



GEOSTUDI S.r.l.	COMMITTENTE: FUTURMAC S.r.l.	
DIREZIONE TECNICA	A CURA DI	Dott. Geol. Lorenzo Negri
NEGRI		Dott. Geol. Marco Vannucchi
		Dott. Geol. Aldo Davolio

ELABORATO: Studio geologico – sismico	CODICE COMMESSA: AGT 2019/08
--	-------------------------------------

UBICAZIONE: Via San Polo, Sassuolo capoluogo – Comune di Sassuolo (MO)	
OGGETTO:	
Studio geologico – sismico a supporto della Variante al PUA “Ambito AC Sub d2 – Via San Polo” – Adeguamento ed aggiornamento alla strumentazione urbanistica sovraordinata ed alle N.T.C. 2018.	

DATA	REDATTO	APPROVATO	ATTIVITA'
Agosto 2019	DAVOLIO	NEGRI – VANNUCCHI	GEOLOGIA TECNICA

FILE	PERCORSO ARCHIVIAZIONE
SASSUOLO_FUTURMAC_PUA_ VIA SAN POLO_2019	3 – AGT

GEOSTUDI S.r.l.

Via N. Nadi n°9/a - 43122 PARMA - Tel.0521/244693 - Fax 0521/241207 - www.geostudiparma.it - E-MAIL: info@geostudiparma.it PEC: geostudi@pec.it

Capitale Sociale €15.000 i.v. - C.Fiscale & P.IVA: 02078920341 – Iscritta al Registro Imprese n°02078920341 e R.E.A. n°209.223 C.C.I.A.A. di Parma

INDICE

1 – PREMESSA	4
2 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE DI RIFERIMENTO	9
2.1 – Quadro geologico e geomorfologico generale	9
2.2 – Quadro geotettonico regionale	12
2.3 – Inquadramento stratigrafico ed idrogeologico regionale di riferimento	17
2.4 – Il bacino idrogeologico della pianura emiliano-romagnola	21
2.5 – Idrogeologia di dettaglio: sezioni idrostratigrafiche interpretative, identificazione degli acquiferi e alimentazione delle falde	24
2.6 – Assetto lito-geomorfologico locale	28
3 – INQUADRAMENTO SISMICO	32
3.1 – Quadro sismotettonico regionale	32
3.2 – Classificazione sismica	38
3.3 – Sismicità storica	43
4 – INDAGINI GEOGNOSTICHE DIRETTE	50
4.1 – Sondaggio a carotaggio continuo	50
4.1.1 – Prove penetrometriche dinamiche in foro (S.C.P.T.)	50
4.1.2 – Prove speditive in situ	53
4.2 – Prove geotecniche di laboratorio	54
4.3 – Prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.)	56
5 – INDAGINI GEOGNOSTICHE INDIRETTE	58
5.1 – Prospezione sismica tipo “MASW”	58
5.1.1 – Analisi ed interpretazione prospezione sismica tipo “MASW” – Categoria sismica del suolo di fondazione	59
5.2 – Prospezione sismica tipo “HVSr”	61
5.2.1 – Analisi ed interpretazione prospezione sismica tipo “HVSr”	62
5.3 – Prospezione geofisica con tomografia elettrica	65
5.3.1 – Analisi ed interpretazione della tomografia elettrica	65
6 – CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEL TERRENO	68
6.1 – Modello litostratimetrico e geomeccanico di massima dei terreni di fondazione	68
7 – PERICOLOSITÀ SISMICA	73
7.1 – Definizioni e riferimenti normativi	73
7.2 – Studio di Microzonazione sismica comunale (I°-II°-III° livello di approfondimento)	74
7.3 – Pericolosità sismica del sito di intervento	79
7.3.1 – Risposta sismica locale ai sensi della D.A.L. RER 112/2007 (II° livello di approfondimento) e successivo aggiornamento con D.G.R. n°2193 del 21/12/2015	79
7.3.2 – Pericolosità sismica di base (PSB) e Risposta sismica locale (RSL) ai sensi del Decreto 17/01/2018	85
7.3.3 – Suscettività a liquefazione dei terreni di sedime	94
8 – CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	103

8.1 – Sintesi di indagine	103
8.2 – Pericolosità sismica locale	107
8.3 – Indicazioni generali circa le indagini geognostiche da prodursi a supporto delle successive fasi di progettazione di eventuali interventi edificatori	110
8.4 – Considerazioni in merito alle verifiche delle possibili interazioni suolo – struttura indicate nella Scheda di POC	112
8.5 – Salvaguardia dell'areale di intervento	114

Tav.1: Ubicazione indagini geognostiche (stralcio planimetrico fornito dal Progettista – scala 1:1.000);

Tav.2: Modello lito-geomeccanico di massima dei terreni di sedime (scala verticale 1:50).

ALLEGATO n°1: Sintesi indagini geognostiche pregresse (2015)

- Ubicazione indagini geognostiche (stralcio planimetrico tratto da Google Earth – scala 1:500)
- Stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅
- Certificati prove geotecniche in laboratorio
- Relazione tecnica inerente la Prospezione sismica con metodo “MASW” e “HVSR” e la Prospezione geoelettrica con metodo tomografico – Elaborati profili geoelettrici di Tavv.1, 2.

ALLEGATO n°2: Sintesi indagini geognostiche pregresse (2009)

- Ubicazione indagini geognostiche (stralcio planimetrico non in scala);
- Tabulati di prova penetrometrica statica con punta meccanica (C.P.T.) e relativa interpretazione lito-geomeccanica
- Prospezione sismica con metodo “MASW”

1 – PREMESSA

Il presente studio geologico – sismico, redatto per conto di **Futurmac S.r.l.**, in accordo con lo Studio Passetti di Correggio (RE) quale Referente Tecnico per la Committenza nonché con il Progettista Ing. Claudio Berselli, a supporto della **Variante al Piano Urbanistico Attuativo (PUA) “Ambito AC Sub d2 – Via San Polo”**, in loc. Sassuolo capoluogo (MO), si configura come aggiornamento ed adeguamento alla strumentazione urbanistica sovraordinata ed alle N.T.C. 2018 dello studio geologico-sismico redatto dal Dott. Geol. Gianluca Vaccari (ottobre 2009) a supporto del Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata dell’ambito oggetto di PUA (approvato con D.G.C. n°26 del 01/03/2016), come richiesto dal Settore 2° – Governo e Sviluppo del Territorio, Servizio Urbanistico e Cartografico del Comune di Sassuolo (Prot. N°25269/2019 del 03/07/2019 in merito all’istanza di Variante al suddetto PUA, in attuazione del POC comunale approvato con Delibera di Consiglio Comunale n°49 del 30/10/2018).

Detto studio si propone altresì di verificare l’assetto litostratigrafico e le conseguenti caratteristiche geomeccaniche e sismiche di massima dei terreni di fondazione dell’areale in esame, al fine di fornire al Progettista, in via preventiva, in detta fase di analisi preliminare a supporto della pianificazione territoriale ed urbanistica, le indicazioni geologiche, di competenza degli scriventi, circa le condizioni generali di fattibilità geologica e sismica di eventuali futuri interventi edificatori, evidenziando eventuali fattori condizionanti e/o limitanti le scelte progettuali.

L’indagine è stata condotta in osservanza alla normativa vigente in materia:

- D.P.R. n°380 del 06/06/2001 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia (Testo A)”;
- Decreto 17/01/2018 del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (G.U. Serie Generale n°42 del 20/02/2018 – Suppl. Ordinario n°8) in vigore dal 22/03/2018. Aggiornamento del Decreto Ministeriale 14/01/2008 – Testo Unitario – Norme tecniche per le costruzioni (G.U. del 04/02/2008);
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n°7 del 21/01/2019 – Consiglio superiore dei Lavori Pubblici – recante Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17/01/2018;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Allegato al voto n°36 del 27/07/2007 – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale;

- L.R. Regione E.R. n°19 del 30/10/2008 “Norme per la riduzione del rischio sismico”;
- L.R. Regione E.R. n°24 del 21/12/2017 inerente la “Disciplina generale sulla tutela e l’uso del territorio”.

Per quanto concerne i criteri e gli indirizzi metodologici seguiti nelle analisi svolte in merito alla *pericolosità sismica* dell’area di intervento, si è fatto altresì riferimento a:

- D.A.L. 112/2007: Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell’art.16, comma 1, della L.R. 20/2000 per “*Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica*” approvati con Deliberazione dell’Assemblea Legislativa della Regione Emilia Romagna n°112 del 2 maggio 2007 pubblicata sul B.U. della R.E.R. n°64 del 17/05/2007 e successivo aggiornamento di cui alla Delibera di Giunta Regionale n°2193 del 21/12/2015;
- Studio di Microzonazione Sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo, approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, e successivo Studio di Microzonazione Sismica di III° Livello, adottato nella variante specifica al P.S.C. con Delibera di Consiglio Comunale n°16 del 26/03/2019.

Allo scopo di definire il “*modello geologico di riferimento*” dell’areale in oggetto (vd. **Fig.A** di seguito riportata), così come definito nel citato D.M. 17/01/2018, con un dettaglio ritenuto adeguato dal Progettista per le finalità del presente studio in rapporto alla presente fase pianificatoria, e, più specificatamente, di definire l’assetto litostratimetrico e le conseguenti caratteristiche geomeccaniche e sismiche di massima dei terreni di fondazione, si fa specifico riferimento a:

- studio geologico-sismico redatto dagli scriventi (marzo 2015) ed indagini geognostiche, dirette ed indirette, in situ ed in laboratorio, correlate (vd. **All. n°1**), a supporto della *progettazione definitiva* del fabbricato residenziale di recente edificazione nella zona oggetto di PUA;
- citato studio geologico-sismico redatto dal Dott. Geol. Gianluca Vaccari (ottobre 2009) a supporto del Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata dell’ambito in questione ed indagini geognostiche, dirette ed indirette in situ, correlate (vd. **All. n°2**).

