1 (*) Campione 2	Sondaggio 1 Campione 3
Profondità (m)	m	3.5-4.0	8.5-9.1	15.0-15.5
Descrizione	-	Limo con Argilla Sabbioso	Sabbia con Limo deb. Argillosa	Limo Argilloso Deb.Sabbioso
Classificazione		CL	ML	CL
Peso di Volume	g/cmc	1.99	1.96	1.99
Umidità	%	27.2	36.7	29.4
Granulometria	Argilla	%	27.5	23.9
	Limo	%	58.7	67.9
	Sabbia	%	13.8	8.2
	Ghiaia	%	-	-
Limite liquidità LL	%	37.5	33.7	41.3
Limite Plasticità LP	%	22	NP	23.7
Indice Plasticità IP	%	15.5	-	17.6
Indice Consistenza IC	%	0.66	-	0.68
Pocket Pen.	Kg/cm ^q	2.0-2.3	0.8-1.2	1.4-1.8
Tore Vane	Kg/cm ^q	0.9	0.3-0.5	0.6-0.8
Angolo Attrito ϕ	°	27.5	30.1	(ϕ_u) 21.9
Coesione Drenata C'	Kg/cm ^q	0.024	0.01	(Cu) 0.42

(*) NB i provini tratti dal campione S1C2 sono stati volutamente confezionati su un livello sabbioso

4 – STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E GEOFISICHE

4.1 Sondaggio stratigrafico e prove penetrometriche

La stratigrafia del sottosuolo è stata ricostruita sulla base delle considerazioni di carattere geologico e dagli esiti delle indagini in sito.

Relativamente alle profondità indagate possono essere distinti diversi orizzonti geotecnici; limi argillosi superficiali, ghiaie, limi argillosi profondi.

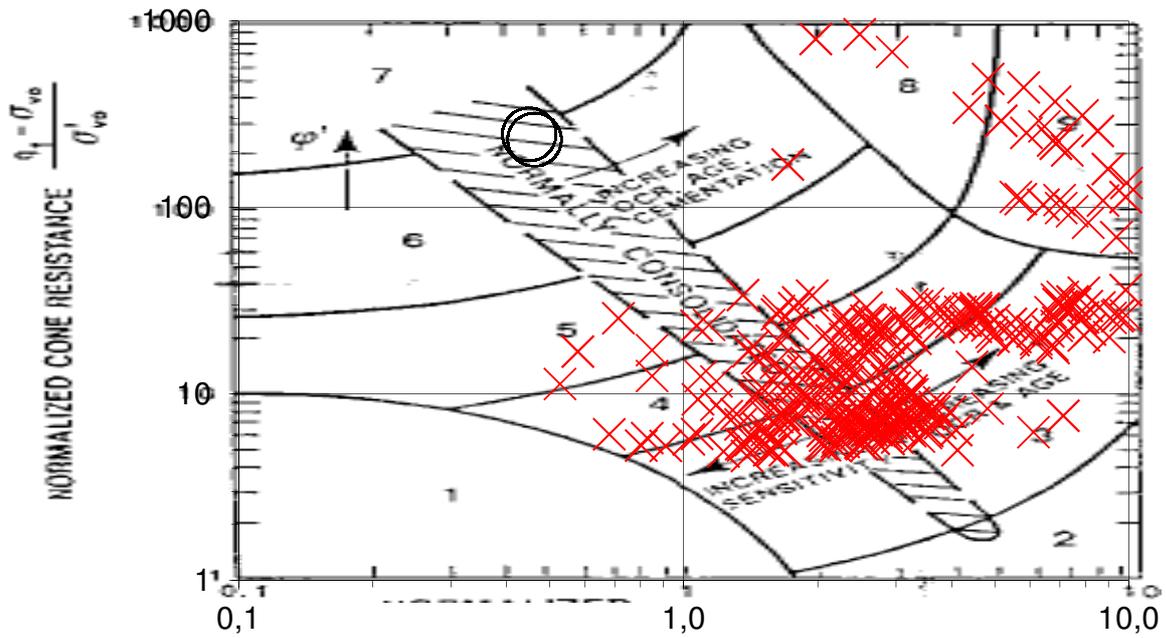
- *l'orizzonte superficiale di sedimenti fini, limo-argillosi, da molli a mediamente compatti, con sparsi livelli limo sabbiosi.*
- *Ghiaie addensate, da circa 15.5-16.0 metri rispetto al piano campagna.*
- *l'orizzonte profondo di sedimenti fini, limo-argillosi, da molli a mediamente compatti.*

Vedi Sezione stratigrafica in fig. 16.

Per profondità superiori a quelle del sondaggio stratigrafico, si hanno informazioni attraverso le sezioni geologiche della cartografia geologica regionale, e dall'interpretazione dei dati derivanti dalle indagini geofisiche eseguite. All'orizzonte limo argilloso profondo si avvicendano ghiaie alluvionali e quindi, in profondità la formazione marina delle Sabbie di Imola (IMO). In Allegato 2 la stratigrafia del sondaggio

Nelle figure 14 e 15 i grafici di Robertson e Schmetsmann con la sovrapposizione dei punti ottenuti con le prove penetrometriche, in figura 16 i valori delle resistenze di punta

Figura 14 Carta della litologia secondo Robertson



9	Sabbie addensate
8	Sabbie Addensate, sabbie argillose
7	Sabbie ghiaiose, sabbie
6	Sabbie da pulite a limose
5	Sabbie limose e/o limi sabbiosi
4	Limi argillosi e/o argille limose
3	Argille
2	Suoli Organici
1	Suoli fini sensitivi

Figura 15 Carta della litologia secondo Schmertmann

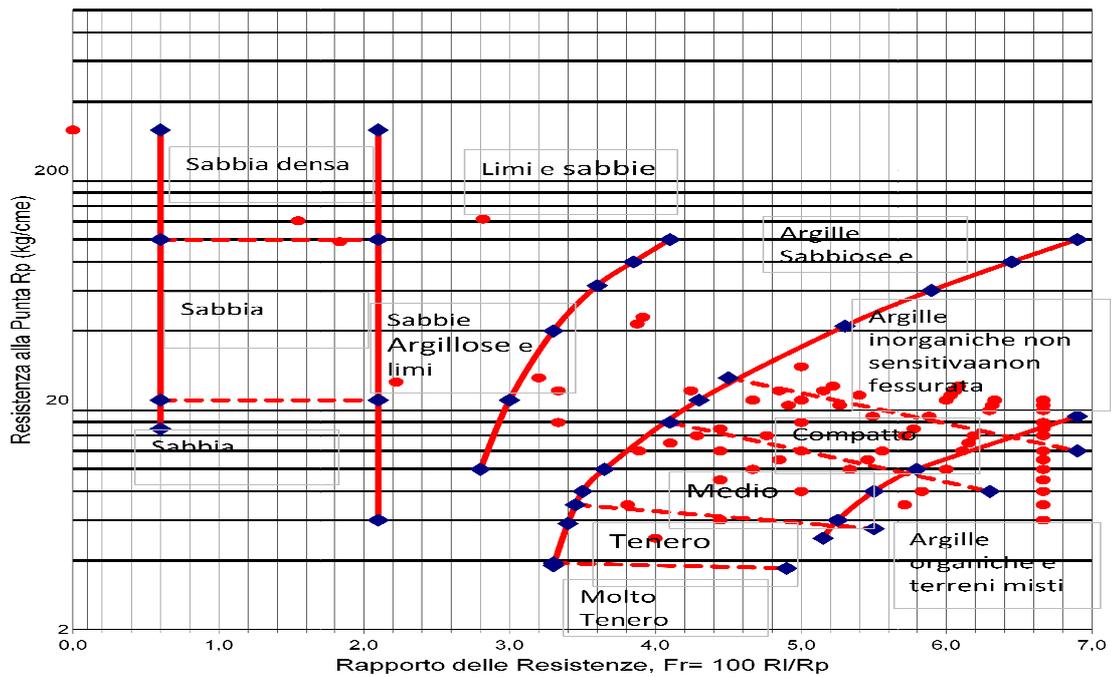
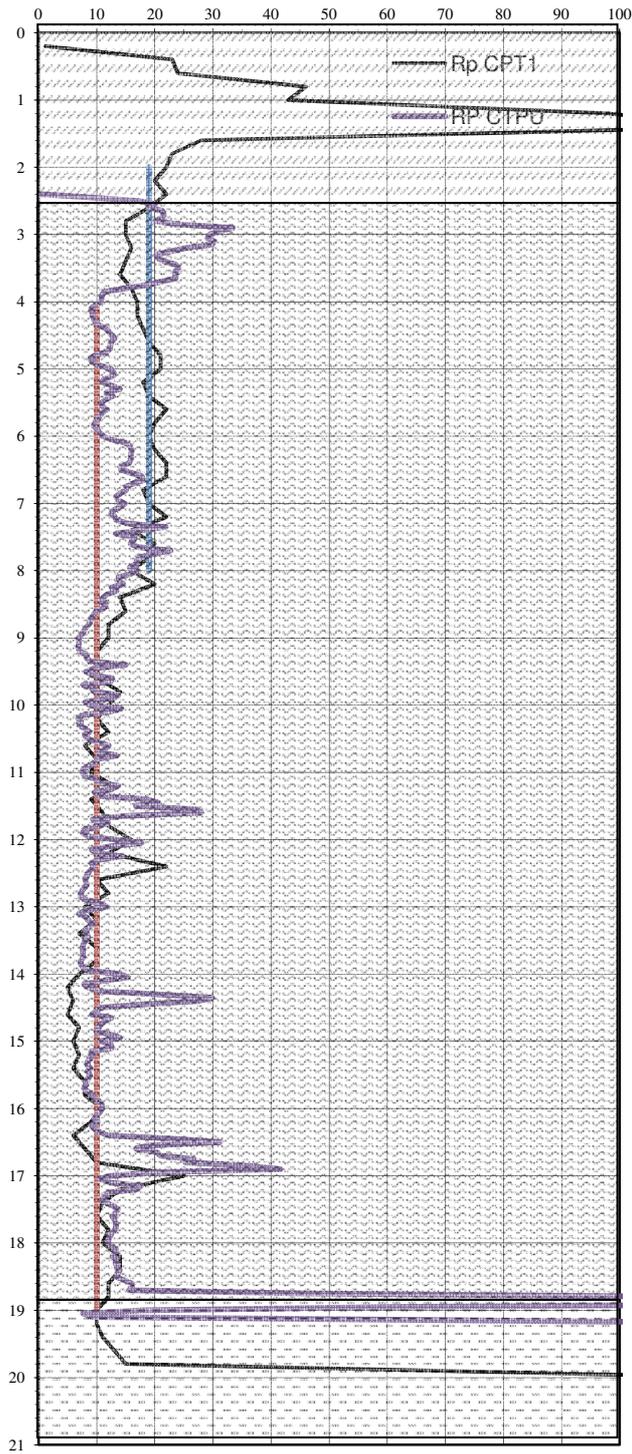


Figura 16 Profilo penetrometrico Resistenze di Punta CPTm01 e CPTU 02 (quota zero coincidente con inizio CPTm)

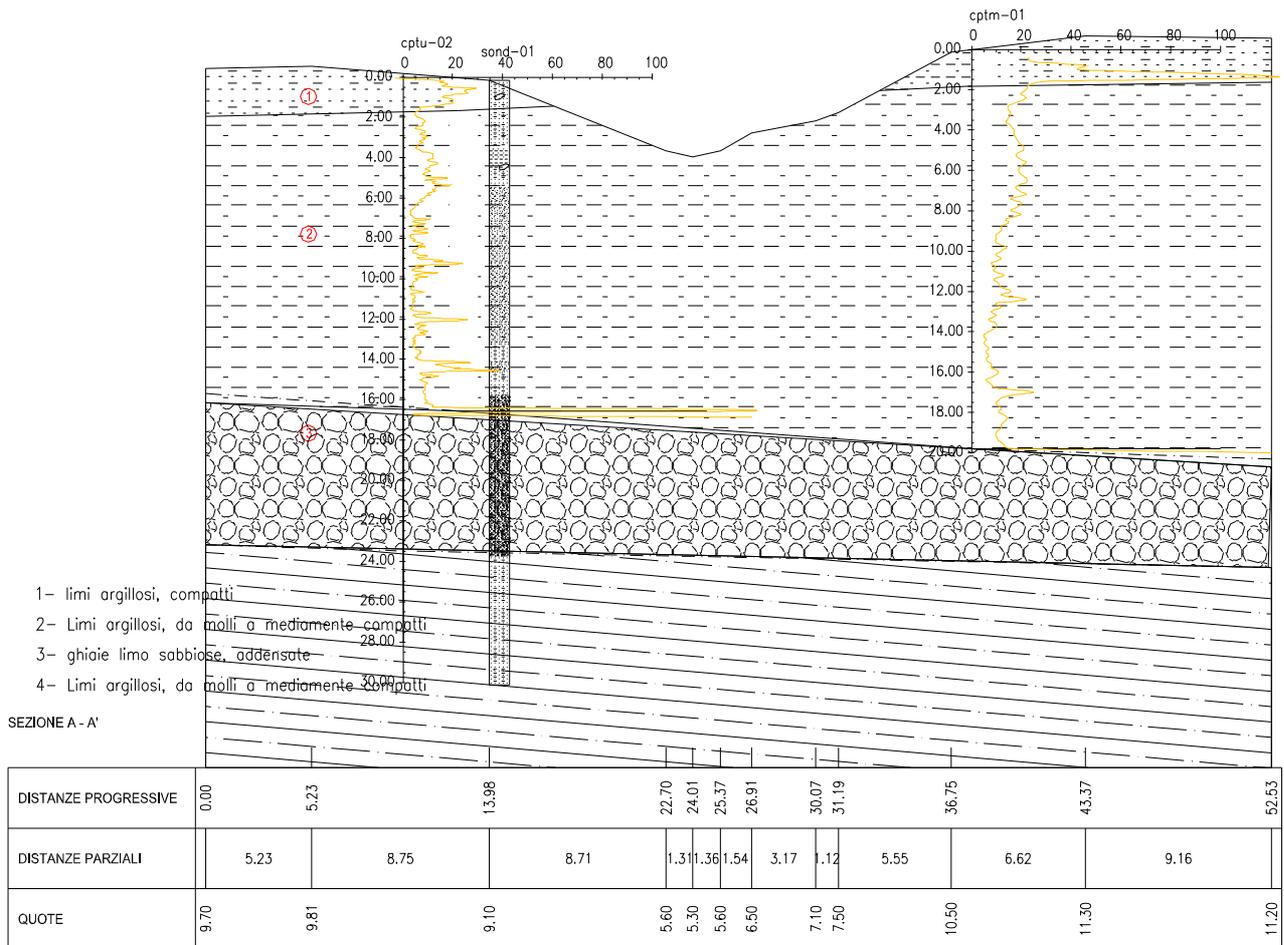


A Coltre superficiale / Riporto limi argillosi

B Limi argillosi da molli a mediamente compatte con livelli limosi e limo sabbiosi