Le considerazioni espresse emergono dalla sintesi delle seguenti acquisizioni d'indagine:

- ricerca bibliografica dei dati relativi all'assetto geolitologico, geomorfologico, idrogeologico e sismotettonico regionale e locale (vd. **Figure** nel testo);
- caratterizzazione litostratigrafica e geomeccanica dei terreni del primo sottosuolo attraverso:

INDAGINI DIRETTE

- n°1 sondaggio a carotaggio continuo, realizzato in data 03/03/2015, spinto sino a profondità pari a 20 metri da p.c. attuale, con contestuale esecuzione di n°3 prove penetrometriche dinamiche in foro (tipo S.C.P.T.¹) con punta aperta, rilevazioni speditive *in situ* sulle carote estratte (Pocket Penetrometer, Vane Test) nonché prelievo di n°2 campioni indisturbati alle quote indicate in stratigrafia (vd. ubicazione in **Tav.1**, elaborato di **Tav.2** e documentazione contenuta in **All. n°1**);
- n°3 indagini geognostiche di tipo penetrometrico statico (C.P.T.²) con punta meccanica, realizzate in loco, in data 23/09/2009, e spinte sino a profondità pari a 15 metri da p.c. attuale (vd. ubicazione in **Tav.1** e tabulati in **All. n°2**);
- prove di laboratorio su n°2 campioni indisturbati, prelevati in foro contestualmente all'esecuzione del suddetto sondaggio a carotaggio continuo, quali determinazioni delle grandezze fisiche naturali (peso di volume e contenuto acqua), limiti di Atterberg, curve granulometriche per setacciatura e sedimentazione, classificazione CNR – UNI 10006, prove di taglio diretto in scatola di Casagrande consolidate e drenate (C.D.) per parametri di picco, prove di compressione triassiali non consolidate non drenate (U.U.). Le prove geotecniche in laboratorio sono state svolte dai tecnici di C.G.G. Geotechnical Analysis di Piacenza, laboratorio accreditato con concessione presso Servizio Tecnico Centrale (C.S.LL.PP.) del Ministero Infrastrutture e Trasporti (art.59 del DPR 06/06/2001, vd. certificati di prova contenuti in **All. n°1**);

INDAGINI INDIRETTE

¹ Standard Cone Penetration Test (S.C.P.T.), come definito in “Geotecnica” di Renato Lancellotta (1993), 2° Edizione, Zanichelli Editore S.p.a., Bologna.

² Cone Penetration Test (C.P.T.), come definito in “Geotecnica” di Renato Lancellotta (1993), 2° Edizione, Zanichelli Editore S.p.a., Bologna.

- n°2 prospezioni geoelettriche con metodo tomografico, realizzate in data 04/03/2015, quale indagine di dettaglio ad alta definizione del primo sottosuolo (circa 11 metri di profondità, vd. Relazione tecnica e sezioni bidimensionali di resistività negli elaborati **Tavv.1, 2** contenuti in **All. n°1**);
- caratterizzazione sismica dei terreni del primo sottosuolo attraverso:
 - INDAGINI INDIRETTE**
 - n°2 prospezioni sismiche tipo “MASW” (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), realizzate nell’areale in esame nell’ambito dei suddetti studi geologico-sismici (vd. **All. n°1, 2**), volte a definire il profilo della velocità equivalente $V_{s,eq}$ (velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S), da cui ricavare la categoria del suolo di fondazione, necessaria per la determinazione dell’azione sismica di progetto nonché la valutazione della risposta sismica locale, come previsto dalla succitata normativa vigente in materia (D.M. 17/01/2018). Contestualmente alla prospezione “MASW” condotta nel 2015 è stata svolta anche una prospezione sismica tipo “HVSr” di misura del rumore sismico mediante tromografo digitale, funzionale alla definizione della frequenza fondamentale del terreno di sedime, al fine di consentire al Progettista di valutare, in prima analisi, potenziali effetti di doppia risonanza di eventuali edificandi in progetto (vd. Relazione Tecnica illustrativa della prospezione geofisica eseguita nel 2015 e riportata in **All. n°1**);
- caratterizzazione idrogeologica di massima del primo sottosuolo attraverso la verifica, in corso d’opera, ove presente, del livello idrico all’interno dei fori di sondaggio (vd. documentazione contenuta in **All. n°1, 2** e **Tav.2**).

Si specifica come il presente studio geologico – sismico e le indagini geognostiche ad esso allegate non si configurino sostitutive degli approfondimenti geognostici da prodursi a supporto dei successivi livelli di progettazione (preliminare, definitiva ed esecutiva) di eventuali interventi edificatori ai sensi della normativa vigente in materia (Decreto Ministeriale 17/01/2018), funzionali ad integrare il “modello geologico di riferimento” dell’areale di intervento nonché verificare l’assetto litostratigrafico e le caratteristiche geomeccaniche e sismiche dei terreni di sedime per ciascun singolo edificando, con dettaglio ritenuto adeguato dal Progettista.

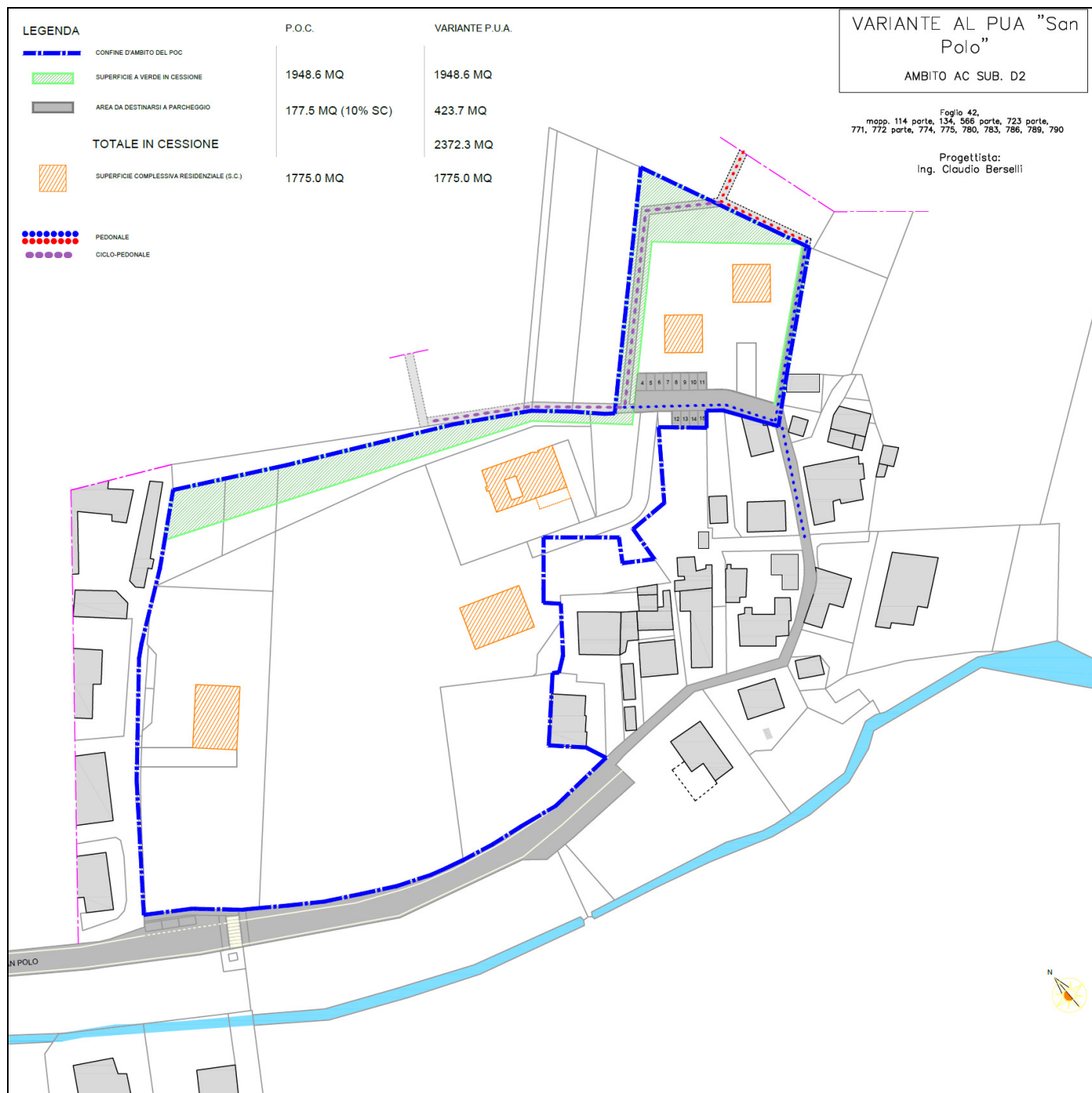


Fig.A: Variante al PUA “Ambito AC Sub d2 – Via San Polo” (stralcio planimetrico fornito dal Progettista). In perimetro blu è indicato l’areale oggetto di Variante al PUA.

2 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE DI RIFERIMENTO

2.1 – Quadro geologico e geomorfologico generale

L'areale oggetto di Variante al PUA è situato in Via San Polo, nella periferia meridionale dell'abitato di Sassuolo (MO), e si colloca in sinistra idrografica del F. Secchia e di un rio minore che lambisce, a sud, la frazione di San Polo (vd. **Fig.1a, 1b**).

Dal punto di vista geologico-strutturale, il territorio oggetto di studio appartiene al bacino subsidente padano, costituito, come è noto dalla letteratura in materia, da una depressione, a stile tettonico globalmente compressivo, colmata dai depositi continentali quaternari dei corsi d'acqua appenninici e del Fiume Po e dai sottostanti depositi marini plio-pleistocenici il cui spessore, pur aumentando generalmente da sud verso nord, risente di un evidente controllo delle strutture sepolte.