C Ghiaie limo-sabbiose addensate

Figura 17 Sezione stratigrafica



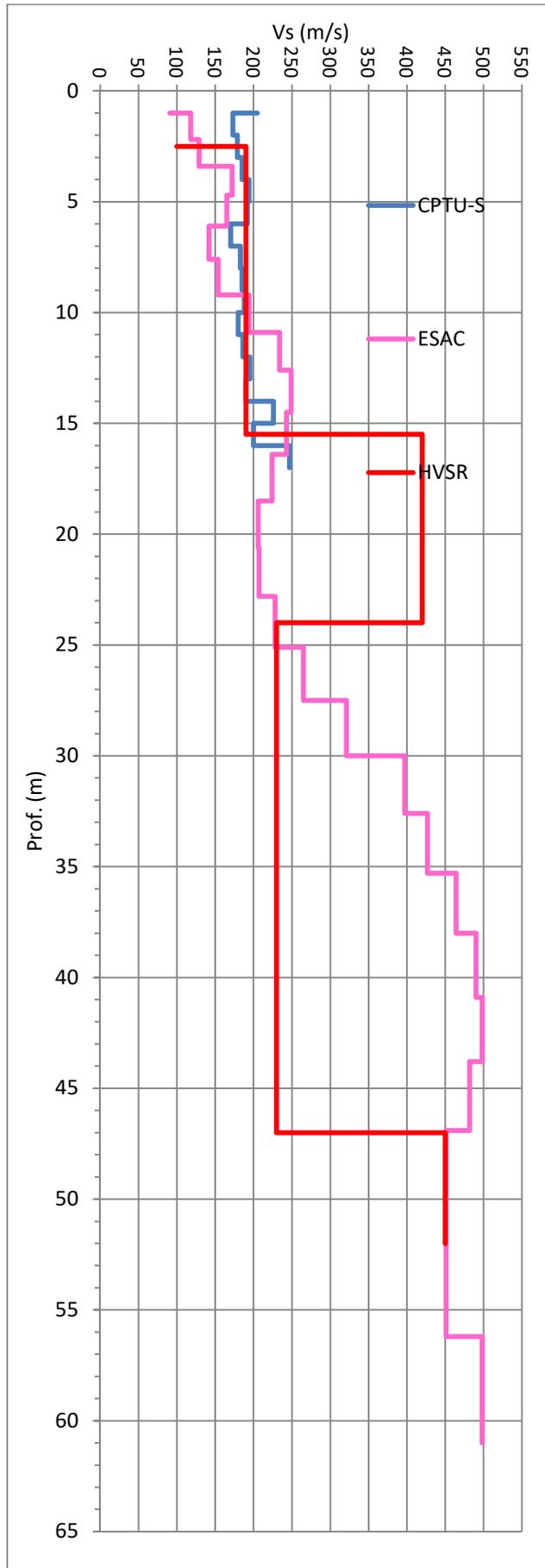
4.2 Risultati delle indagini geofisiche

Si riportano tabelle e grafici dei valori della velocità delle onde di taglio derivanti dalle prove eseguite. La prova DH è stata interrotta per limiti strumentali al tetto dell'orizzonte ghiaioso. L'ESAC è stata eseguita a circa 130 metri di distanza dal punto di interesse e, pur fornendo valori della v_s necessari a caratterizzare i vari orizzonti litologici, potrebbe risentire delle differenze nella stratigrafia rispetto al sito di indagine.

Per queste ragioni è stato elaborato, ai fini della definizione del modello geofisico del sottosuolo (profilo delle V_s), il rilievo sismico passivo (HVSr). L'elaborazione è coerente con le misure di v_s derivate dalla prova DH, con i valori delle V_s desunti dall'esac per le profondità più elevate, e con la stratigrafia geologico-geotecnica. In particolare il profilo V_s desunto con l'hvsr risulta coerente con l'inversione di velocità che presumibilmente l'orizzonte limo argilloso sottostante alle ghiaie produce.

I profili della velocità delle onde di taglio derivati da queste indagini sono sintetizzati nei grafici e nelle tabelle seguenti (Fig.18)

Figura 18 Profili di Vs desunti dalle prove geofisiche (DH, ESAC, HVSR)



Down Hole		Esac		H/V	
Prof. (m)	Vs (m/s)	Prof. (m)	Prof. (m)	Vs (m/s)	Prof. (m)
1	205	1.0	91.0	2.5	100
2	173	2.2	118.0	15.5	190
3	179	3.4	129.0	24	420
4	185	4.7	172.0	47	230
5	194	6.1	165.0	52	450
6	192	7.6	142.0		
7	170	9.2	154.0		
8	183	10.9	194.0		
9	185	12.6	234.0		
10	188	14.5	249.0		
11	180	16.4	243.0		
		18.5	224.0		
		20.6	206.0		
		22.8	207.0		
		25.1	228.0		
		27.5	265.0		
		30.0	321.0		
		32.6	397.0		
		35.3	427.0		
		38.0	464.0		
		40.9	490.0		
		43.8	498.0		
		46.9	482.0		
		56.2	451.0		
		61.0	498.0		

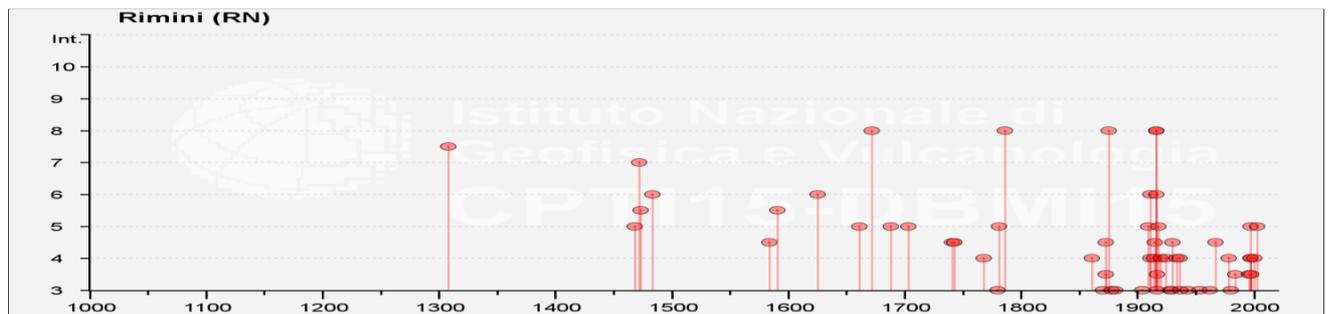
5 – RISCHIO SISMICO

5.1 Sismicità dell'area

Il territorio della provincia di Rimini ha subito importanti terremoti che, anche in base a rilievi macrosismici (non basati cioè su rilievi strumentali ma sullo studio degli effetti dei terremoti stessi), sono stati ordinati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (consultabile al sito dell'INGV). L'istogramma e la tabella che seguono sono un estratto del database dell'INGV DBM15, con i terremoti risentiti nell'area di Rimini con intensità Mercalli Cancani Sieberg all'epicentro pari almeno al 6° grado.

L'istogramma di figura 19 e la tabella che segue testimoniano una ricca storia sismica che consta di ben 78 eventi registrati in epoca storica

Figura 19 Iistogramma degli eventi sismici



Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015 - Database Macrosismico Italiano 2015
 Seismic history of Rimini PlaceID: IT_41984
 Coordinates (lat, lon) 44.059, 12.568 No. of reported earthquakes 78

Intensità al sito	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	Io Intensità Epicentrale Scala MCS	Magnitudo Momento Mw
7-8	1308 01 25 17 15	Rimini	7-8	5.33
7	1472	Rimini	7	5.1
5-6	1473 02 02	Rimini	5-6	4.4
6	1483 08 11 19 40	Romagna	8	5.69
5-6	1591 07 10	Romagna	6-7	5.13
6	1625 12 05	Rimini	6	4.63
8	1672 04 14 15 45	Riminese	8	5.59
8	1786 12 25 01	Riminese	8	5.66
8	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	8	5.74
6	1911 03 26 13 51	Riminese	5	5.04
8	1916 05 17 12 50	Riminese	8	5.82
6	1916 06 16 01 27	Riminese	6	4.82
8	1916 08 16 07 06 14.00	Riminese	8	5.82

(File downloaded from CPTI15 - DBMI15) Fonte dati DBTI15: Rovida A., Locati M., Camassi R., Lollì B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>

5.2 Magnitudo di riferimento

L'INGV ha prodotto la zonazione sismogenetica del territorio nazionale (ZS9) includendo l'area in studio nella zona sismogenetica 917; si tratta della porzione esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale, caratterizzata da terremoti con meccanismi focali di tipo thrust e strike-slip con assi SW-NE.

Relativamente a tale zona sono stati individuati due valori di Magnitudo Momento Mw:

- Mwmax= 6,1; per opere ordinarie e calibrato cautelativamente su dati geologici e sismologici
- Mwmax= 6,14; maggiormente cautelativo, (Vedi "Indicazioni e criteri per la Microzonazione Sismica" a cura del Dipartimento Nazionale Protezione Civile, 2008 (definito per la progettazione di opere di particolare importanza).

Si consiglia, in ragione dell'importanza dell'opera da realizzare di adottare il valore Mwmax=6.14

5.3– Microzonazione Sismica

I fattori geomorfologici, stratigrafici e geotecnici (*condizioni locali*) possono modificare, talora amplificandolo, il moto sismico nella propagazione dalla roccia di substrato (bedrock) alla superficie.

Lo studio delle caratteristiche geologiche, la campagna geognostica con le prospezioni geofisiche, consentono di definire le *condizioni locali*, e quindi di indagare gli *effetti di sito*; in altri termini di quantificare la modificazione delle caratteristiche del segnale sismico nella propagazione verso la superficie.

Oltre ai fenomeni di amplificazione sismica vi possono essere *effetti locali* che dipendono dalle caratteristiche geomorfologiche e stratigrafiche del sito. I terremoti infatti, possono indurre, ad esempio, frane e crolli, addensamento di terreni soffici o ancora, la liquefazione dei terreni sabbiosi.

Per la valutazione degli effetti di sito (amplificazione sismica) e degli effetti locali (liquefazione e cedimenti post-sismici) si fa riferimento al citato Atto di Indirizzo regionale, D.A.L. 112/2007, al DGR 2193 del Dicembre 2015 ed al PSC del Comune di Rimini.

Con la delibera n.2193 del 21 Dicembre 2015 la Giunta Regionale ha approvato l'aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" in vigore dal 2007.

La microzonazione sismica, per l'indirizzo regionale, prevede due fasi di analisi con diversi livelli di approfondimento, che brevemente, possono essere così descritti:

Prima fase (*individuazione delle aree potenzialmente soggette ad effetti locali*)

- **Primo livello** consiste nella localizzazione delle zone ove sono prevedibili in base agli elementi geologici e geomorfologici, geotecnici e topografici, effetti sismici di sito.

Seconda fase (*microzonazione sismica del territorio indagato*)

- **Secondo livello** nelle aree pianeggianti e sub-pianeggianti, incluse le zone di fondovalle appenniniche, con stratificazione orizzontale e sub-orizzontale, e sui versanti stabili, compresi quelli con coperture di spessore circa costante e acclività $\leq 15^\circ$; vale a dire in tutte le zone non interessate da instabilità nelle quali il modello stratigrafico può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale, si ritiene sufficiente un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento), cioè l'analisi della pericolosità locale può essere basata, oltre che sull'acquisizione di dati geologici e geomorfologici più dettagliati di quelli rilevati nel primo livello, su prove geofisiche e prove geotecniche in sito di tipo standard e l'amplificazione del moto sismico può essere stimata attraverso abachi e formule. Il numero delle verticali indagate deve essere tale da consentire un'adeguata caratterizzazione litostratigrafica e geofisica spaziale dei terreni e delle formazioni presenti nell'area di studio;
- **Terzo livello** un'analisi più approfondita (terzo livello di approfondimento) è invece richiesta per la definizione di indici di rischio nei seguenti casi (vedere Allegato A1): - - - analisi con diversi livelli di si identificano due fasi di aree soggette a liquefazione e densificazione; aree instabili e potenzialmente instabili; aree con rapida variazione della profondità del substrato rigido, come ad esempio le valli strette e profondamente incise, il cui modello stratigrafico non può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale; in questo caso sono raccomandate analisi bidimensionali.

Nell'ambito della pianificazione si può escludere il *Terzo Livello di approfondimento* qualora qual ora non sussistano particolari condizioni di rischio che sono specificate al Punto 4.2 del DAL112 ed analogamente al Punto 4.2 del DGR2193.

Punto 4.2 dell'Atto di Indirizzo 112/2007:

- a) aree soggette a liquefazione e densificazione;
- b) aree instabili e potenzialmente instabili;
- c) aree in cui le coperture hanno spessore fortemente variabile, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti;
- d) aree in cui è prevista la realizzazione di opere di rilevante interesse pubblico.

Lettera a) i terreni del sottosuolo sono sostanzialmente argillosi e quindi non soggetti a rischio liquefazione/densificazione; l'analisi numerica condotta con metodo di Robertson 2015 restituisce un valore di $IPL=1.4$ (calcolato con $a_{max}=0.37 g$).

Lettera b) l'area di interesse è pianeggiante e quindi non sussistono problemi di stabilità

Lettera c) i versanti vallivi sono distanti dall'area in esame ed il substrato della copertura alluvionale digrada dolcemente verso valle; lo spessore dei sedimenti continentali è dell'ordine delle decine di metri ed alla luce delle indagini penetrometriche ed in base agli approfondimenti geofisici, si può ipotizzare che il modello geologico sia assimilabile ad un *modello fisico monodimensionale*.

Lettera d) la rilevanza dell'opera da realizzarsi, dal punto di vista dell'interesse pubblico è valutata nelle opportune sedi di pianificazione urbanistica e progettazione: è stato quindi richiesto uno studio di Risposta Sismica Locale.

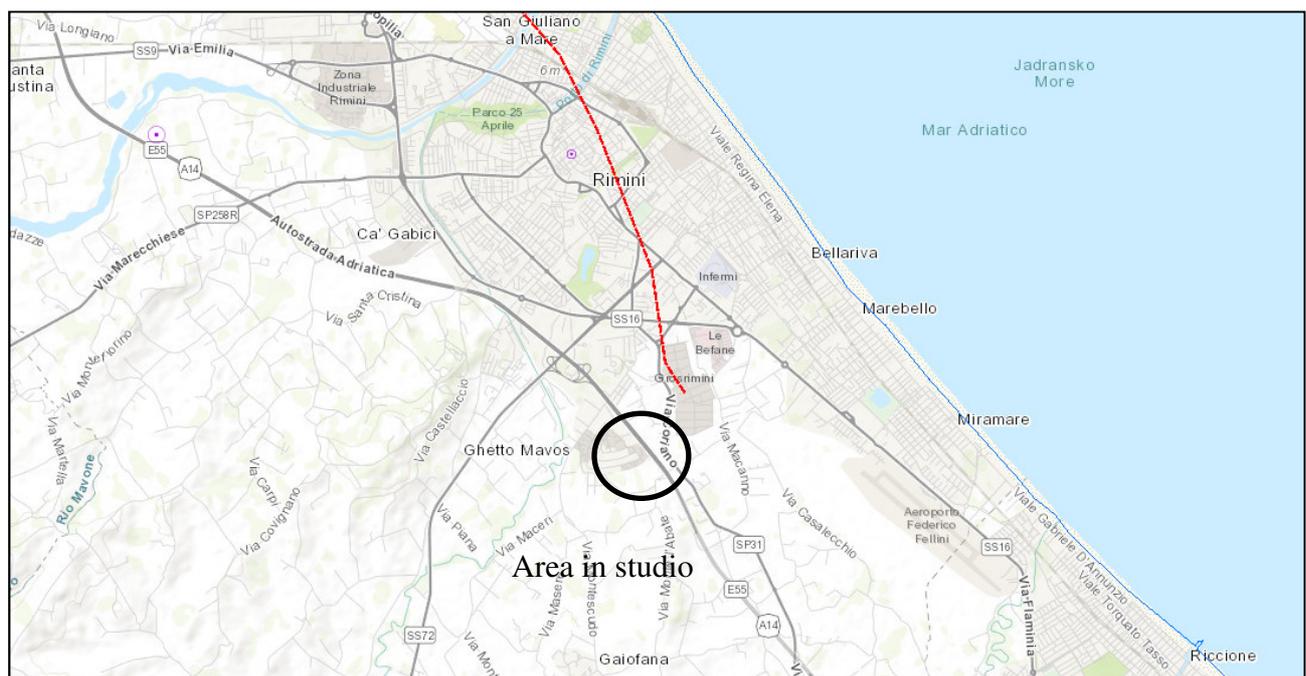
Punto 4.2 DGR2193:

- a) aree suscettibili di liquefazione o densificazione;
- b) aree di versante instabili e potenzialmente instabili;
- c) aree con rapide variazioni della profondità del substrato rigido, come ad esempio le valli strette e profondamente incise, nelle quali il modello geologico non può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale; in questo caso sono raccomandate analisi bidimensionali;
- d) aree suscettibili di effetti differenziali (zone di contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico – meccaniche molto diverse, zone di faglia attiva e capace, zone con cavità sepolte).

Per i le Lettere a),b) e c), sono valide le considerazioni già esposte relative all'Atto 112, mentre per quanto concerne la lettera d si considera quanto segue:

Lettera d) Si esclude che l'area in esame ricada fra quelle dove possono essere riscontrati effetti differenziali legati al contatto laterale fra litotipi diversi e con importanti differenze fra le caratteristiche fisico meccaniche, alla presenza di cavità sepolte o ancora con faglie attive e capaci. In merito a questo ultimo punto si è consultato l'archivio informatico disponibile alla pagina dedicata del sito dell'ISPRA (<http://sqi2.isprambiente.it/ithacaweb/viewer/>). Indicativamente, nella zona di interesse, vengono segnalati sovrascorrimenti profondi (thrust) appartenenti all'Arco Romagnolo-Ferrarese. Si tratta quindi strutture che non inducono effetti locali ma che viceversa hanno rilevanza regionale (vedi fig.19) (L'effetto locale che distingue una faglia capace da una ordinaria è la "capacità" di indurre in superficie deformazioni permanenti o meglio secondo il glossario della Protezione Civile: "Faglia attiva ritenuta in grado di produrre fagliazione in superficie cioè la dislocazione istantanea – cosismica – verticale e/o orizzontale dei terreni lungo uno o più piani di taglio")

Figura 20 Catalogo delle Faglie Capaci ITHACA In rosso i sovrascorrimenti profondi appartenenti Sistema Comacchio-Ravenna (93798 e 93803)



Alla luce delle considerazioni esposte possiamo affermare che l'analisi di risposta sismica locale

è motivata e richiesta dal committente in base alle finalità dell'opera e non come conseguenza delle condizioni geologiche.

Si ritiene che il modello geologico giustifichi l'impiego di un modello sismico monodimensionale.

5.3.1 Approccio Semplificato NTC2018

Approccio semplificato definito dalle NTC 2018:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, Vs.

Con il parametro Vseq è cioè possibile attribuire ai la Categoria di sottosuolo. Nel caso in esame, il valore di Vseq (>180 m/s) è compatibile con una Categoria di sottosuolo C.

Si deve notare però che i valori di Vs (vedi grafico di fig.18) descrivono una *inversione di velocità* delle onde elastiche (da 23 a 47 metri). Questo sembrerebbe definire un quadro in contraddizione con il "miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità" previsto nella definizione di Categoria di Sottosuolo alla tabella 3.2 II dalle NTC 2018.

Per valutare se l'entità dell'inversione di velocità possa avere significativa influenza sulla risposta sismica locale, si può fare riferimento agli Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica della Protezione Civile (ICMS) che definisce Inversione di Velocità la contemporanea sussistenza delle seguenti quattro condizioni:

1. Terreno rigido che in profondità sovrasta un terreno soffice con un rapporto $V_{srig} / V_{ssof} > 1.5$;
2. La differenza fra le Vs dei due terreni deve essere > 200 m/s;
3. Lo spessore dello strato a minore velocità deve essere > 5 mt
4. La Vs dello strato più rigido deve essere ≥ 500 m/s

Nel caso in esame non sussiste la quarta condizione per cui si ritiene di potere adottare una Categoria di Sottosuolo C.

Dal sito <http://www.geostru.com> è possibile ricavare i parametri che seguono:

Sito in esame (Coord. in ED50)	Categoria sottosuolo: C
latitudine: 44.051524	Categoria topografica: T1
longitudine: 12.548671	Periodo di riferimento: 150 anni
Classe: 3	Coefficiente cu: 1.5
Vita nominale: 100	Stabilità pendii e fondazioni

Parametri sismici

Stato Limite

Stato Limite	Prob.Super. (%)	Tr (anni)	Ag (m/s ²)	Fo (...)	Tc (s)
SLV Salvaguardia della vita	10	1424	0.274	2.503	0.316

L'accelerazione massima (Agmax) attesa al suolo libero (al periodo T=0) si ottiene applicando il coefficiente di amplificazione S ad Ag. Il coefficiente S dipende dal coefficiente di amplificazione topografica e da quello stratigrafico: $S = S_t * S_s$

Dove $S_t = 1.0$ e S_s si ricava dalla Tabella 3.2.II del DM 2008.

Tab.3.2.II

Categ. sottosuolo	Ss
A	1.00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 a g / g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a g / g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 a g / g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 a g / g \leq 1,60$

Quindi per SLV (Stato Limite Salvaguardia della vita) si ottiene:

$$S_s = 1.70 - 0.60 * F_o * A_g/g = 1.7 - 0.6 * 2.503 * 0.274 = 1.288 \text{ (min 1.0 } \div \text{ max 1.5)}$$

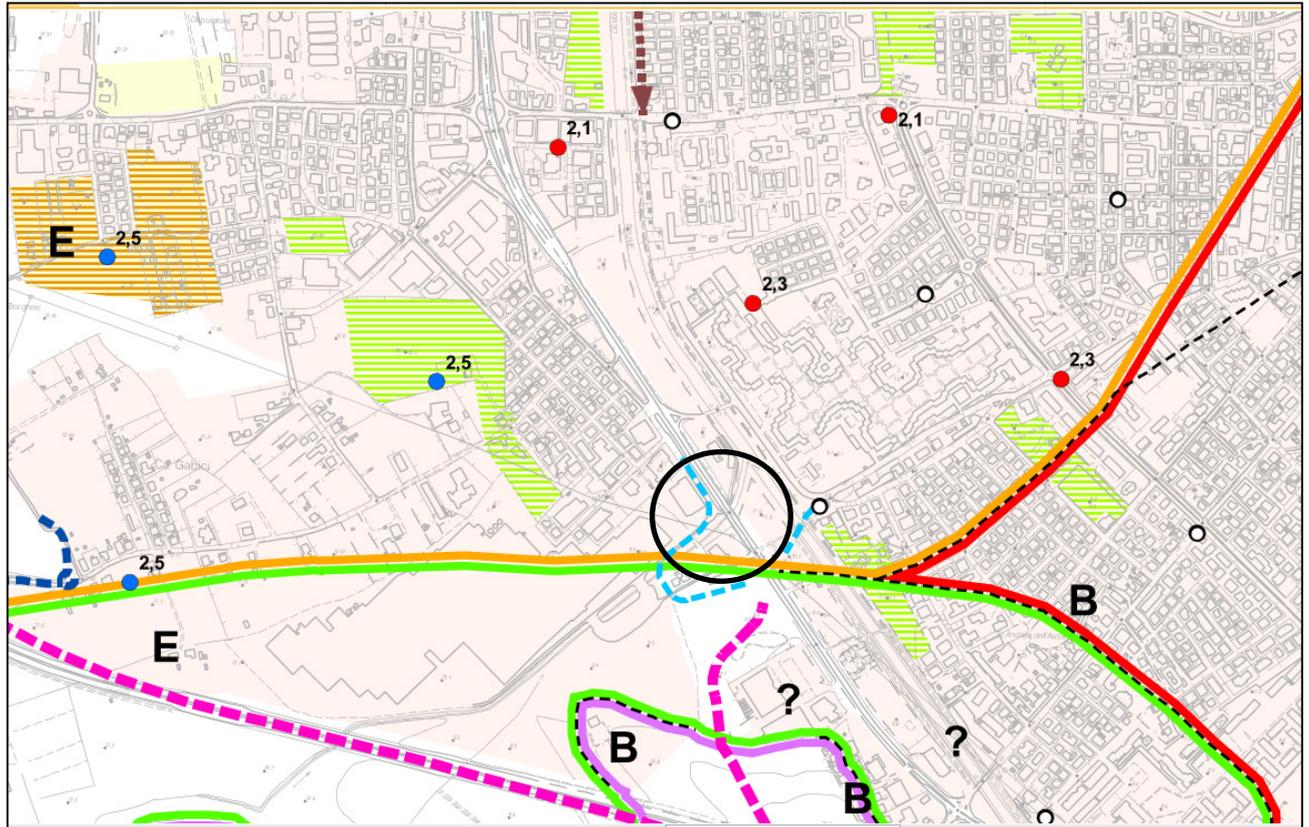
Da cui si ottiene il massimo valore di accelerazione orizzontale su suolo libero A_{max}

$$A_{max} = S * A_g = S_s * S_t * A_g = 1.0 * 1.288 * 0.274 = 0.353 \text{ g (3.463 m/s}^2\text{)}$$

5.3.2 Secondo Livello

L'analisi di secondo livello, che può orientare le scelte progettuali e fornire un termine di confronto per i successivi approfondimenti, è contenuta nel PSC del Comune di Rimini nel quale vengono riportati nella carta tematica riprodotta in parte in figura 21, i Fattori di Amplificazione; i valori di FA che se ne deducono sono molto alti (FA = 2.3÷2.5)

Figura 21 Carta di microzonazione sismica: fattori di amplificazione di PGA (Tavola PSC.1.3.2)



Fattori di amplificazione (F.A.) della PGA

- Bassa amplificazione - F.A. da 1,4 a 1,7
- Media amplificazione - F.A. da 1,8 a 2,0
- Alta amplificazione - F.A. da 2,1 a 2,3
- Elevata amplificazione - F.A. da 2,4 a 2,6
- F.A. non determinato

----- Limite tra classi di amplificazione di F.A.

- B** Classe di amplificazione bassa
- M** Classe di amplificazione media
- A** Classe di amplificazione alta
- E** Classe di amplificazione elevata
- ?** Classe di amplificazione non definita

L'accelerazione orizzontale di picco al suolo rigido (suolo di categoria A), affiorante, è:

$$a_{refg} (PGA_0) = 0.184 \text{ g}$$

Applicando il Fattore di Amplificazione FA precedentemente ricavato, ad a_g (corrispondente a PGA_0)

Quindi per Stato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) si ottiene:

$$PGA = A_{max} = PGA_0 * FA = 0.184 * 2.3 = 0.432 \text{ g}$$

5.3.3 Risposta Sismica Locale, Analisi di terzo livello (RSL)

Il *terzo livello* è un'analisi approfondita (*Risposta Sismica Locale RSL*) che consiste nello studio della propagazione del moto sismico dal bedrock alla superficie. Nei casi più semplici tale analisi può essere eseguita considerando modelli monodimensionali costituiti da una successione di strati piano paralleli continui ed omogenei e con un comportamento viscoelastico lineare.

L'algoritmo impiegato in questi casi prevede un approccio *lineare equivalente*, che consiste nel determinare con iterazioni successive l'entità della propagazione sismica; questa dipende infatti dai parametri elastici e dallo smorzamento dell'energia da parte dei terreni, che sono a loro volta variabili non lineari, del livello di deformazione che il sisma stesso impone.

Nel caso in esame le condizioni geomorfologiche e stratigrafiche ben si prestano all'adozione di un modello monodimensionale; sono presenti morfologie pianeggianti e non ci sono variazioni laterali di stratigrafia.