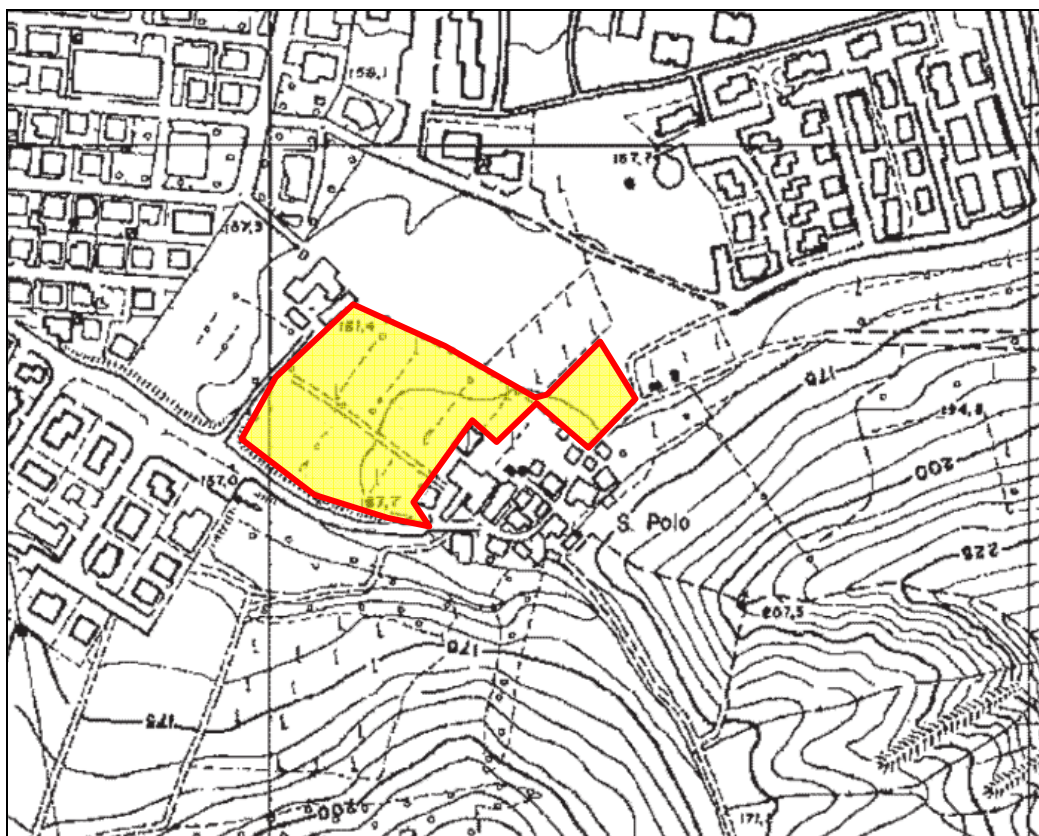


Fig.1a: Ubicazione indicativa dell'areale in esame oggetto di Variante al PUA (stralcio C.T.R., Elemento n°219064 “Sassuolo” alla scala 1:5.000), evidenziato indicativamente in figura con perimetro di colore rosso e sfondo giallo.



Fig.1b: Ubicazione indicativa dell’areale in esame oggetto di Variante al PUA (tratta da *Google Earth*), perimetrato in figura con colore linea rossa tratteggiata.

Come si evince anche dalle sezioni geologiche riportate nella recente pubblicazione della Carta geomorfologica della Pianura Padana³ alla scala 1:250.000, ricostruite attraverso le perforazioni profonde e le prospezioni geofisiche per le ricerche petrolifere nonché sulla base delle litostratigrafie di pozzi idrici, il sottosuolo della pianura emiliano-romagnola è caratterizzato dalla prosecuzione del fronte sepolto della catena appenninica: alle aree sinclinaliche, sede di potenti accumuli, si alternano zone soggette a duplicazione tettonica per sovrascorrimento (“*thrusts*” nord vergenti) con notevole assottigliamento della copertura sedimentaria.

L’ingente spessore di tale copertura è altresì giustificato anche dall’intensa subsidenza generale del bacino padano a partire dal Pliocene, localmente compensata e contrastata da fasi di sollevamento tettonico.

A scala padana, la successione sedimentaria presenta carattere regressivo, con alla base sabbie e peliti torbiditiche seguite da un prisma sedimentario fluvio – deltizio progradante, ricoperto al tetto da depositi continentali.

³ Carta geomorfologica della Pianura Padana alla scala 1:250.000, edita dal Ministero dell’Università e della Ricerca scientifica e tecnologica (Comitato Consultivo del C.U.N. n°4 “Scienze della Terra” – 1997).

Nei profili sismici si riconoscono due direzioni di propagazione prevalenti: la prima assiale, E-vergente, originata dal paleodelta del Fiume Po, e la seconda, NE-vergente, legata ai sistemi deltizi ad alimentazione appenninica.

Più specificatamente, l'areale in esame appartiene all'*alta pianura modenese*, caratterizzato dalla presenza dei lembi apicali dei conoidi alluvionali, edifici sedimentari di forma tronco-conica che si sviluppano allo sbocco dei corsi d'acqua appenninici in pianura interdigitandosi con i depositi della *bassa pianura*.

La genesi e l'evoluzione di questi corpi sedimentari sono altresì poste in forte connessione anche ad una serie di vicissitudini di natura tettonico – sedimentaria e climatica che hanno interagito in modo complesso con il naturale divagare dei principali corsi d'acqua appenninici.

Come conseguenza dell'azione congiunta di questi importanti fattori morfotettonici e morfoclimatici, si è verificato una distribuzione spaziale degli apporti alluvionali che ha contribuito alla formazione di strutture lentiformi e interdigitate tra loro nonché ad un terrazzamento dei depositi stessi affioranti nella fascia pedecollinare.

La distribuzione granulometrica dei sedimenti risulta preferenziale in relazione agli stati energetici delle correnti ed evidenzia una diminuzione di granulometria spostandosi dall'alveo verso le zone laterali dei corsi d'acqua, con localizzazione di depositi più grossolani in corrispondenza degli alvei attuali e dei paleoalvei.

Schematicamente, i depositi più grossolani, costituiti da sabbie e ghiaie eterometriche, talora con blocchi di notevoli dimensioni, di natura poligenica prevalentemente calcareo-marnosa ed arenacea, presenti sia negli alvei attivi attuali sia nelle zone apicali dei conoidi nonché lungo gli antichi canali d'alveo, caratterizzano le zone di *alta e medio – alta pianura*; i limi e le argille, attribuibili ad ambienti sedimentari di minor energia rispetto ai precedenti, sono invece distribuiti nelle aree più distali dei conoidi stessi.

Sotto il profilo geomorfologico, l'abitato di Sassuolo si colloca nella porzione apicale sub-pianeggiante (pendenze medie dell'ordine del 0,5 – 1,5 %) del conoide del Fiume Secchia, in corrispondenza delle alluvioni terrazzate oloceniche che rappresentano la fase di livellamento della pianura da parte del corso d'acqua all'interno e sul contorno del conoide pleistocenico.

In corrispondenza del margine pedecollinare a sud del capoluogo, caratterizzato dagli affioramenti pliocenici marini argillosi, dette alluvioni risultano talora localmente coperte da sedimenti più recenti, ascrivibili a piccole conoidi di deiezione di corsi d'acqua minori che, interdigitati al complesso apparato deposizionale del F.Secchia, hanno dato luogo ad un edificio sedimentario nel quale risulta assai difficoltoso riconoscere l'appartenenza dei depositi stessi all'uno o all'altro corso d'acqua, influenzandone l'assetto idrogeologico.

2.2 – Quadro geotettonico regionale

L'evoluzione geologica della pianura modenese e del suo margine pedemontano si inserisce in un più ampio contesto di colmamento del bacino di avanfossa della Pianura Padana, una vasta depressione a stile tettonico globalmente compressivo legata all'orogenesi dell'Appennino Settentrionale, colmato da depositi marini ed alluvionali di età pliocenica e quaternaria.

Come riportato nella specifica letteratura in materia, il riempimento del Bacino Padano – Adriatico risulta strutturato secondo un modello generale ad embrici NE-vergenti (sistemi di sovrascorrimenti, faglie, duplicazioni tettoniche, pieghe e bacini), conseguenza degli eventi tettonici compressivi che a partire dal Miocene superiore hanno coinvolto tutto l'Appennino settentrionale e l'antistante bacino di sedimentazione.

Più specificatamente, nel sottosuolo antistante il margine morfologico dell'Appennino settentrionale, la progressiva migrazione verso NE delle avanfosse plio – pleistoceniche ha dato origine a due archi principali di strutture compressive, orientate NO-SE, a sviluppo sequenziale frontale, che interessano le formazioni mesozoiche e mio – plioceniche mascherate dai depositi alluvionali quaternari (vd. **Figg.2a, 2b**), note in letteratura come “*Pedeappenninic Thrust Front*” (PTF) ed “*External Thrust Front*” (ETF), o note anche come Pieghe Emiliane (Pieri e Groppi, 1981).

Si tratta di due sistemi di grandi pieghe asimmetriche, con andamento anticlinalico, formatesi attraverso molteplici faglie inverse e sovrascorrimenti a basso angolo (15° – 30°), immergenti verso sud/sud-ovest, che racchiudono un bacino satellite ad esse parallelo.

Procedendo da nord a sud, si individuano nella pianura emiliana le seguenti strutture sismicamente attive:

- *External Thrust Front* (ETF): localizzato lungo l’allineamento Cremona – Parma – Reggio Emilia – Correggio (RE) – Mirandola (MO) – Ferrara – Ravenna, si tratta di un alto strutturale, costituito dall’involuppo delle rampe frontali dei “*thrusts*” sepolti, che rappresenta la zona di confine tra la Monoclinale pedealpina, che si apre in direzione nord a partire dal fronte settentrionale dell’alto strutturale medesimo, e la regione “Apennines” (zolla Corso Sarda) a sud. E’ suddiviso in tre margini planimetricamente arcuati, concavi verso sud, denominati da ovest verso est “*Piemonte Folds*”, “*Emilia Folds*” e “*Ferrara Folds*”. A sud delle “*Ferrara Folds*”, si estendono altri sistemi di “*thrust*”, sempre associati al meccanismo di deformazione delle precedenti, noti come “*Romagna Folds*” e “*Adriatico Folds*”. Dalle indagini geofisiche l’ETF rivela le classiche strutture accatastate ad embrici, con conseguente pronunciata flessurazione litosferica che origina l’avanfossa e che determina una marcata subsidenza di natura tettonica. L’ETF si trova sepolto nel sottosuolo, talvolta a poche decine di metri.
- *Bacino minore o satellite*: si tratta di una depressione racchiusa a nord dall’alto strutturale dell’ETF e a sud dalle strutture embricate del PTF; detto bacino si estende in zona antistante al margine morfologico dell’Appennino emiliano – romagnolo con allungamento in direzione ovest/nord-ovest ed est/sud-est, presentando geometrie differenti riconducibili a settori strutturalmente svincolati tra loro in relazione all’andamento planimetrico delle strutture sepolte associate all’ETF ed al PTF;
- “*Pedeapenninic Thrust Front*” (PTF): localizzato lungo il margine padano dell’Appennino Settentrionale, rappresenta la zona di confine tra il margine morfologico appenninico ed il suddetto bacino satellite. E’ costituito da un margine discontinuo, planimetricamente parallelo al limite morfologico dell’Appennino settentrionale, segmentato da faglie trasversali, coincidenti con alcuni dei principali corsi d’acqua (T.Stirone, F.Taro, T.Enza, ecc.), connesse a fasi tettoniche neogeniche. Si tratta di una serie di “*thrusts*” e duplicazioni crostali che hanno determinando il sollevamento e il basculamento dei depositi affioranti nella fascia pedeappenninica. Dette faglie trasversali al PTF sono all’origine della suddivisione dell’Appennino settentrionale in settori a differente comportamento tettonico, soggetti a traslazione differenziale, con riflessi sugli spessori del riempimento sedimentario (vd. ad esempio il margine appenninico tra il F.Taro e il T.Enza e tra il F.Panaro e il F.Reno). Le Linee del Taro, del Baganza e dell’Enza costituiscono pertanto un fascio di faglie, legate dal punto di vista cinematico, che possono essere

riunite sotto il termine di “Sistema del Taro” (Bernini e Papani, 1987), limite occidentale del sistema delle Pieghe Emiliane.

I depositi quaternari sovrastanti le strutture positive dei “*thrusts*” non risultano essere interessati dall’attività tettonica in quanto, con la loro geometria ondulata, dimostrano un adattamento passivo alle strutture sottostanti.

Queste strutture hanno condizionato per tutto il Plio-Pleistocene la crescita e la distribuzione di sistemi deposizionali sul margine meridionale, interferendo con le fasi di erosione e sedimentazione controllate dalle oscillazioni climatico-eustatiche. In generale il riempimento del Bacino Padano – Adriatico risulta strutturato secondo un modello generale ad embrici NE-vergenti, come conseguenza degli eventi tettonici compressivi che a partire dal Miocene superiore hanno coinvolto tutto l’Appennino settentrionale e l’antistante bacino di sedimentazione.

Come messo in evidenza da numerosi profili sismici eseguiti dall’Agip dagli anni ’60, si individuano gruppi di strutture anticlinali associate a fronti di accavallamento, separati da ampie zone sinclinali fortemente subsidenti.

Per quanto riguarda la provincia parmense, gli eventi tettonici (di cui si hanno indizi morfologici) hanno verosimilmente continuato ad interessare l’*alta pianura* almeno fino al Quaternario; essi vanno ricollegati ad una struttura trasversale a movimento trascorrente (Linea del Taro), che avrebbe originato un fascio di faglie sub-verticali legate dal punto di vista cinematico, noto in letteratura come “Sistema del Taro” (Bernini e Papani, 1987), comprendente le Linee del Taro, del Baganza e dell’Enza.

Queste strutture trasversali segmentano il margine appenninico in settori caratterizzati da diverso comportamento tettonico; si distinguono settori caratterizzati da elevata subsidenza, in cui si sviluppano sequenze deposizionali di elevato spessore (ad es. tra il T.Enza ed il T.Parma), da altri a subsidenza tettonica attenuata, sede di accumuli sedimentari relativamente modesti (Bartolini et alii 1982; Papani et alii, 1987; Ministero dell’Università, 1997).

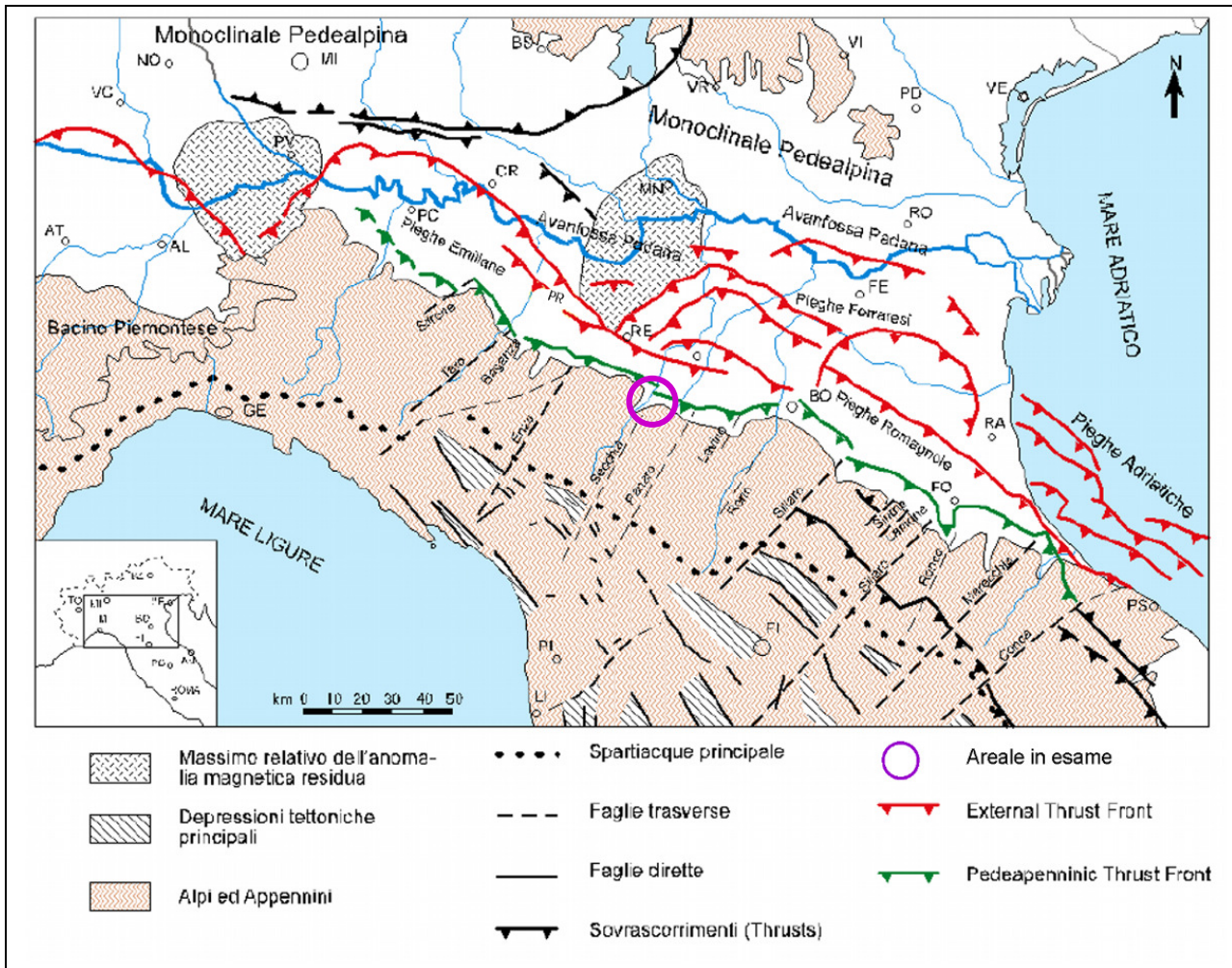


Fig.2a: Struttura tettonica semplificata dell'Appennino settentrionale e dell'avanfossa padana adriatica (tratta da AGIP, 1983, modificato).

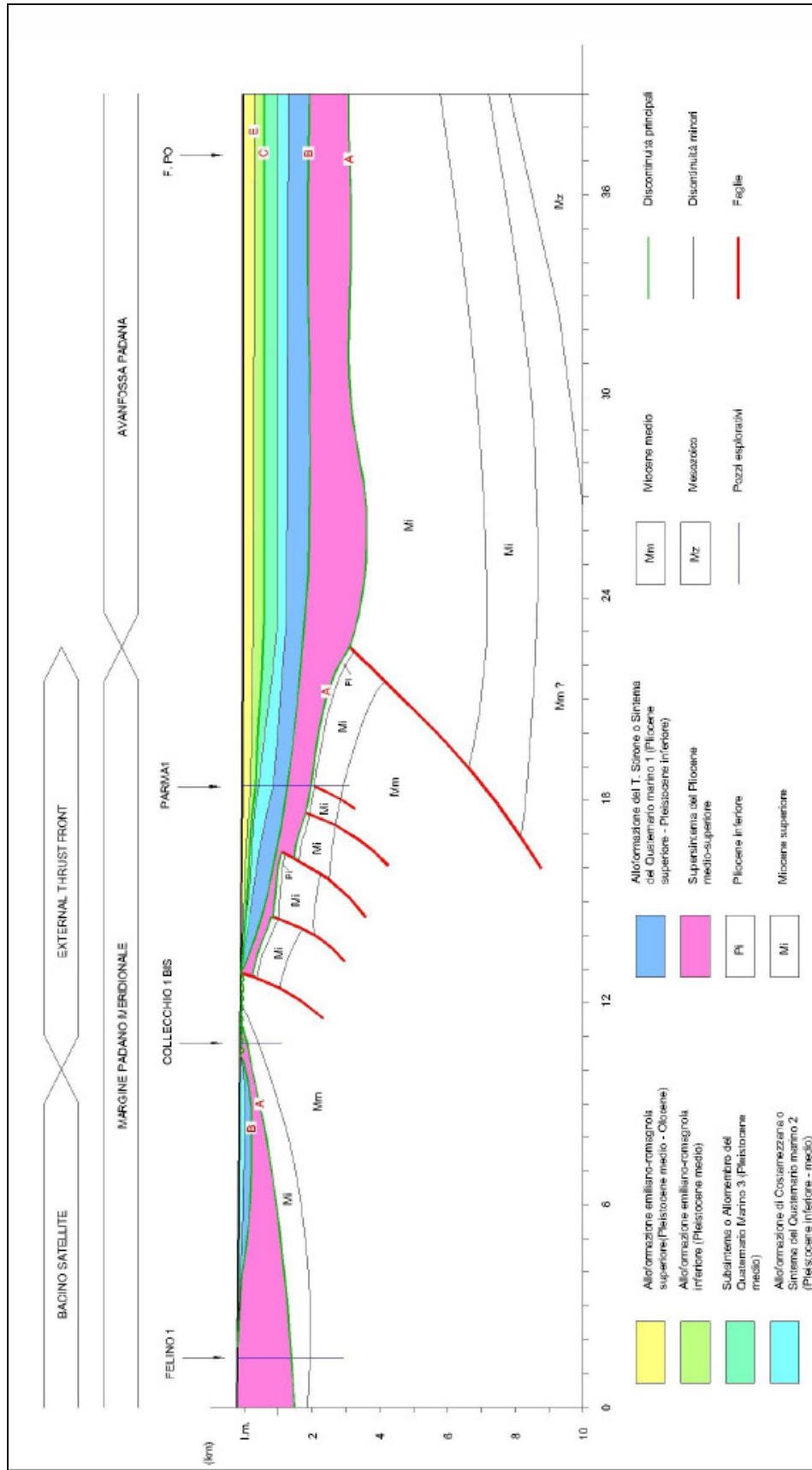


Fig.2b: Struttura tettonica semplificata dell'Appennino settentrionale e dell'avanfossa padano - adriatica (AGIP 1983; modificato).