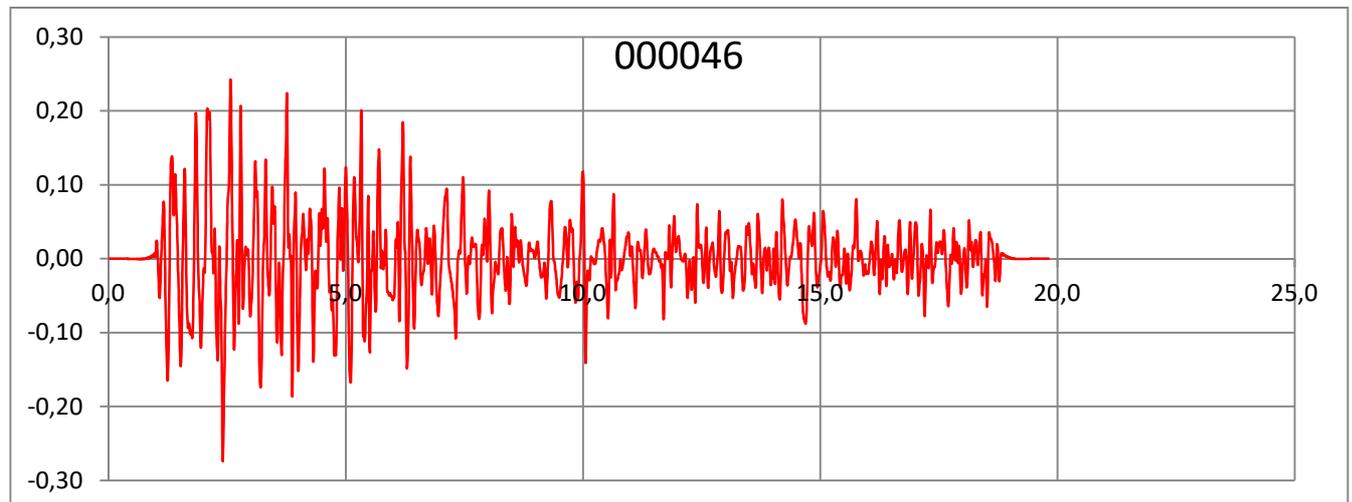
Lo studio di risposta sismica locale si articola nelle seguenti fasi:

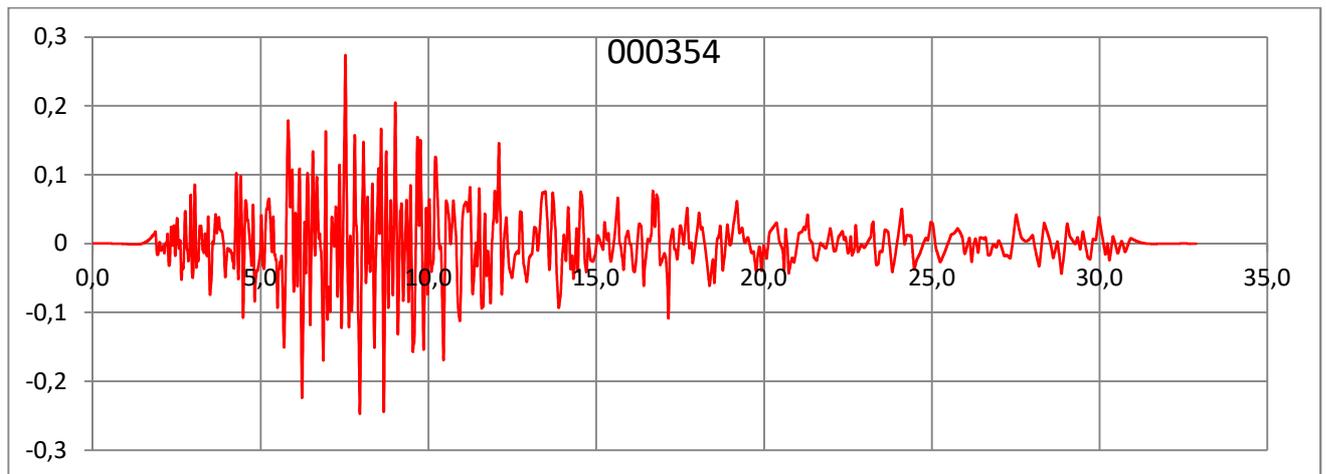
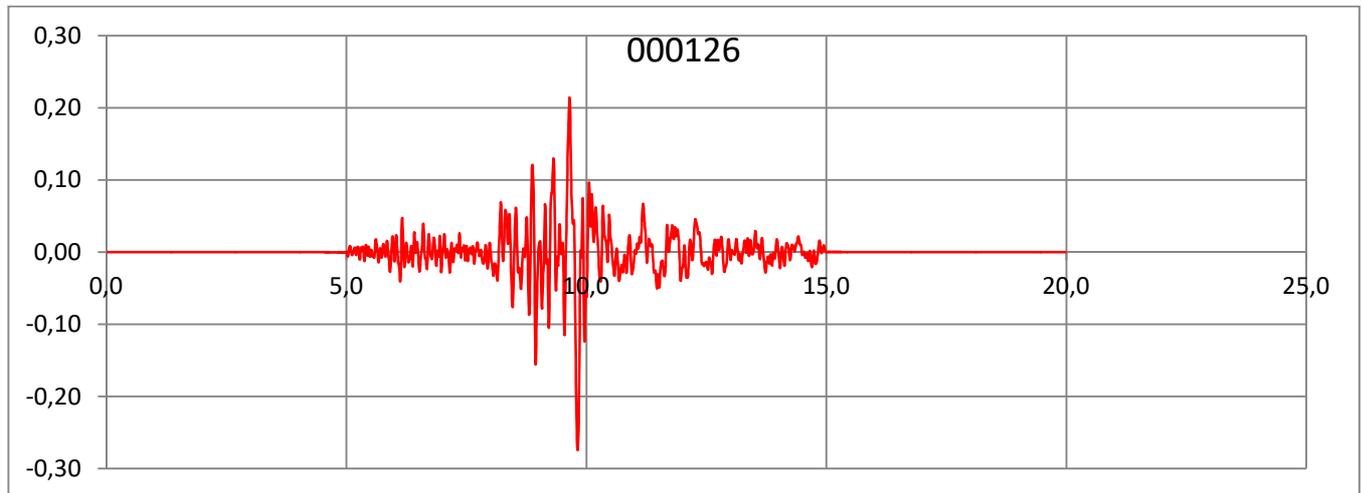
- Definizione dei segnali di ingresso (sismogrammi)
- Definizione del modello sismico del sottosuolo
- Scelta e impostazioni del software di elaborazione (Strata, Era)

Terremoto di input al bedrock

La regione Emilia Romagna dispone di un database, nel quale sono raccolti una serie di accelerogrammi di sito, comune per comune. La serie è composta da tre accelerogrammi tipo, da utilizzare specificatamente come dato di input sismico. I segnali di riferimento sono stati selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database" (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/>) attraverso una procedura che valuta la similarità tra una forma spettrale di riferimento (nel nostro caso questa forma spettrale corrisponde alla forma dello spettro di risposta isoprobabile con il 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni) e la forma degli spettri di risposta dei segnali contenuti nella banca dati ISESD. I file con i segnali di riferimento da impiegare per le analisi di terzo livello nel comune in questione, sono già scalati in modo che la loro accelerazione massima corrisponda al valore di a_{refg} del comune ed alle caratteristiche dell'opera di progetto. Di seguito (Fig. 22) si illustrano i tre accelerogrammi riferiti al comune di Rimini, opportunamente scalati.

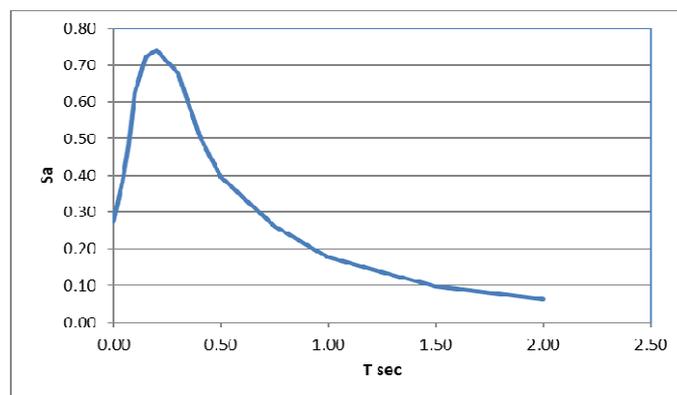
Figura 22 Accelerogrammi RER per la Città di Rimini





La Regione Emilia Romagna fornisce, per un periodo di ritorno di 475 anni oltre che l'accelerazione di base per ogni singolo comune, anche una procedura per il calcolo dello spettro di risposta a probabilità uniforme che descrive le caratteristiche del moto sismico (sempre su suolo di riferimento) atteso per ogni comune. Dallo spettro di risposta normalizzato è possibile ottenere per il valore di a_g di ogni comune, lo spettro di risposta a probabilità uniforme. Per la città di Rimini si ottiene il seguente spettro:

Figura 23 Spettro normalizzato RER per Rimini



Modello del sottosuolo

Il modello di sottosuolo definito dal punto di vista sismico, accomuna per ogni strato i seguenti parametri:

- litologia del materiale
- densità del materiale
- velocità delle onde V_s , V_p
- smorzamento

- degrado del modulo di taglio
- livello di falda

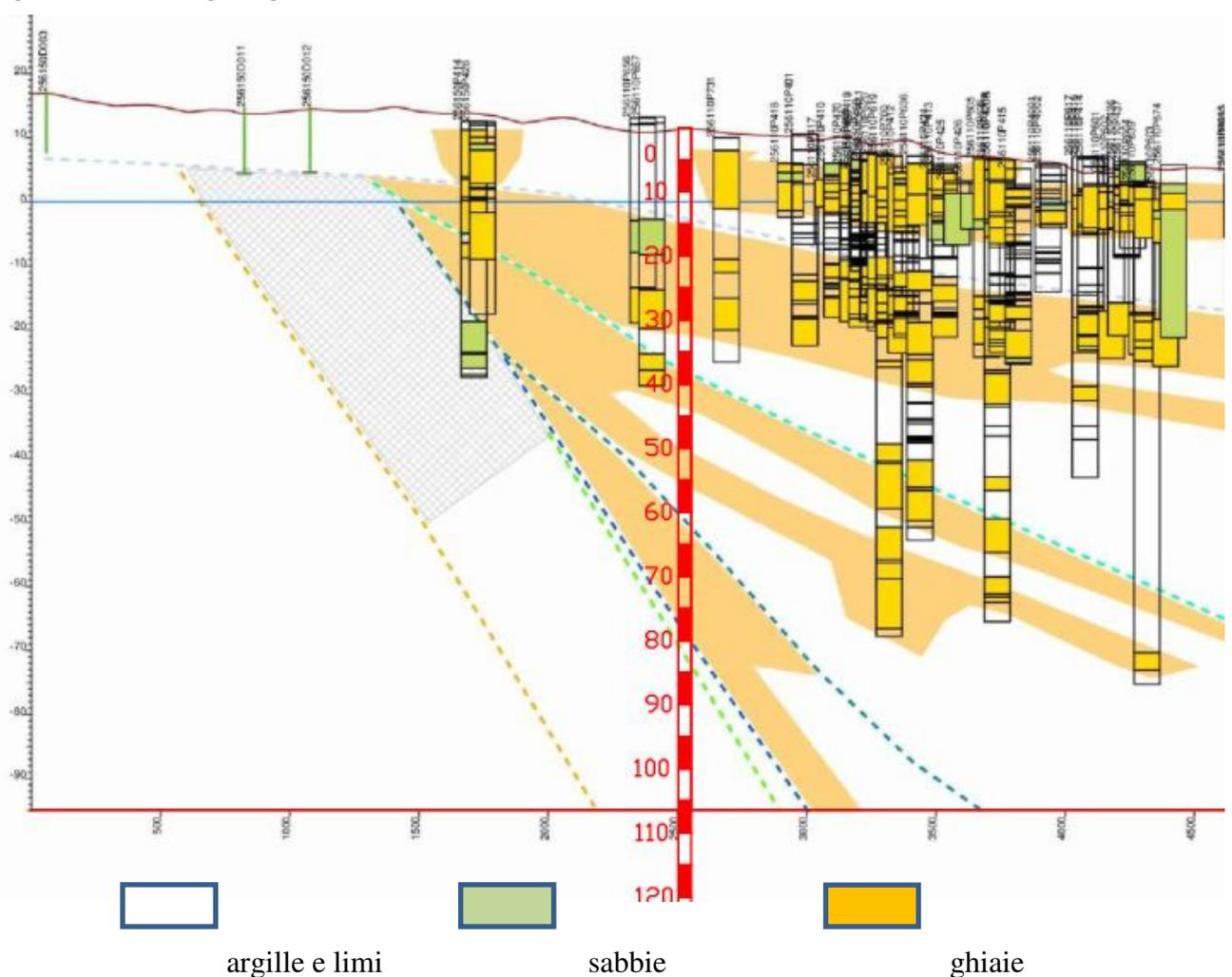
La campagna di indagini in sito ed il laboratorio hanno consentito di definire tali variabili. In particolare si possono elencare le seguenti prove in sito: prove penetrometriche CPTU – CPTM, prova ESAC – MASW, prova DOWNHOLE, prova HVSR, prove HVSR e altri dati, dagli studi di microzonazione del territorio comunale.

Il profilo delle velocità di taglio utilizzato nella risposta sismica locale è ottenuto facendo riferimento alle velocità che le prove geofisiche forniscono per i diversi orizzonti litologici indagati ed in considerazione della stratigrafia che la campagna geognostica e le sezioni geologiche forniscono.

Si considera che il bedrock sismico debba avere velocità delle onde di taglio pari a 800 m/sec; ne dalle misure dirette ne dai metodi geofisici indiretti, si è raggiunto il substrato sismico. A tal fine come già accennato si sono esaminati i dati degli studi di pianificazione territoriale. In particolare lo studio di microzonazione sismica comunale e i dati dell'ufficio geologico regionale. Il substrato presente in sito, presumibilmente Formazione delle Sabbie di Imola (IMO), è costituito da arenarie alternate a livelli pelitici che sono compatibili con le velocità Vs di un substrato sismico.

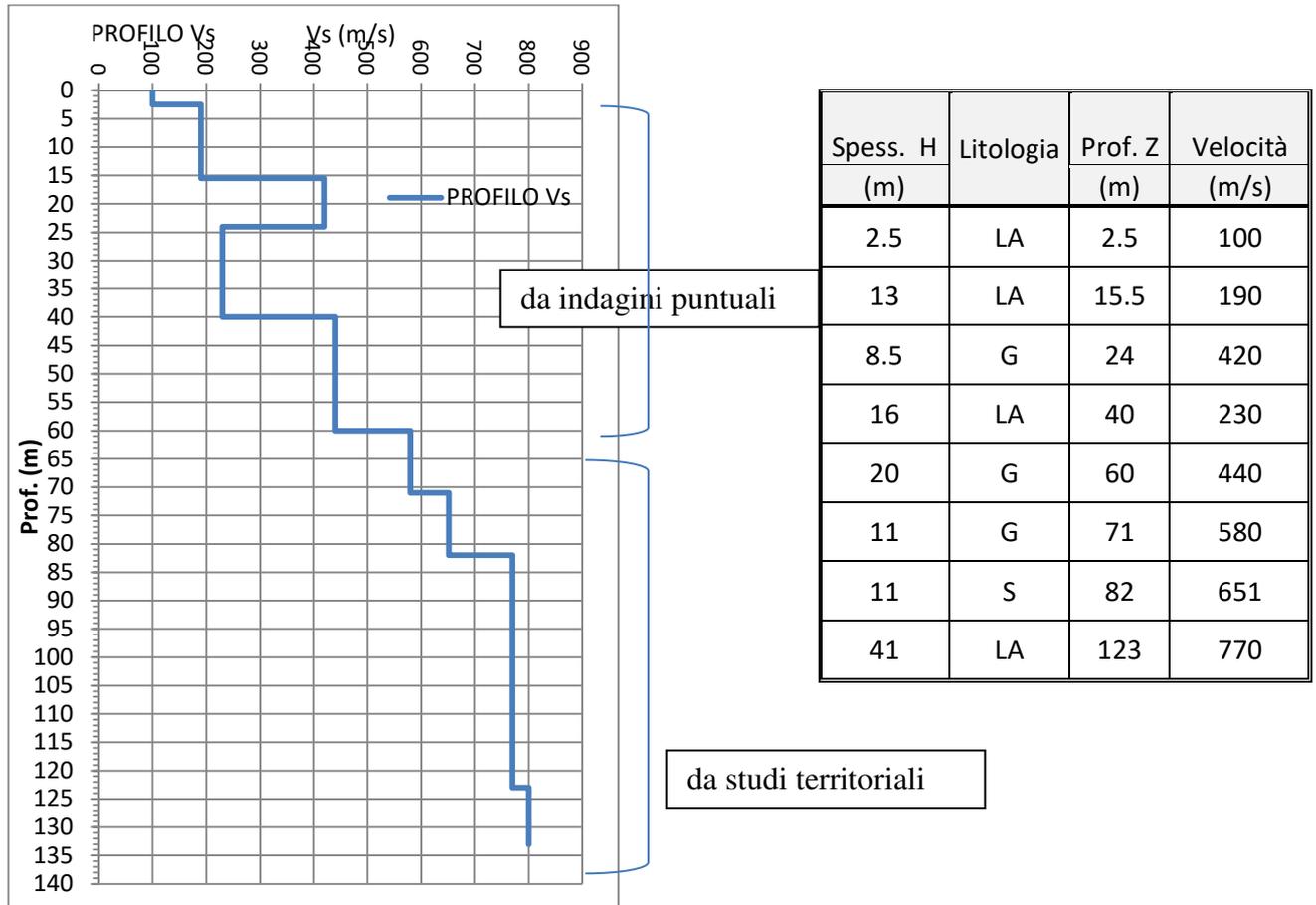
Nella modellazione del sottosuolo si è fatto quindi riferimento alla sezione 147 tratta dal sito geologico cartografico della Regione Emilia Romagna, questa è stata realizzata con l'ausilio di numerose indagini del sottosuolo, provenienti da perforazioni petrolifere, pozzi, e da stratigrafie di prove in sito di tipo geotecnico (Fig. 24)

Figura 24 Sezione geologica RER n.147



In Fig. 21 il profilo Vs impiegato nella RSL con il bedrock sismico, imposto a circa -120 m dal piano campagna (+10.5 m. s.l.m).

Figura 25 Profilo Vs



Per il sito d'interesse è stata definita una serie di sismo-strati dei terreni copertura. Per il sito d'interesse è stata definita una serie di sismo-strati dei terreni copertura. La sequenza litologica delle coperture è stata schematizzata correlando i dati di superficie delle prove effettuate, e quelli di bibliografia per i dati in profondità. I litotipi utilizzati nel modello sono:

- strati con sigla LA, argille limose e limi argillosi, prevalenti
- strati con sigla S sabbie prevalenti
- strati con sigla G, ghiaie prevalenti

Tabulato delle impostazioni del modello geofisico in eera

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	2.5	18.35		18.00	100			1.3	10.24
	2	1	13.0	69.92		19.00	190		W	9.0	80.21
	3	3	8.5	341.65		19.00	420			19.8	179.00
	4	1	16.0	105.15		19.50	230			32.0	295.58
	5	3	21.0	374.96		19.00	440			50.5	469.60
	6	3	10.0	685.83		20.00	580			66.0	617.04
	7	2	11.0	907.22		21.00	651			76.5	729.53
	8	1	41.0	1329.64		22.00	770			102.5	1040.97
Bedrock	9			1500.51	1	23.00	800	Outcrop		123.0	1290.87

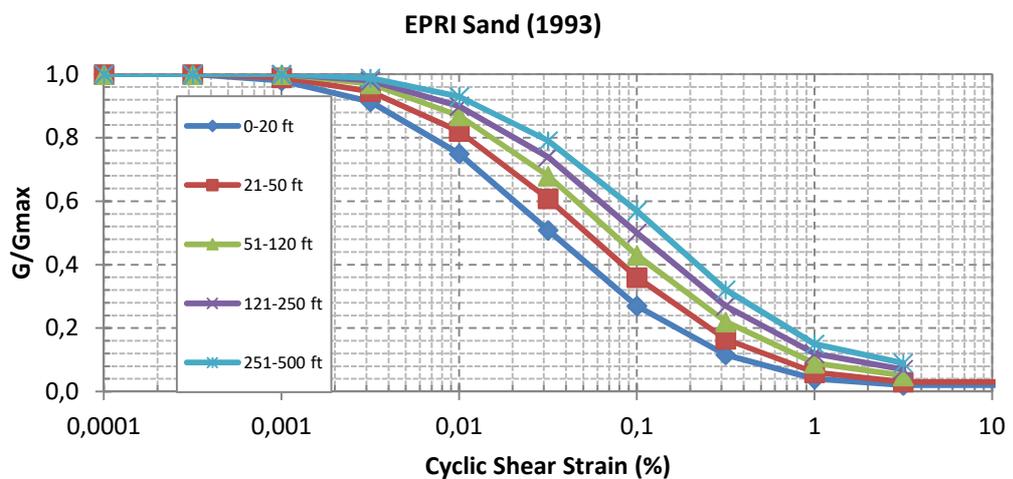
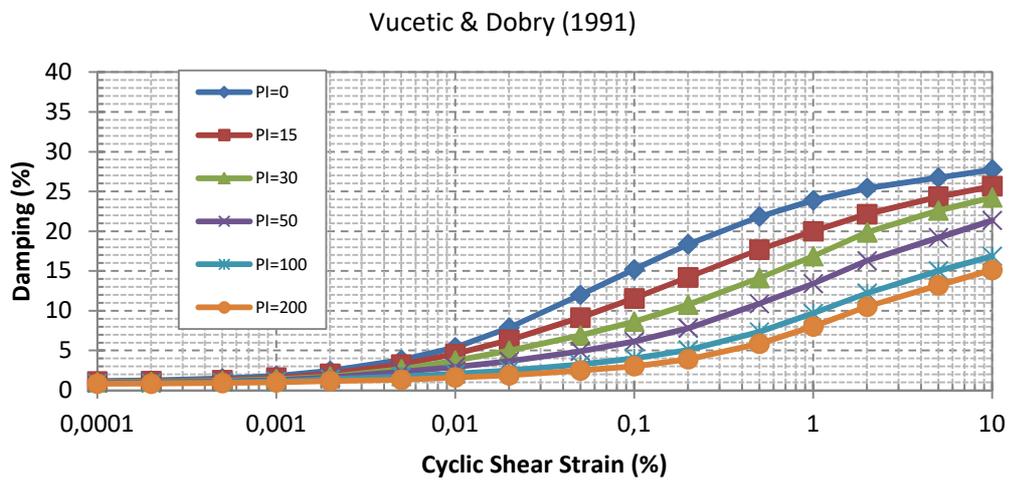
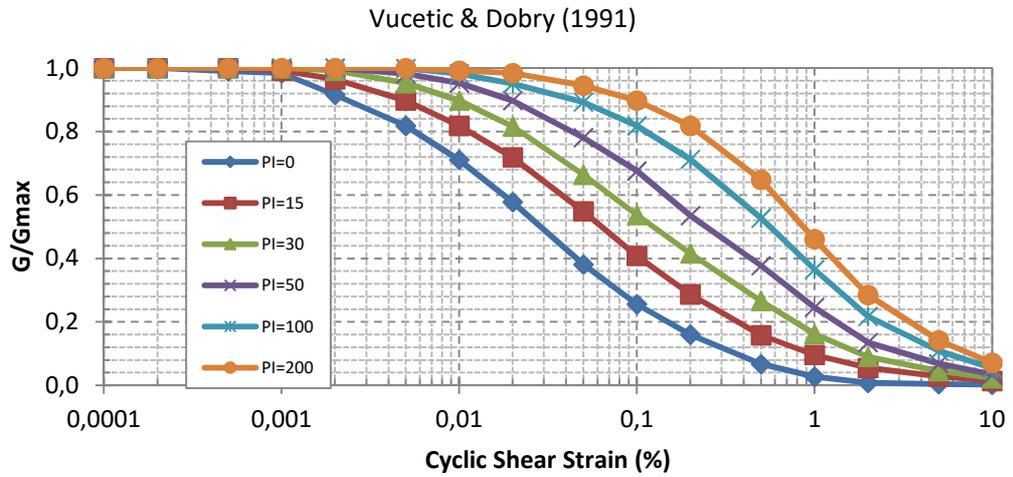
Curve di Decadimento

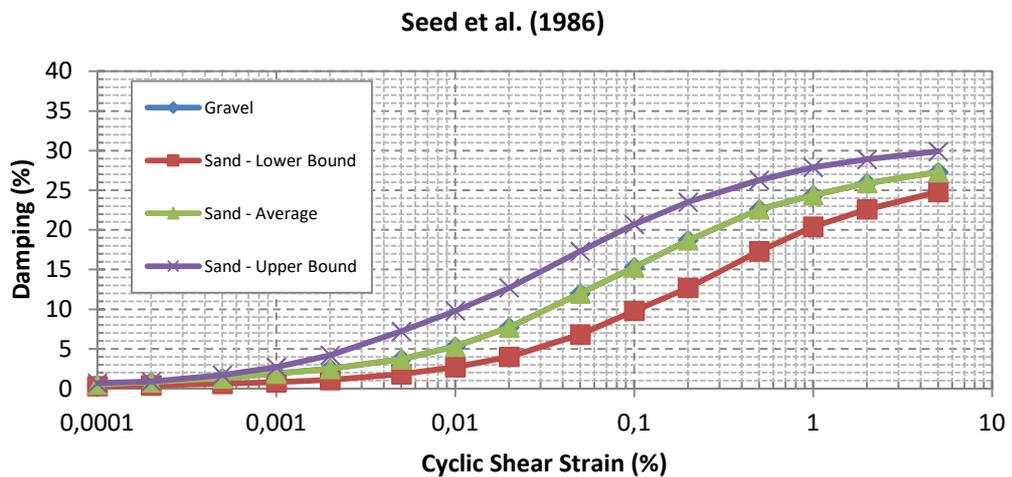
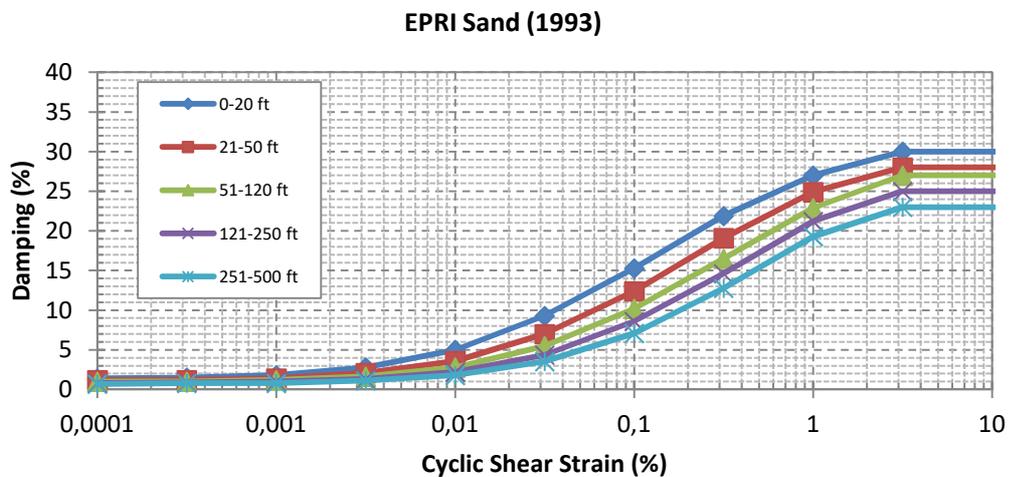
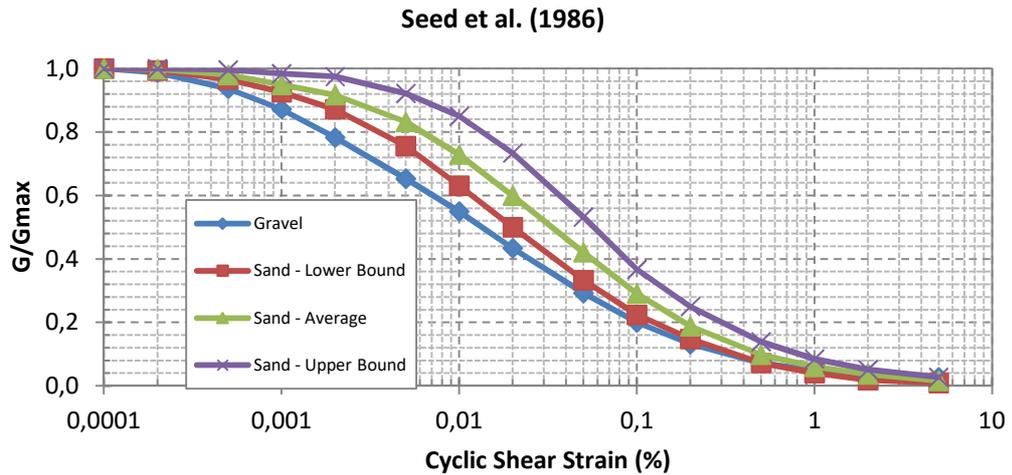
Per i valori di smorzamento e curve di degrado del modulo di taglio si è fatto riferimento ai diagrammi di letteratura specifici per ogni tipologia litologica, calibrati sui valori di indice plastico per i materiali coesivi, calibrati sui valori di carico litostatico per i materiali a carattere prevalente sabbioso. I valori sono inseriti nel codice di calcolo EERA/STRATA impiegati per l'analisi sismica monodimensionale 1D.