2.3 – Inquadramento stratigrafico ed idrogeologico regionale di riferimento

Come già esplicitato nell'inquadramento geologico, la zona considerata a livello regionale ricade all'interno del Bacino di Sedimentazione Padano – Adriatico, una vasta depressione a stile tettonico globalmente compressivo legata all'orogenesi dell'Appennino settentrionale e colmata da depositi marini ed alluvionali di età pliocenica e quaternaria.

L'interpretazione stratigrafica dei depositi pleistocenici costituenti il sottosuolo della Pianura Padana, descritta nel volume “*Risorse Idriche Sotterranee della Regione Emilia Romagna*” (RER – ENI & AGIP, 1998), ha origine dalle numerose superfici di discontinuità stratigrafica riconosciute e cartografate sul Margine Appenninico Padano e deriva da un'integrazione delle metodologie fisico-stratigrafiche e sedimentologiche tipiche della ricerca petrolifera con quelle più tradizionali di derivazione geomorfologica e pedologica.

Le unità stratigrafie definite ed utilizzate nello studio sopra citato rientrano nella classe delle Sequenze Deposizionali sensu Mitchum et al. (1977) e, per quanto concerne quelle affioranti sul margine, nella sottoclasse delle *Unconformity Bounded Stratigraphic Units* (C.N.R. – C.C.G.G, 1992).

Dal punto di vista gerarchico si distinguono tre Sequenze Principali (vd. **Fig.3a**) corrispondenti ai cicli trasgressivo – regressivi P2, Qm e Qc, cartografati in affioramento da Ricci Lucchi et al. (1982):

- P2 – Supersintema del Pliocene medio – superiore (non rappresentato in **Fig.3a**);
- Qm – Supersintema o Allogruppo del Quaternario Marino;
- Qc – Supersintema o Allogruppo Emiliano – Romagnolo.

Dette Sequenze Deposizionali corrispondono a cicli trasgressivo regressivi che costituiscono la risposta sedimentaria alle principali fasi di tettonica regionale e sono a loro volta suddivise in Sequenze Deposizionali di rango inferiore, legate ad eventi tettonici minori o ad oscillazioni climatico – eustatiche che si sovrappongono agli eventi tettonici di sollevamento regionale.

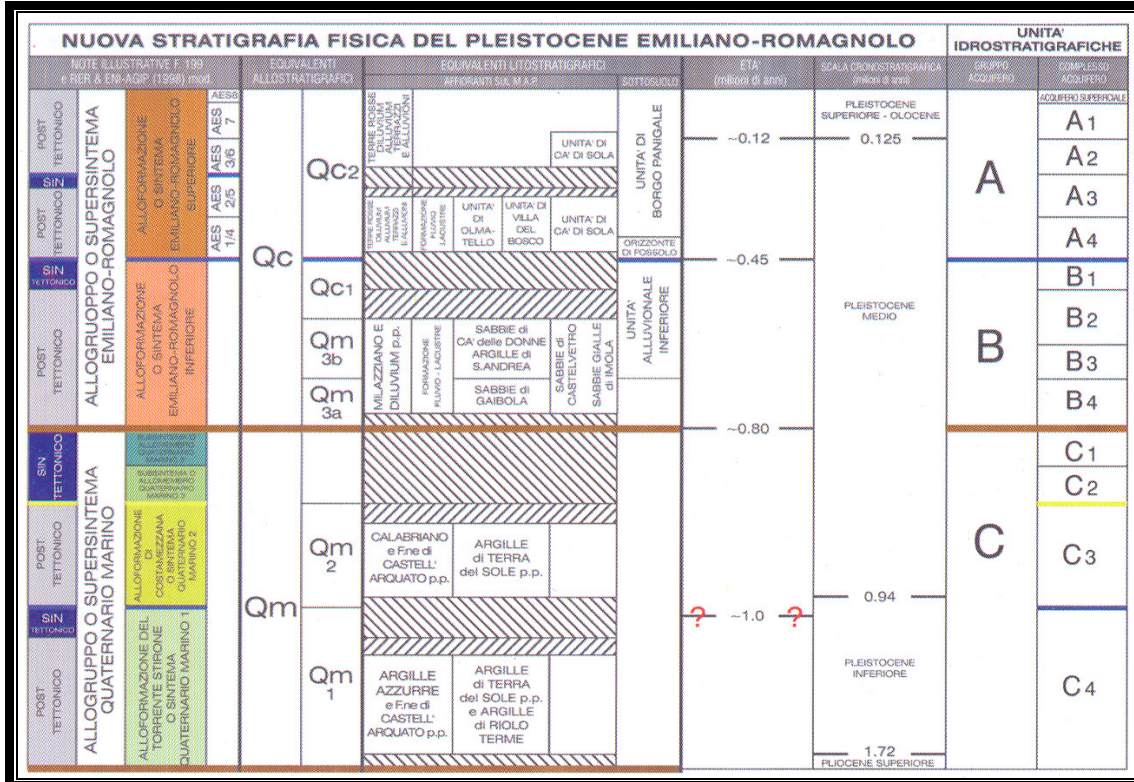


Fig.3a: Schema geologico-stratigrafico e idrostratigrafico del Bacino Pleistocenico della Pianura Emiliano-Romagnola

I terreni più antichi sono i depositi marini del Pliocene che affiorano unicamente nell'area collinare. Al di sopra giace, in discontinuità stratigrafica, il Quaternario Marino costituito appunto da depositi paralitici e marini. La successione continua poi con i terreni continentali dell'Allogruppo Emiliano-Romagnolo che si depongono a loro volta al di sopra di una superficie di discontinuità regionale, talora erosiva, cartografabile in affioramento e nel sottosuolo. Questa ultima unità, affiorante con i suoi terreni più antichi sul margine appenninico padano, è suddivisa in due alloformazioni: ALLOFORMAZIONE EMILIANO-ROMAGNOLA SUPERIORE (caratterizzata da depositi alluvionali intravallivi terrazzati, di conoide alluvionale ghiaiosa e di interconoide) e ALLOFORMAZIONE EMILIANO-ROMAGNOLA INFERIORE (caratterizzata da depositi di piana alluvionale e di conoide alluvionale distale).

Queste due unità sono state riconosciute e correlate come sequenze deposizionali su tutta la pianura emiliano – romagnola, utilizzando i profili sismici e i pozzi dell'AGIP. Esse sono separate, in corrispondenza del margine appenninico, da una superficie di discontinuità, spesso con discordanza angolare ed erosione, testimonianza di una fase tettonica regionale.

Più specificatamente, per quanto concerne l'areale di studio, viene di seguito riportato, in sintesi, lo schema geologico – stratigrafico secondo le distinzioni operate nella cartografia geologica regionale (vd. **Fig.3b**) e nello schema in precedenza esposto:

SUPERSINTEMA EMILIANO – ROMAGNOLO

- SINTEMA EMILIANO – ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)
 - Subsintema di Ravenna (AES₈)
 - Unità di Modena (AES_{8a})

SINTEMA EMILIANO – ROMAGNOLO SUPERIORE (AES): si tratta di un'unità alluvionale, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide.

La porzione più superficiale di tale unità è rappresentata dall'**Unità di Modena (AES_{8a})** del SUBSINTEMA DI RAVENNA (AES₈) cartografata nell'areale in esame (vd. **Fig.3b**), caratterizzata, nella provincia di Modena, da depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale, con presenza, al tetto, di suoli a bassissimo grado di alterazione. Potenza massima di alcuni metri (< 10 metri).

Nell'areale oggetto di studio, detti depositi alluvionali mascherano i depositi marini pliocenici ascrivibili alla **Formazione delle Argille Azzurre (FAA)** ed al loro **Membro di Monte Arnone (FAA7)**, osservabili in affioramento immediatamente a sud della frazione di San Polo in corrispondenza del margine pedecollinare (vd. **Fig.3b**).

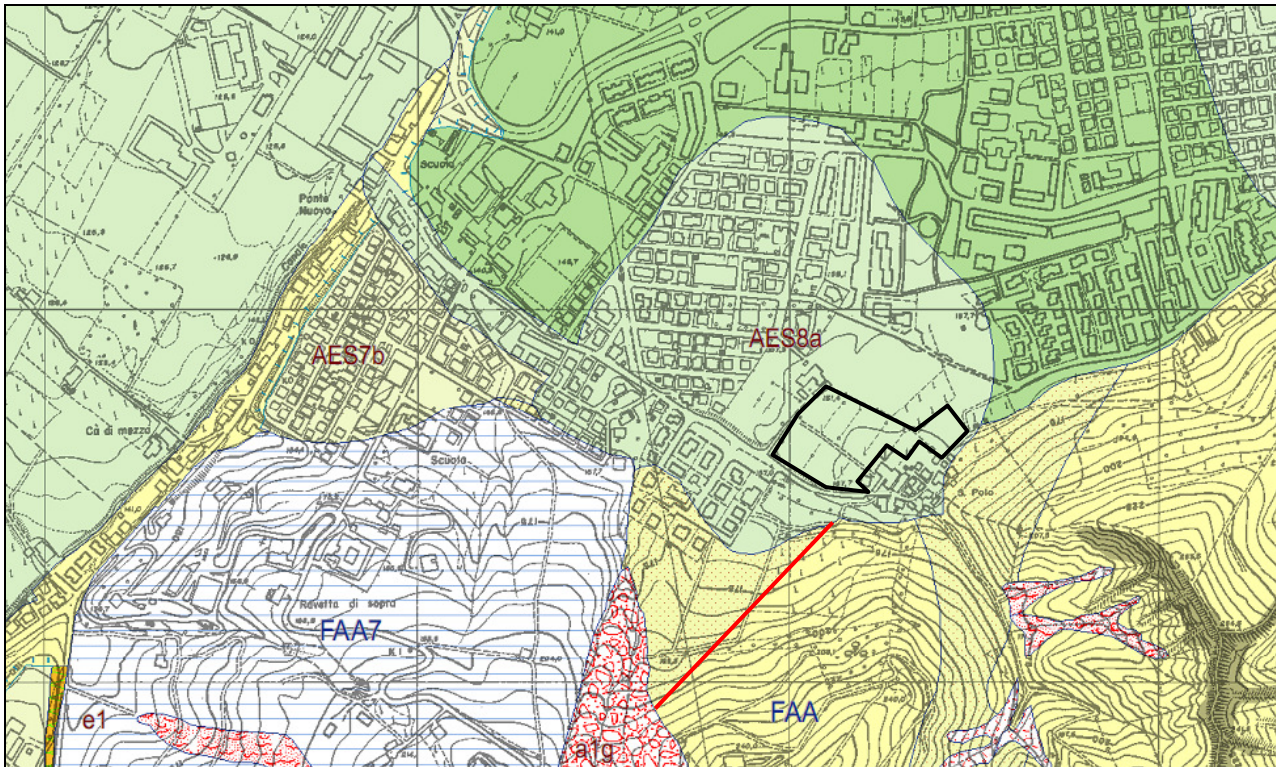


Fig.3b: Carta Geologica della Regione Emiliano-Romagnola (stralcio Sezione n°219060 “Sassuolo” e relativa legenda). In perimetro scuro è evidenziato indicativamente in figura l’areale in esame oggetto di Variante al PUA; con linea rossa è evidenziata, inoltre, la faglia indicata in cartografia nella formazione argillosa pliocenica pedecollinare.

Depositi quaternari continentali

	a1g - Deposito di frana attiva complessa Modena e Reggio nell'Emilia Deposito messo in posto in seguito alla combinazione nello spazio e nel tempo di due o più tipi di movimento.
	e1 - Deposito di salsa Modena e Reggio nell'Emilia Deposito prevalentemente pelitico, a struttura caotica, localmente accompagnato da clasti litoidi. E' prodotto da coni di emissione, legati a vulcanismo secondario, dai quali si ha fuoriuscita dal terreno di fango, acqua salata, misti a gas di varia natura (in particolare idrocarburi) a bassa temperatura. Il fenomeno è causato dalla presenza di giacimenti di idrocarburi a bassa profondità, che nel risalire intercettano il fango e ne abbassano la densità, favorendone la risalita.

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

	AES8 - Subsistema di Ravenna Modena Ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m. (Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni).)
	AES8a - Unità di Modena Modena Depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente meno di 100 cm, calcareo, grigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C.. Potenza massima di alcuni metri (< 10 m). (Post-VI secolo d.C.)

AES7b - Unità di Vignola

Modena Ghiaie con matrice limo-sabbiosa, passanti a limi e limi sabbiosi. Deposito fluviale intravallivo. Copertura colluviale limosa e argillosa alla base dei versanti. Al tetto suoli decarbonatati con tracce di illuviazione di argilla e fronte di alterazione tra 1,5 e 2 m, orizzonti superficiali di colore da rosso bruno a bruno scuro. Contatto inferiore in discontinuità su unità più antiche. Potenza di alcuni metri.

(Pleistocene sup. - Olocene basale)

FAA - Argille Azzurre

Modena Argille, argille marnose, mame argillose e siltose grigie e grigio-azzurre, talora grigio plumbeo, in strati medi e subordinatamente sottili, a giunti poco o non visibili per bioturbazione, con subordinati strati arenacei sottili risedimentati. Localmente sono presenti sottili livelli discontinui di biocalcareni fini e siltiti giallo, o ocra se alterate, sottilmente laminati. Nella parte alta possono essere presenti slumps. Limite inferiore paraconcordante o marcato da una lieve discordanza angolare su FCO, discordante su unità più antiche. Potenza di alcune centinaia di metri.

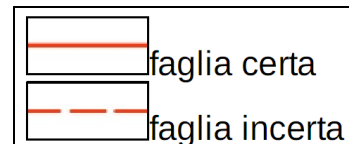
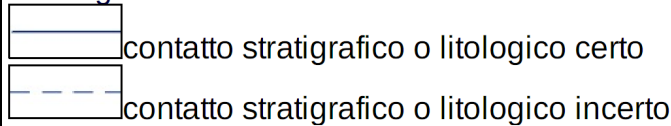
(Pliocene inf. - Pleistocene sup.)

FAA7 - Argille Azzurre - membro di Monte Arnone

Modena Corpo caotico costituito da breccie a matrice argillosa con materiali di provenienza liguride o epiligure; intercalazioni di peliti plioceniche. Potenza variabile da pochi metri a qualche decina di metri.

(Pliocene medio - sup.)

Geologia linee:



2.4 – Il bacino idrogeologico della pianura emiliano-romagnola

Le Unità Stratigrafiche del sottosuolo sud – padano descritte precedentemente possono essere saturate da acque dolci, salate o salmastre, e nel loro insieme costituiscono il Bacino Idrogeologico della Pianura Emiliano-Romagnola (BIPER); il limite tra acque dolci e salmastre definisce la base degli acquiferi utili per uso idropotabile ed agricolo – industriale.

Tale modello prevede la distinzione, a scala regionale, in tre Unità Idrostratigrafiche (Maxey, 1964) di rango superiore, cartografabili sia in superficie che in sottosuolo, denominate Gruppi (di) Acquiferi, che affiorano sul margine meridionale del bacino Idrogeologico della Pianura Emiliano – Romagnola per poi immergersi verso nord al di sotto dei sedimenti depositati negli ultimi 20.000 anni, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale).

Le Unità Idrostratigrafiche considerate hanno le seguenti caratteristiche:

1. sono costituite da una o più Sequenze Deposizionali;

2. sono comprensive di un livello geologico basale, scarsamente permeabile (*acquitardo*) o impermeabile (*acquicludo*) arealmente continuo (in senso geologico) che per i Gruppi Acquiferi si sviluppa a scala regionale.

Gli acquiferi sono corpi geologici che, grazie alle loro proprietà geometriche e petrofisiche, svolgono efficacemente le funzioni di serbatoio e condotta per le acque sotterranee; essi sono costituiti da sedimenti ghiaioso – sabbiosi di origine deltizia, litorale ed alluvionale, depositati a partire da circa 3,5 milioni di anni seguendo due direzioni di propagazione prevalenti: la prima assiale, E-vergente, originata dal paleodelta del Po, e la seconda, NE-vergente, legata ai sistemi deltizi ad alimentazione appenninica.

Ciascun Gruppo Acquifero risulta quindi idraulicamente separato da quelli sovrastanti e sottostanti, almeno per gran parte della sua estensione, da livelli argillosi di spessore plurimetrico che implicano flussi idrici confinati all'interno di ogni singolo Gruppo, con componente parallela alle superfici di strato molto maggiore di quella ortogonale alle superfici stesse.

Al suo interno, ogni Gruppo Acquifero risulta composto da serbatoi acquiferi sovrapposti e giustapposti di rango inferiore, parzialmente o totalmente isolati tra loro, denominati Complessi e Sistemi di Acquiferi.

Le principali barriere di permeabilità sono costituite da corpi geologici decametrici a prevalente componente fine, interpretabili come sistemi deposizionali interdeltizi, di interconoide o di bacino interfluviale (fasi di disattivazione dei sistemi deposizionali) che si giustappongono ai sistemi deposizionali deltizi, di conoide alluvionale e fluviali (fasi di attivazione), ricchi in materiali grossolani. La presenza di queste barriere implica che il moto dei fluidi all'interno dei corpi acquiferi possa essere assunto, ad eccezione delle aree di ricarica diretta, con componente verticale trascurabile ovvero con moto di filtrazione lungo strato prevalente. Ogni Unità Idrostratigrafica può, quindi, essere considerata idraulicamente isolata da quelle adiacenti.

Le conoscenze riguardo il Bacino Idrogeologico della pianura modenese, integrate dai recenti studi geologici promossi dal Progetto CARG della Regione Emilia Romagna, consentono di affermare che nel sottosuolo della pianura modenese i serbatoi acquiferi si sono formati dapprima all'interno di un sistema deposizionale di delta – conoide attribuibile ai paleo fiumi Secchia e Panaro (Gruppo Acquifero C), in seguito anche

all'interno delle Piane e delle Conoidi Alluvionali dei corsi d'acqua appenninici minori e del Fiume Po, nel settore più settentrionale (Gruppi Acquiferi B e A).

In particolare il Gruppo Acquifero B (Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore, AEI) ed il Gruppo Acquifero A (Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, AES), di origine alluvionale e risultanti della giustapposizione e sovrapposizione di differenti sistemi deposizionali, non costituiscono mai un acquifero monostrato indifferenziato, risultando quindi molto più complessi rispetto al Gruppo C (vd. Fig.4a).