In Fig. 26, sono illustrati i diagrammi di smorzamento (Damping) e degrado (Shear Modulus) per

ogni tipo litologico (Vucetic IP 15% per materiali coesivi, Epri 121-250ft per materiali sabbiosi, Seed et. Al. Per materiali ghiaiosi).

Figura 26 Diagrammi di smorzamento e degrado





Accelerogramma in superficie e lungo la verticale

Definiti i dati di input è possibile modulare la risposta sismica in superficie partendo dagli accelerogrammi di base, condizionati dalle caratteristiche del modello di sottosuolo elaborato sotto le opere di progetto. Gli accelerogrammi di output sono illustrati in Fig. 27.

Risulta la seguente stima del valore dell'accelerazione di picco (PGA) in superficie:

	Accelerogramma File name	PGA (g)	FA
1	000046_xa	0.312	1.14
2	000126_xa	0.414	1.51
3	000354_xa	0.351	1.28
	MEDIA	0.359	1.31

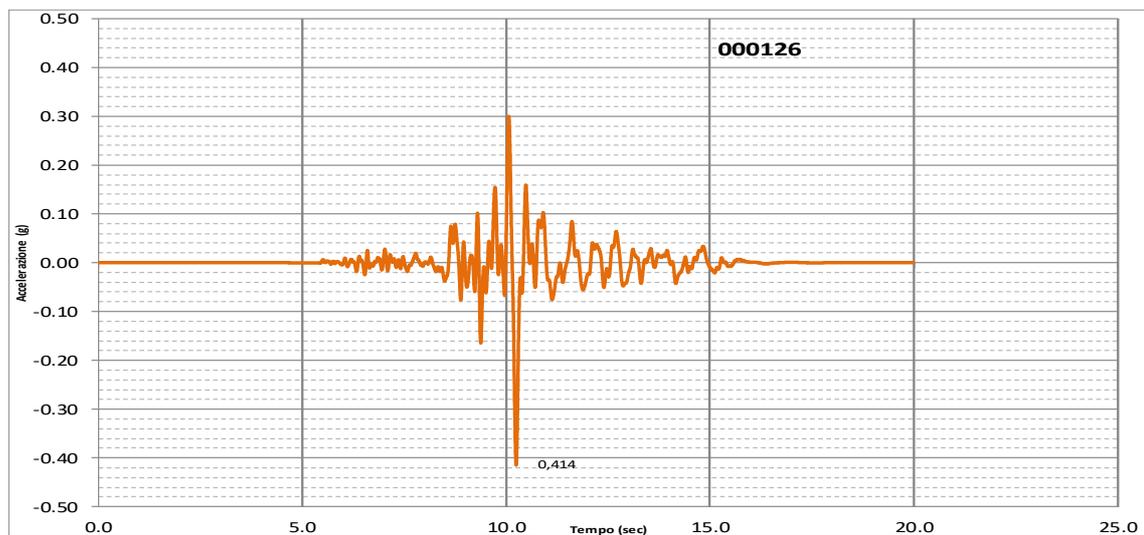
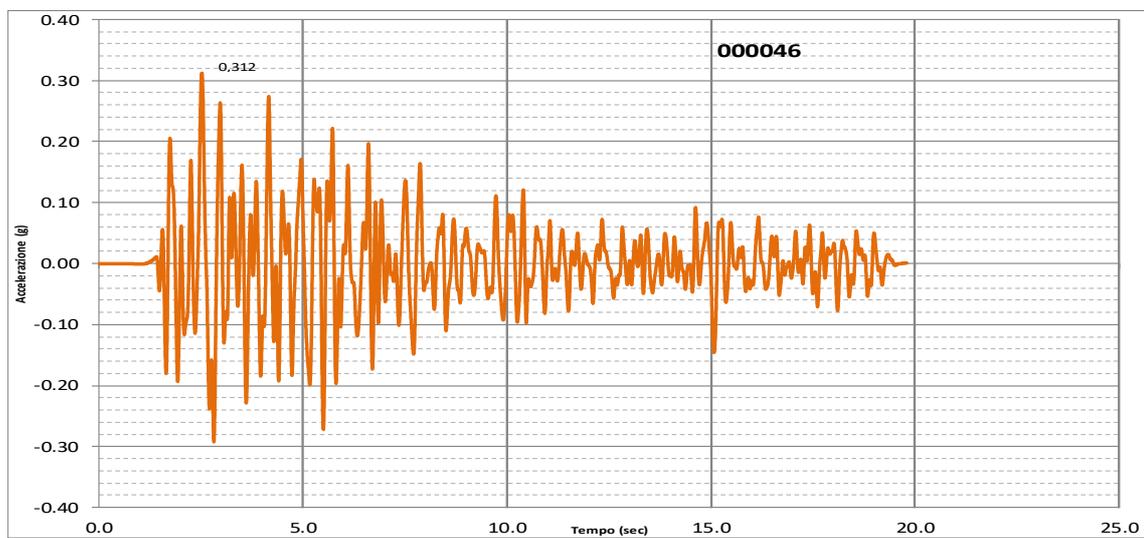
da cui si considera cautelativamente il valore maggiore.

PGA 0.359

Ne deriva che il valore del rapporto PGA / PGA0 (fattore di amplificazione), risulta:

$$FA = 0.270 / 0.182 = 1.31$$

Figura 27 Accelerogrammi in superficie



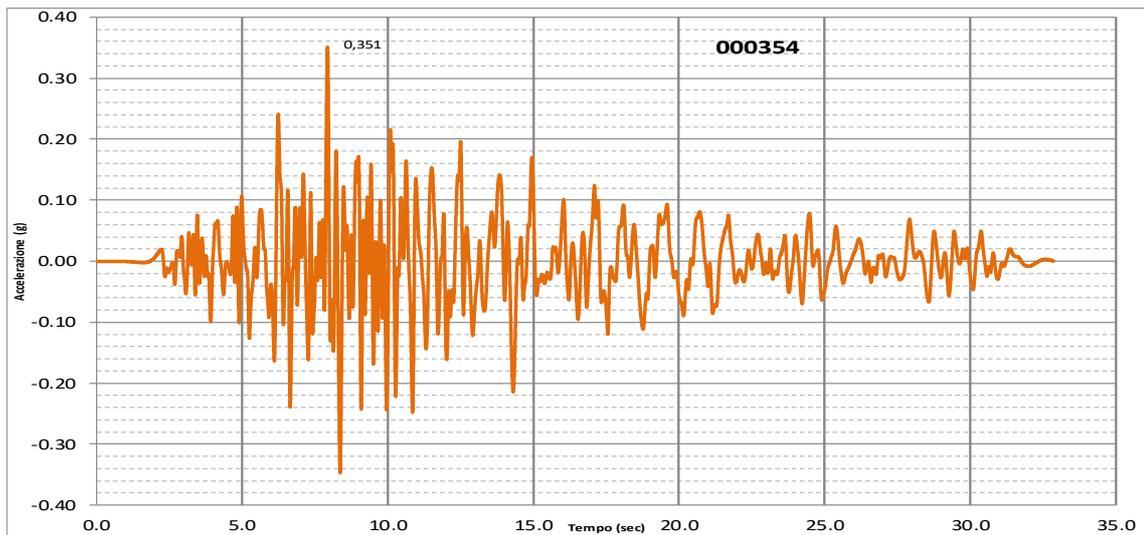
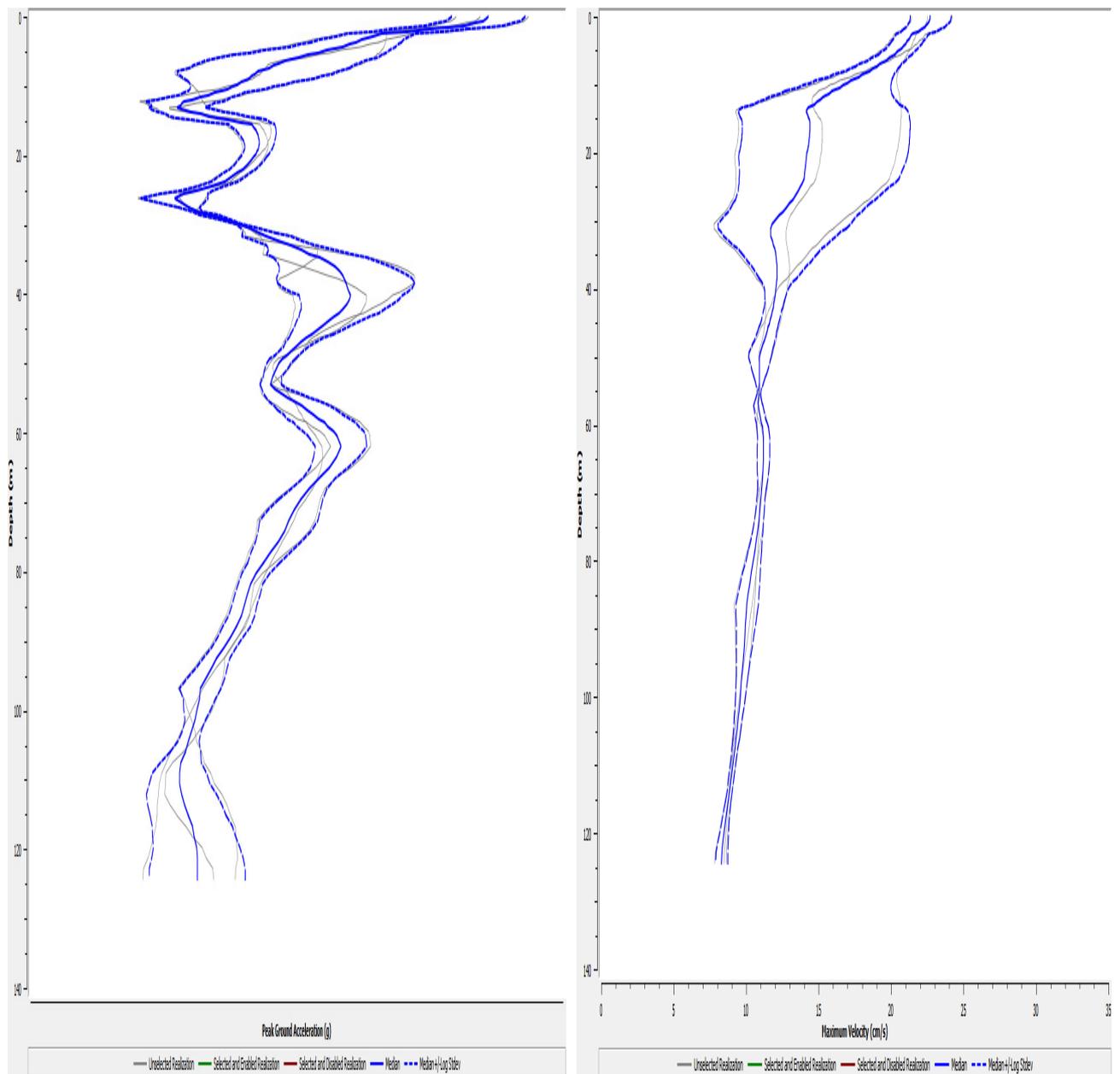


Figura 28 Profilo accelerazione / profondità e Velocità massima - profondità



Intensità di Housner

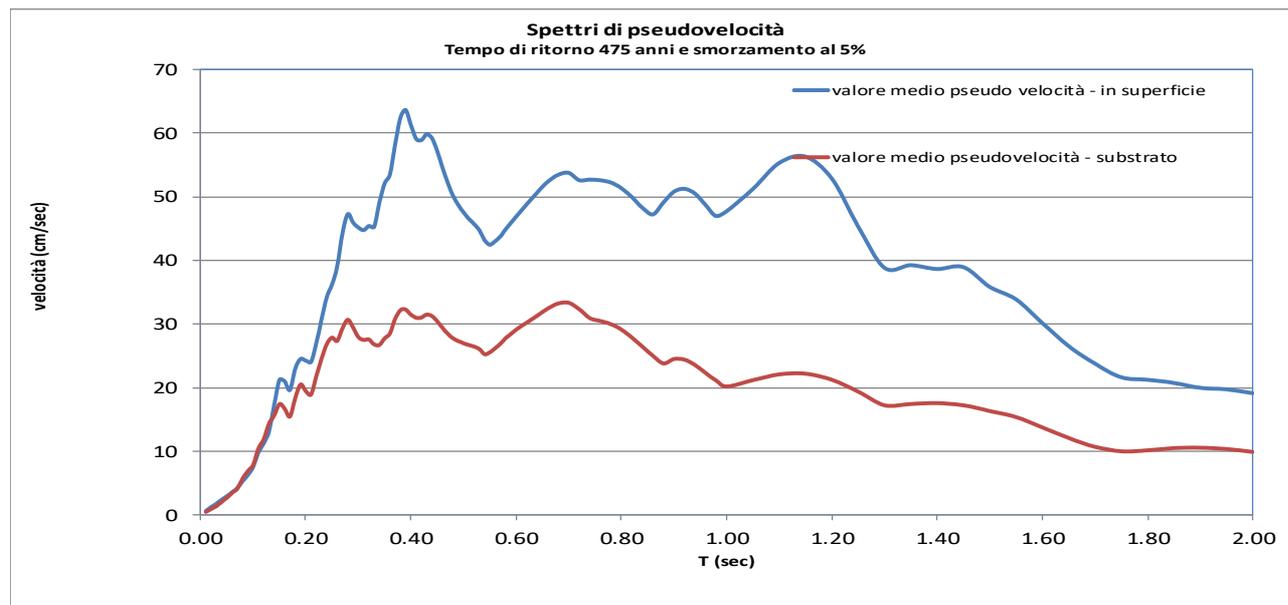
I coefficienti di amplificazione sismica espressi come rapporto di Intensità di Housner (SI/S_0) negli intervalli di tempo $0.1 < T < 0.5$ s e $0.5 < T < 1.0$ s, sono ricavati dallo spettro delle pseudo velocità.

L'intensità di Housner funzione del periodo e dello smorzamento, si determina con la seguente relazione:

$$SI(\xi) = \int_{0.1}^{2.5} PSV(T, \xi) dT$$

In Fig. 29 si riporta lo spettro delle pseudo velocità medie relativa ai tre eventi sismici di riferimento.