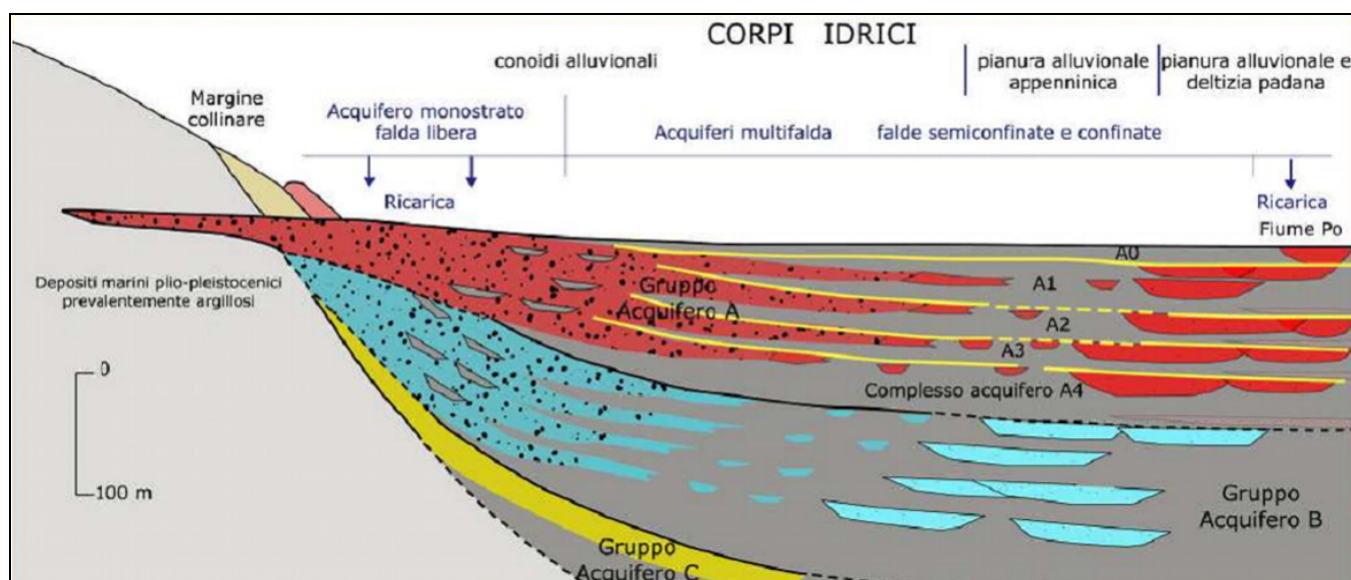


Fig.4a: Sezione idrostratigrafica rappresentativa del Bacino Pleistocenico della Pianura Emiliano-Romagnola (tratta dagli elaborati conoscitivi a supporto del Piano di Tutela delle Acque della Regione Emilia-Romagna).

Sulla base delle Sezioni Idrostratigrafiche contenute nel volume “*Riserve Idriche Sotterranee della Regione Emilia-Romagna*” (RER – ENI & AGIP, 1998) sono state delimitate le aree di ricarica dei tre Gruppi Acquiferi; in particolare si individuano:

- un'area pedecollinare, relativamente ristretta, caratterizzata da ghiaie e sabbie affioranti, che rappresenta l'area di ricarica dell'intero sistema acquifero ed in particolare del Gruppo C;
- un'area intermedia compresa tra la pedecollina e la via Emilia, in cui sono presenti zone a ghiaie affioranti, che coincide con l'area di ricarica diretta dei Gruppi A e B, attualmente sfruttati per uso idropotabile;
- un'area a nord della via Emilia, caratterizzata da potenti depositi fini argilloso-limosi, che rappresenta l'area di ricarica diretta del solo Acquifero Superficiale.

2.5 – Idrogeologia di dettaglio: sezioni idrostratigrafiche interpretative, identificazione degli acquiferi e alimentazione delle falde

Per quanto concerne l'assetto idrogeologico dell'areale in esame, localizzato nell'*alta pianura modenese* in corrispondenza della porzione apicale del conoide del Fiume Secchia, il sistema acquifero si configura multistrato compartimentato per quanto concerne il serbatoio profondo, principale, con orizzonti freatici attestati negli orizzonti ghiaiosi superficiali in fase con gli apporti meteorici e con le altezze idrometriche della rete idrica superficiale.

Allo scopo di conseguire una maggiore conoscenza dell'assetto idrogeologico dell'areale oggetto di studio, si è fatto riferimento all'interpretazione del sottosuolo secondo schemi basati sulla stratigrafia sequenziale (vd. elaborati contenuti nel citato studio “*Risorse Idriche Sotterranee della Regione Emilia Romagna*”, RER – ENI & AGIP, 1998) ed utilizzati per la ricostruzione della sezione idrostratigrafica interpretativa n°99, consultabile sul sito del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, che si sviluppa con direzione SO-NE nelle immediate vicinanze a ovest all'area in questione (vd. **Fig.4b**).

Nell'areale in esame, a sud della cosiddetta “*faglia di Sassuolo*” (vd. Paragr.3), il sottosuolo è strutturato secondo una successione deposizionale caratterizzata da terreni a granulometria generalmente grossolana (in prevalenza ghiaie in matrice), costituenti il corpo dell'edificio alluvionale, con intercalati depositi a granulometria fine, con caratteristiche di barriera a bassa permeabilità.

A nord di detto allineamento tettonico, di contro, l'edificio sedimentario alluvionale risulta marcatamente assottigliato ed il sottosuolo è caratterizzata da terreni a granulometria generalmente grossolana (in prevalenza ghiaie in matrice), costituenti il corpo dell'edificio alluvionale terrazzato, sovrastanti a depositi a granulometria fine, con caratteristiche di barriera a bassa permeabilità, riconducibili alle formazioni argillose marine plioceniche (vd. **Fig.4b**).

La prima falda assume in zona carattere freatico e risulta attestata nei depositi ghiaiosi ascrivibili al Gruppo Acquifero A, Complesso A₀, verosimilmente soggetta a sensibili oscillazioni stagionali in fase con lo stato idrometrico della rete idrica superficiale, qui rappresentata principalmente dal Fiume Secchia nonché con il quantitativo idrico derivante dall'infiltrazione efficace delle acque meteoriche.

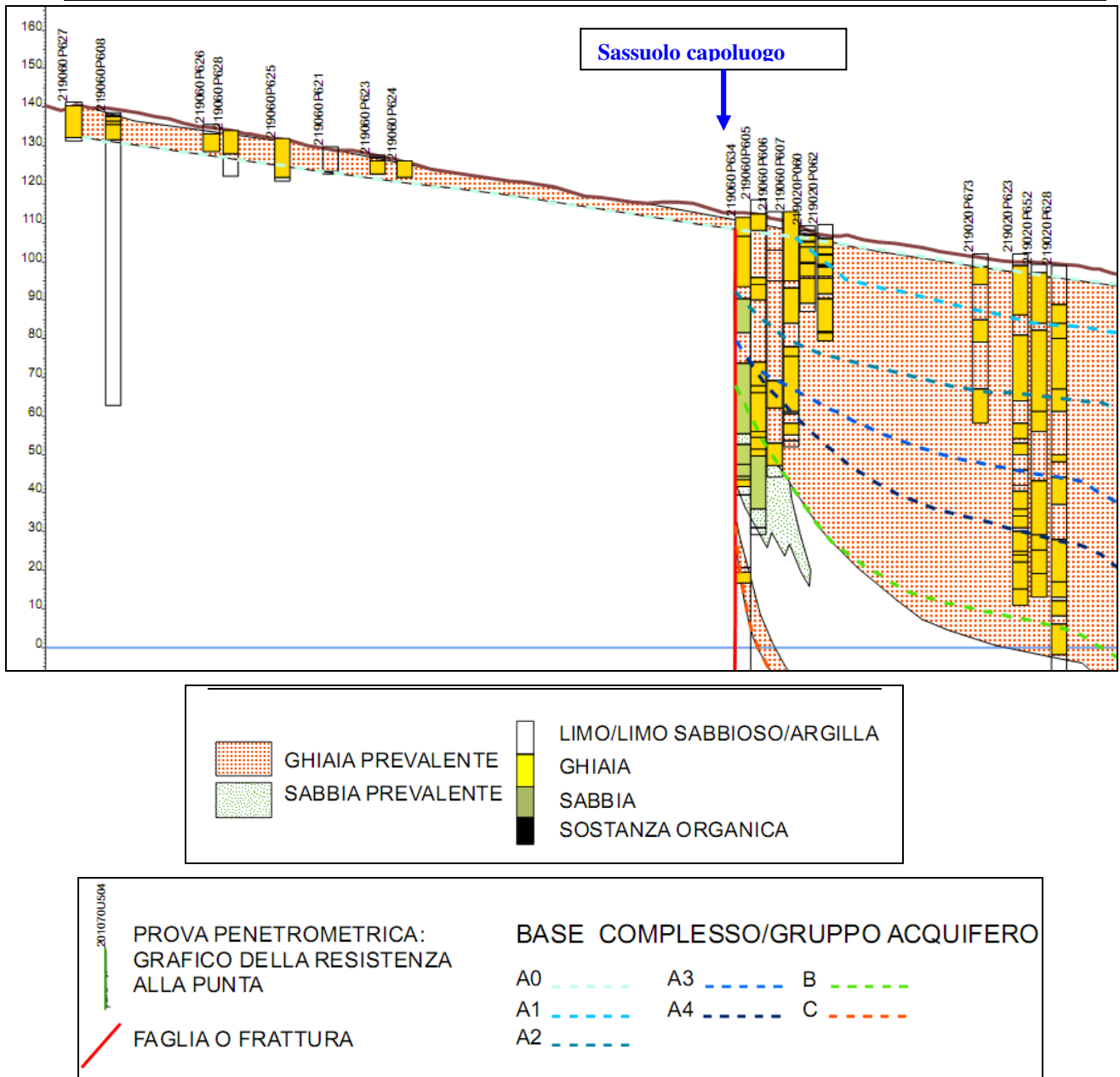


Fig.4b: stralcio sezione idrostratigrafica interpretativa n°99 (consultabile sul sito del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, e relativa legenda). La freccia blu individua l’abitato di Sassuolo sulla traccia di sezione.

L’assetto idrogeologico locale dell’area di intervento, che si colloca su un piccolo conoide di deiezione del rio che lambisce a sud la frazione di San Polo, in posizione marginale rispetto alla porzione apicale del conoide del F.Secchia ed altimetricamente più elevata rispetto all’attuale asta fluviale del corso d’acqua principale, è caratterizzato dalla verosimile presenza di livelli idrici, lenticolari, a carattere estremamente discontinuo, stagionale, alimentati principalmente dall’infiltrazione efficace delle acque meteoriche e di ruscellamento del retrostante margine appenninico.