Figura 29 Spettro delle Pseudo velocità



L'intervallo richiesto dalla delibera della Regione Emilia Romagna, è compreso integrando il tempo tra 0.1 - 0.5 e tra 0.5 - 1.0 sec.

pertanto si determina:

(valori SI in cm)

000046-Rimini		
S ₀	S ₀	S ₀
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
10.4	13.9	19.5
SI	SI	SI
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
16.8	24.3	34.6
SI/S ₀	SI/S ₀	SI/S ₀
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
1.6	1.7	1.8

000126-Rimini		
S ₀	S ₀	S ₀
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
9.6	11.8	20.0
SI	SI	SI
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
15.8	22.6	40.7
SI/S ₀	SI/S ₀	SI/S ₀
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
1.6	1.9	2.0

000354-Rimini		
S ₀	S ₀	S ₀
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
10.5	16.2	31.2
SI	SI	SI
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
16.9	28.6	68.1
SI/S ₀	SI/S ₀	SI/S ₀
0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.0	0.5<SI<1.5
1.6	1.8	2.2

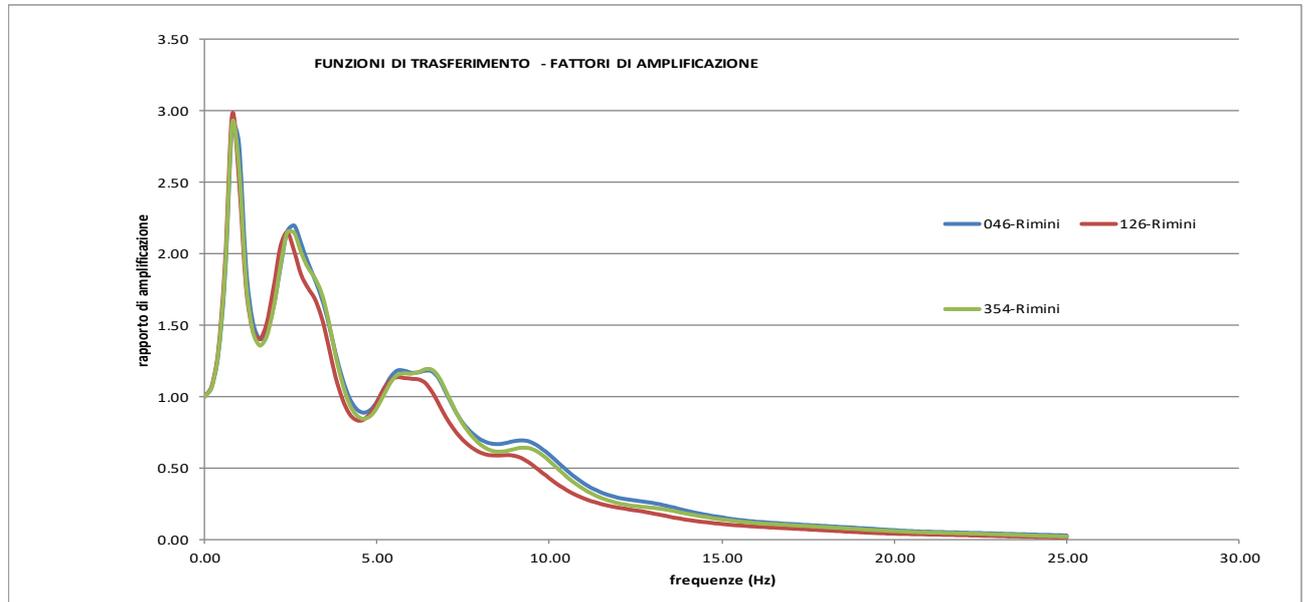
valori medi		
SI/S ₀	SI/S ₀	SI/S ₀
0.1<SI<0.5	0.1<SI<0.5	0.5<SI<1.5
1.6	1.8	2.0

Funzione di trasferimento

Il rapporto tra lo spettro di accelerazione in superficie e lo spettro di accelerazione al bedrock, rappresenta il valore del moto di amplificazione del suolo alle varie frequenze.

In Fig. 30 è illustrato tale andamento alle diverse frequenze relativo alle tre tracce sismografiche.

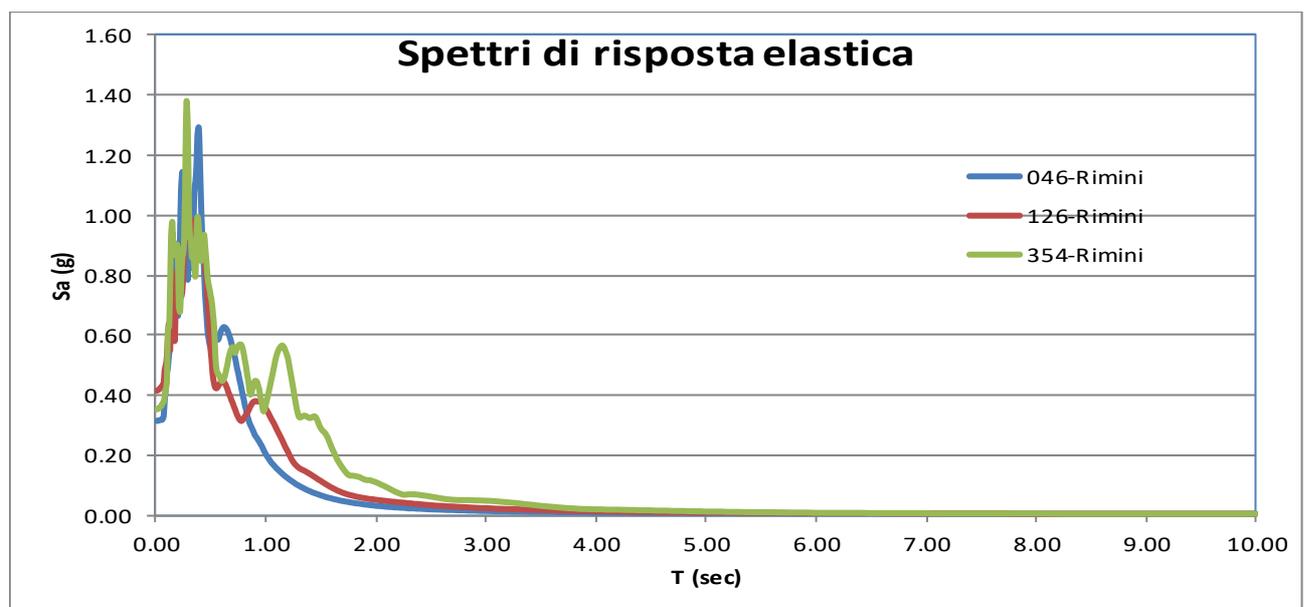
Figura 30 Funzione di Trasferimento



Spettro di risposta

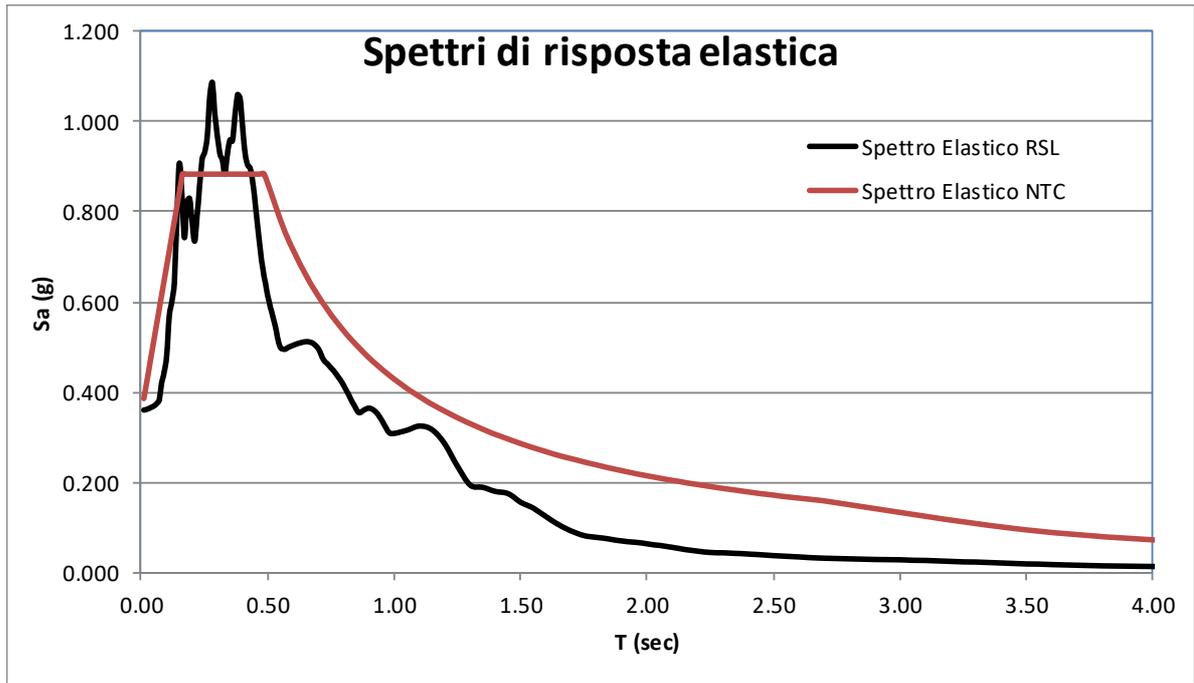
Ottenuti i tre accelerogrammi di superficie si sono elaborati i corrispondenti spettri di risposta. Infine si è ricavato lo spettro di risposta medio per il confronto con lo spettro di risposta elastico semplificato ottenuto da normativa. Nella fig. 31 si illustra il diagramma con i tre spettri relativi alla terna di accelerogrammi.

Figura 31 Spettro di risposta elastica



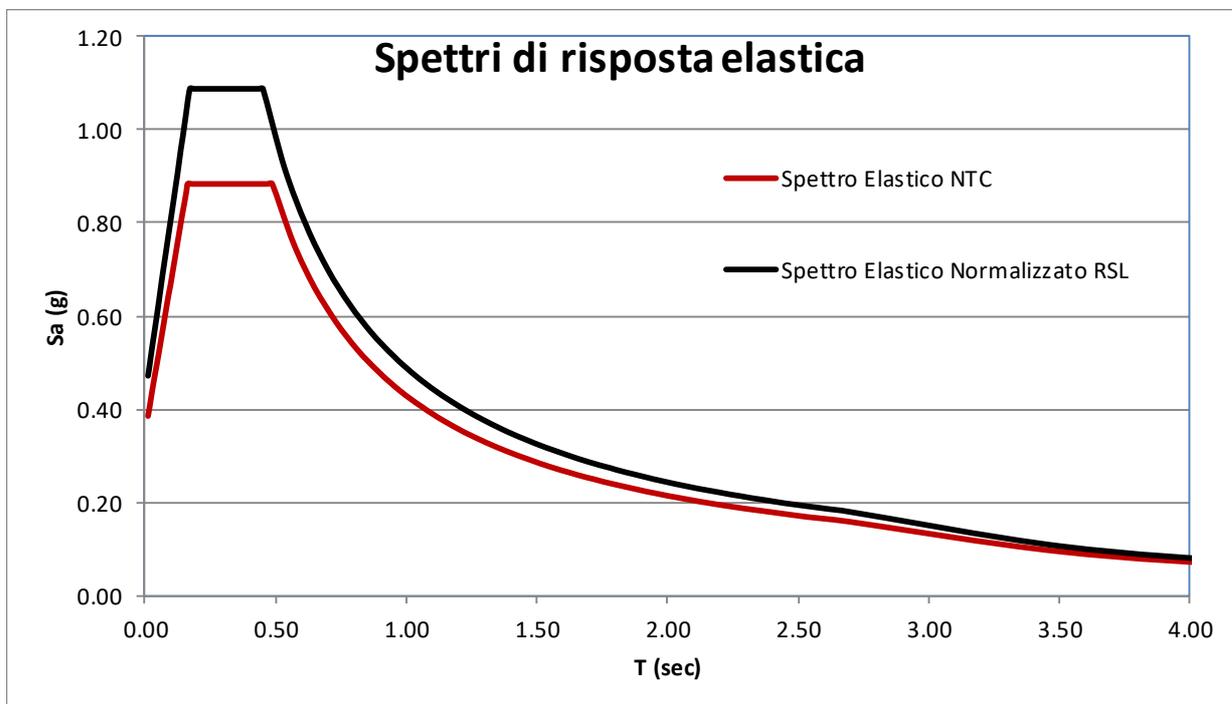
Di seguito si è poi ottenuto lo spettro normalizzato dallo spettro medio ottenuto dalla media dei tre spettri. In fig. 32 si riporta il confronto tra lo spettro medio, e lo spettro normalizzato da normativa.

Figura 32 Spettro di risposta elastica normalizzato



Infine in **Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata. si riportano gli stessi dati del diagramma precedente, con lo spettro di risposta sismica locale anch'esso normalizzato.

Figura 33 spettro di risposta sismica locale Normalizzato



5.4 Effetti locali: Liquefazione dei Terreni Sabbiosi e Cedimenti indotti dal sisma

Liquefazione

Per liquefazione si intende il fenomeno di riduzione od annullamento di resistenza al taglio, che può avvenire in caso di forti sollecitazioni cicliche (sisma) nei terreni a prevalente granulometria sabbiosa, in falda. La perdita di resistenza, che si manifesta come fluidificazione dei terreni, è dovuta all'aumento progressivo delle pressioni interstiziali che giungono a contrastare o ad eguagliare la pressione di confinamento.

Nel caso in esame, in coerenza con le evidenze di tipo geologico, le indagini hanno messo in luce la presenza di alluvioni prevalentemente argillose o limo argillose a comportamento coesivo oppure suoli granulari grossolani (ghiaie); si ritiene quindi improbabile il rischio di liquefazione. Ciò nonostante si è eseguita l'analisi con metodo semplificato basato su dati penetrometrici.

Il metodo di valutazione utilizzato è quello di Robertson (2015) basato sui risultati delle prove penetrometriche statiche con punta elettrica.

Stima del fattore di sicurezza FS e metodo di Robertson

La valutazione approssimata della resistenza dei terreni alla liquefazione espressa quindi come fattore di sicurezza F che è il rapporto fra capacità di resistenza alla liquefazione espresso nel Rapporto di Resistenza Ciclica (CRR) e la domanda di resistenza alla liquefazione indotta dalla sollecitazione del sisma espressa come Rapporto di Tensione Ciclica (CSR) (Seed & Idriss 1982, Robertson e Wride 1998, Robertson 2015, Idriss e Boulanger 2014)

$$F = CRR/CSR$$

Stima del Rapporto di Tensione Ciclica CSR

Il valore dello sforzo indotto dal sisma è legato all'intensità dell'accelerazione che esso produce nel terreno. Secondo Seed & Idriss (1982) è opportuno ridurre il valore dello sforzo massimo τ_{max} indotto dall'accelerazione massima ad un valore medio τ_{av} ($\tau_{av} = 0.65 \cdot \tau_{max}$)

Il rapporto di sforzo (o tensione) ciclico τ_{av}/σ' indotto dal sisma può essere stimato con l'equazione (Seed & Idriss 1971):

$$CSR = \tau_{av} / \sigma' = 0.65 * (a_{max} / g) * rd * (\sigma / \sigma') * (1 / msf) * (1 / K \sigma)$$

dove: a_{max} accelerazione massima indotta dal sisma
g accelerazione di gravità

- rd fattore riduttivo di profondità secondo Iwasaki 1978, per profondità z, inferiori a 9.15 metri $rd = 1 - 0.00765 \cdot z$; per profondità z comprese fra 9 e 23 metri
- $rd = 1.174 - 0.0267 \cdot z$; per profondità z superiori a 23 metri $rd = 0.774 - 0.008 \cdot z$
- σ, σ' pressione litostatica totale ed efficace
- msf correzione per la magnitudo del terremoto secondo le raccomandazioni NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research 1997) media dei valori ottenuti dalle equazioni di Idriss 1990, $msf = 10^{2.24/M^{2.56}}$ per $M > 7.5$ e Andrus & Stokoe 1998 $msf = (M/7.5)^{-3.3}$ per $M < 7.5$.
- $K \sigma$ Coefficiente di correzione per la pressione litostatica.

$$K \sigma' = 1 - C \sigma \ln (\sigma' / pa) \leq 1.1$$

Dove pa è la pressione atmosferica e $C \sigma$ dipende dal tipo di prova in sito e nel caso di CPT si calcola con la seguente equazione

$$C \sigma = 1 / ((18.9 - 8.27 (qc_{1N}, cs)^{0.264}) \leq 0.3$$

Stima del Rapporto di Resistenza Ciclica CRR

L'algoritmo per la valutazione della proposto da Robertson 2105 è piuttosto complesso e si basa sulle seguenti relazioni:

$$CRR = 0.883 * ((q_{c1n})_{cs}) + 0.05 \longrightarrow per (q_{c1n})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 * ((q_{c1n})_{cs})^{1/3} + 0.08 \longrightarrow per (q_{c1n})_{cs} > 50$$

Dove: Q_{c1cs} rappresenta la resistenza alla penetrazione normalizzata per tenere conto della profondità e della percentuale di fini presenti nel sedimento.

Per ottenerlo si segue una procedura riassunta nel seguito:

$$Q_{c1} = (Rp - \sigma_{vo}) (1/\sigma'_{vo})^n \quad F = 100 (RI / (Rp - \sigma_{vo}))$$

Con $n = 0.381 (lc) + 0.05 (sv/pa) - 0.15$

In cui l'indice di comportamento è così stimato: $I_c = ((3.47 - \log Q)^2 + (\log F + 1.22)^2)^{1/2}$

Le equazioni sono interdipendenti; si procede quindi con processo iterativo per determinare le variabili ed infine si ottiene $Q_{c1ncs} = K_c * Q_{c1n}$

Dove K_c è il coefficiente che tiene conto della presenza di fini nel sedimento e vale 1 se $I_c < 1.64$, ed è ottenuto dalla seguente relazione se $I_c > 1.64$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

Grazie a Q_{c1ncs} così ottenuto con le prime due relazioni esposte, si ricava il valore di CRR e quindi il fattore di sicurezza F . Secondo un approccio deterministico è non liquefacibile il deposito con $F > 1$; in realtà nella valutazione dell'Indice del Potenziale di Liquefazione, che segue, si considerano i livelli con F_s inferiori o uguali a 1.2 (vedi qui sotto calcolo ILP).

Indice del Potenziale di Liquefazione IPL

Per stabilire il rischio di insorgenza di liquefazione si ricorre all'Indice del potenziale di Liquefazione IPL così calcolato (Iwasaki et al. 1984):

$$(1) \quad IPL = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

Dove: $w(z) = 10 - 0.5z$

z è la profondità dal piano di campagna

la funzione $F(z)$, che esprime il potenziale di liquefazione, è calcolata con la metodologia proposta da Sonmez (2003):

$$F(z) = 0 \text{ se } F_s \geq 1.4$$

$$F(z) = 1 - F_s \text{ se } F_s < 0.95$$

$$F(z) = 2 \cdot 10^{-6} \exp(-18.427 \cdot F_s) \text{ se } 1.4 \geq F_s \geq 0.95$$

Dove F_s è il fattore di sicurezza alla profondità z

La tabella che segue fornisce l'interpretazione dei valori numerici dell' IPL

IPL	Potenziale di liquefacibilità
0	Pericolosità alla liquefazione Nulla
0 ÷ 2	Pericolosità alla liquef. Molto Bassa (Bassa per ICMS 2008 Prot.Civ.)
2 ÷ 5	Pericolosità alla liquef. Moderata (Bassa per ICMS 2008 Prot.Civ.)
5 ÷ 15	Pericolosità alla liquefazione Alta
>15	Pericolosità alla liquefazione Molto Alta

Cedimenti indotti dal sisma nei terreni argillosi

I cedimenti postsismici possono manifestarsi nei sedimenti coesivi soffici ($C_u < 70$ kPa -0.7 kg/cmq), con Indice Plastico $IP \geq 30\%$ e in cui si sviluppino sovrappressioni interstiziali nel corso dell'azione sismica $ru = \Delta u / \sigma'_o \geq 0.3$.

La deformazione volumetrica è stimata con la relazione seguente:

$$\varepsilon_v = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{p_0}} \right)$$

Dove:

C_r indice di ricomprensione (assunto come l'indice di rigonfiamento da prove edometriche) oppure nel caso in oggetto, con la relazione suggerita da Crespellani e Facciorusso:

$$C_c = 0.0348 + 0.0162 IP\%$$

$$\alpha = 1.5$$

e_0 = Indice dei vuoti

$$\Delta u / \sigma'_o = ru \quad \Delta u / \sigma'_m = \beta \log (\gamma_{c,max} / \gamma_v)$$

(Matsui et Al. 1980)

con $\beta = 0.45$

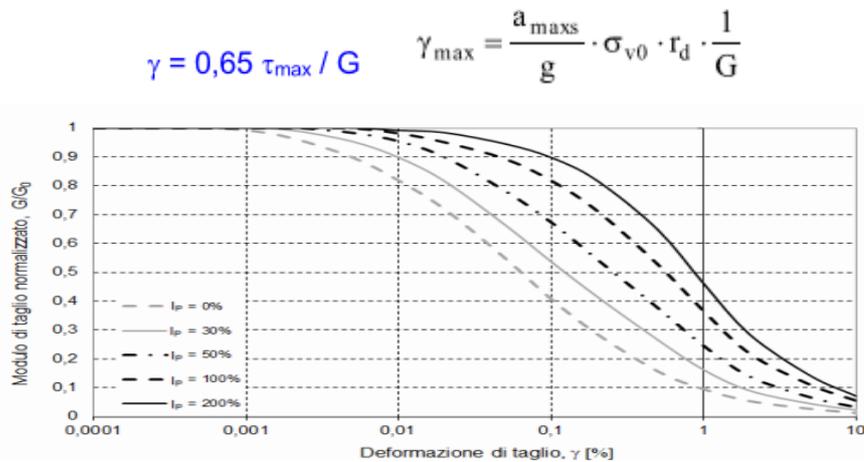
γ_v = deformazione di soglia volumetrica

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

Tabella 1 - Valori suggeriti per i coefficienti A e B

I_p (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

il valore di γ_{max} = deformazione di taglio massima in ampiezza, determinabile per via iterativa noto il modulo di taglio iniziale G_0 dal grafico sottostante. (Noti: $\tau_{max} = (a_{max}/g) \cdot r_d \cdot \sigma_{vo}$, G_0 (da R_p o V_s), si assume un valore iniziale di G/G_0 e si ricava dal grafico sottostante il valore γ equivalente %. Da quest'ultimo si ottiene un nuovo valore di G sfruttando la relazione $\gamma = 0.65 \tau_{max}/G$. Si ricalcola G/G_0 e si ripete il ciclo fino a convergenza.)



I risultati dell'analisi eseguita

L'analisi è eseguita considerando la falda a 1 metro dal piano campagna e un accelerazione sismica pari a $0.359 g$, Magnitudo 6.14 (in accordo con la Mappa della Zonazione Sismogenetica ZS9, area 917).

L'Indice del Potenziale di Liquefazione risultante dall'analisi è basso $IPL = 1.4$ che corrisponde ad una Classe di Pericolosità alla liquefazione molto bassa. Il valore ottenuto è dovuto a rari sottili livelli isolati entro la colonna stratigrafica; si ritiene quindi che l'eventuale e improbabile innesco di fenomeni di liquefazione risulterebbe confinato e difficilmente potrebbe, propagandosi, generare cedimenti o manifestarsi in superficie.

I cedimenti indotti dal sisma potrebbero interessare i sedimenti argillosi con consistenza mediocre presenti in strati sottili sparsi in maniera disordinata nella colonna stratigrafica. Si è proceduto alla verifica fino al tetto delle ghiaie.

Per la stima della C_u si è adottata la relazione di Beghemann $C_u = (R_p - \sigma_v) / N_c$ con $N_c = 13.4$. I valori dell'indice plastico sono ottenuti mediando i risultati ricavati da analisi di laboratorio eseguite nella relazione già più volte citata; si è utilizzato $N_c = 15$.

I cedimenti Cedimenti post sismici risultano dell'ordine di 2.5 centimetri. In Allegato 7 le tabelle ed i grafici riepilogano i dati di ingresso ed i risultati delle elaborazioni.

6- ORIENTAMENTI GEOTECNICI

Il progetto prevede la realizzazione di un ponte e della viabilità di raccordo.

I terreni presenti hanno caratteristiche geotecniche mediocri ed in ragione delle caratteristiche dell'opera è opportuna la realizzazione di pali di fondazione affrancati nell'orizzonte ghiaioso profondo. Lo spessore e le caratteristiche dei sedimenti grossolani dovrebbero essere sufficienti a garantire la portanza dei pali di fondazione.

Le mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni, la presenza di livelli limosi e di falda

superficiale renderà necessaria, per la perforazione dei pali, l'adozione di camicie o fanghi bentonitici. Per la progettazione della struttura stradale l'esecuzione di prove di piastra e di classificazione del terreno in posto come sottofondo (granulometrie, limiti di Atterberg, umidità naturale..) sono indispensabili per il dimensionamento della sovrastruttura stradale.

7 – CONCLUSIONI

➤ Dall'analisi degli *aspetti geologici, geomorfologici e geotecnici* esaminati nel presente lavoro non sono emersi elementi sfavorevoli alla realizzazione del progetto. Il lotto in esame giace sulla pianura alluvionale sub-orizzontale.

Il sottosuolo è formato da sedimenti alluvionali prevalentemente fini, (limo-argillosi), di caratteristiche geotecniche da mediocri a medie, che da 15.5 metri dal pc sono avvicinati da un orizzonte ghiaioso dello spessore di circa 8 metri. Oltre a tali ghiaie sono presenti ancora limi argillosi di caratteristiche simili a quelle del primo orizzonte.

➤ E' stata rilevata acqua durante l'esecuzione dell'indagine a circa 2.7 metri dal pc in corrispondenza della CPTU-S 02. In successive verifiche si è rilevata acqua a circa 1.4 metri dal pc. Stagionalmente o in concomitanza dei periodi piovosi il livello idrico può facilmente innalzarsi fino in prossimità del piano di campagna; di ciò si deve tenere conto nelle scelte progettuali e nella gestione delle fasi di scavo.

➤ Il PAI annovera l'area in studio in parte fra quelle con alluvioni poco frequenti (Tr=100 anni) in parte in quelle con alluvioni frequenti (Tr=10 anni).

➤ Il PTCP della Provincia di Rimini assoggetta l'area all' *Articolo 3.5 Aree di ricarica indiretta della falda*

➤ Il rilievo geofisico indica che il valore della velocità delle onde di taglio Vs, è negli stati argillosi superficiali compresa nel campo 185÷ 215 m/s e quindi, considerando che le sottostanti ghiaie hanno Vs notevolmente più elevato, il sottosuolo è compatibile con un Sottosuolo di Categoria C.

➤ Non sussistono condizioni geologiche tali per cui sarebbe comunque previsto uno studio di RSL. L'analisi di Risposta Sismica Locale è resa necessaria dalla tipologia di opera da realizzare. Si ritiene che il modello geologico consenta di adottare un modello geofisico monodimensionale ai fini dello studio di RSL.

➤ *La microzonazione sismica di secondo livello del PSC del Comune di Rimini riporta valori del Fattore di Amplificazione molto alti (FA =2.3) da cui scaturisce una PGA = 0.432 g.*

➤ *Lo studio di RSL genera, relativamente alla storia temporale in accelerazione, un valore di accelerazione in superficie a_{max} = 0.359 g (fattore di amplificazione FA= 1.31)*

➤ I terreni del sottosuolo essendo di natura prevalentemente argillosa e coesiva presentano un rischio di liquefazione molto basso (IPL=1.4) e peraltro legato a livelli isolati e discontinui. I cedimenti indotti dal sisma sulle argille tenere sono stimati nell'ordine di 2.3 centimetri.

➤ In ragione delle caratteristiche dell'opera e dei terreni del sottosuolo si ritiene opportuna la realizzazione di pali di fondazione affrancati nell'orizzonte ghiaioso profondo. Le mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni la presenza di livelli limosi e di falda superficiale renderà necessaria, per la perforazione dei pali, l'adozione di camicie o fanghi bentonitici.

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 PROVE PENETROMETRICHE CPT CPTU
- ALLEGATO 2 STRATIGRAFIA SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO
- ALLEGATO 3 RELAZIONE DOWN HOLE CON CONO SISMICO
- ALLEGATO 4 RELAZIONE INDAGINE GEOFISICA ESAC-MASW
- ALLEGATO 5 RELAZIONE INDAGINE GEOFISICA HVSR
- ALLEGATO 6 ANALISI DI LABORATORIO
- ALLEGATO 7 VALUTAZIONE LIQUEFAZIONE E CEDIMENTI POST-SISMICI