Detti livelli risultano attestati negli orizzonti alluvionali terrazzati (AES_{8a}) ed occasionalmente, in concomitanza ad eventi meteorici intensi e/o prolungati, possono risalire sino in prossimità del p.c. per la formazione di falde “sospese”.

Nel sottostante “regolite” del substrato rappresentato dal Membro di M. Arnone (FAA7), nelle zone a permeabilità relativa localmente più elevata in relazione sia al grado di fatturazione / alterazione sia alla componente granulometrica, può essere presente, ragionevolmente, un ulteriore sistema idrico caratterizzato da una falda più profonda, alimentata da monte, della quale tuttavia non sono noti i dati salienti.

Il giorno immediatamente successivo alla perforazione, il livello idrico rilevato nel foro di sondaggio S1₂₀₁₅ si attestava a 15 metri di profondità da p.c., presumibilmente riconducibile alla stabilizzazione in foro dell’acqua di perforazione (vd. **All. n°1**).

Le condizioni meteorologiche, connesse a persistenti e prolungati apporti meteorici, e le condizioni idrogeologiche locali descritte possono presumibilmente indurre nel tempo, pertanto, variazioni cicliche del grado di saturazione dei terreni di sedime, e quindi degli stati tensionali efficaci, con conseguenti processi di essiccamento/rigonfiamento tipici dei terreni a componente argillosa rilevante quali quelli in oggetto.

Secondo l’elaborato cartografico Tav.2c “*Tutela e vincoli di natura ambientale*” allegato alla Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo, approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, l’area in oggetto ricade nella classe di vulnerabilità definita a “*Grado di vulnerabilità alto – A*” nonché all’interno dei “*Settori di ricarica tipo B – Area di ricarica indiretta della falda*” (vd. **Fig.4c**).

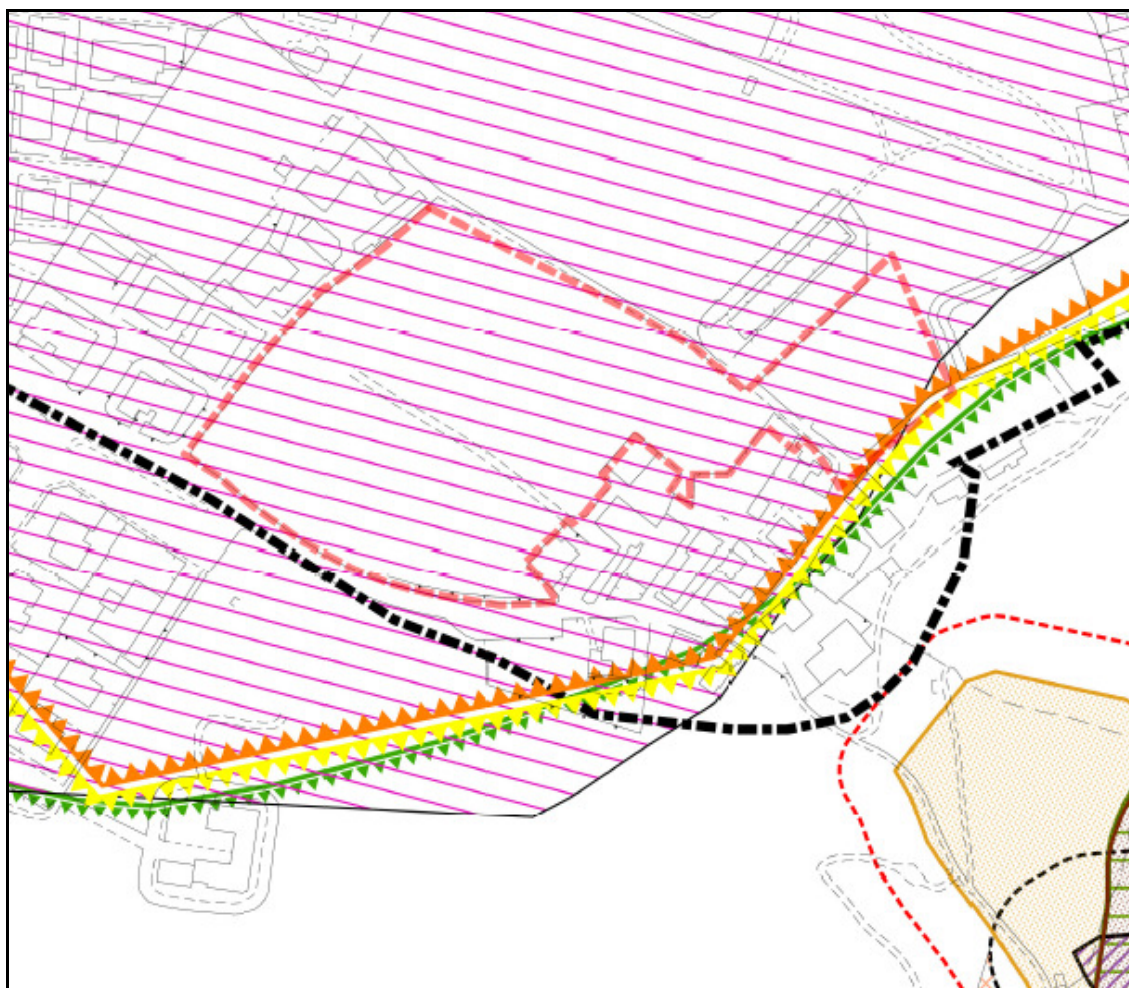
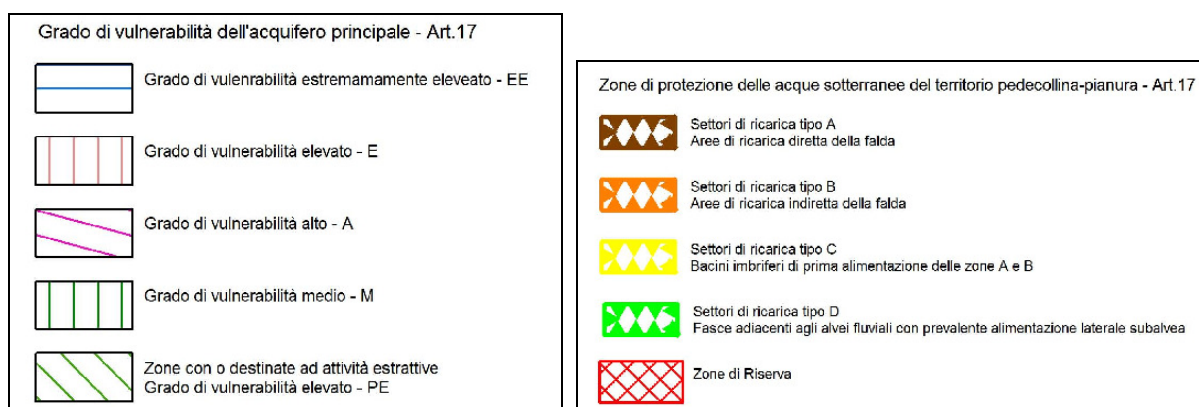
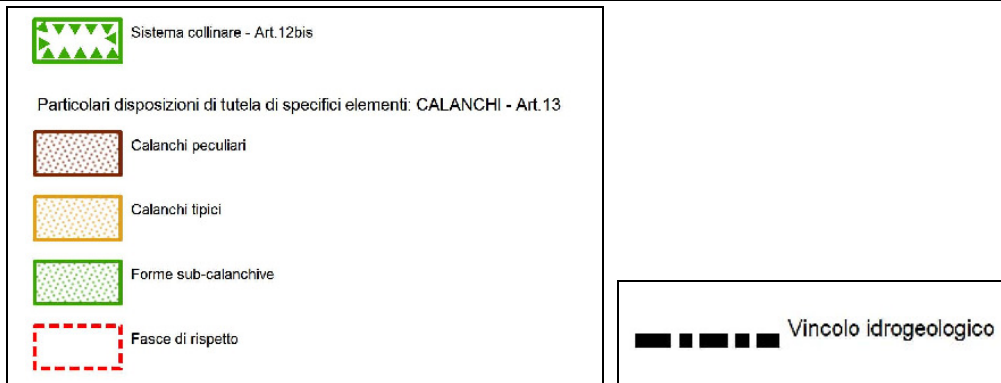


Fig.4c: Vulnerabilità ed alimentazione dell’acquifero (stralcio elaborato cartografico Tav.2c “Tutela e vincoli di natura ambientale”, allegato alla Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, e relativa legenda). In perimetro rosso tratteggiato è evidenziato l’areale oggetto di Variante al PUA.





2.6 – Assetto lito-geomorfologico locale

Sulla base delle caratteristiche litostratimetriche ricavate dalle indagini geognostiche dirette ed indirette pregresse condotte (vd. **All. n°1, 2**) nonché dai dati areali disponibili nella banca dati del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna e negli strumenti di pianificazione comunale, l’assetto litostratimetrico locale del primo sottosuolo è strettamente correlabile alla sequenza litostratigrafica rilevata nell’area oggetto di indagine (vd. modello lito-geomeccanico interpretativo di massima in **Tav.2**).

Sotto l’aspetto geologico, l’areale oggetto d’indagine risulta localizzata in corrispondenza, in superficie, di terreni ascrivibili all’Unità di Modena (AES_{8a}) secondo la Carta Geologica Regionale (vd. stralcio in **Fig.3b**). Si tratta qui di terreni di natura ghiaiosa e ciottolosa, eterogenei ed eterometrici, da spigolosi a sub-arrotondati, alterati, in abbondante matrice fine, con intercalati livelli coesivi di natura argilloso limosa.

Detti depositi mascherano un substrato presumibilmente riconducibile al “*regolite*” del Membro di Monte Arnone (FAA7) della Formazione delle Argille Azzurre (FAA), affiorante immediatamente a sud della frazione di San Polo in corrispondenza del margine collinare (vd. stralcio Carta Geologica Regionale in **Fig.3b**). Si tratta di terreni tendenzialmente coesivi di natura limoso argillosa sabbiosa, di colore nocciola, talora con inclusi ghiaiosi poligenici, spigolosi e centimetrici, e resti fossiliferi.

Il tetto del substrato regolitico è stato rilevato a profondità:

- pari a 2,70 metri da p.c. nel sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. stratigrafia e relativa documentazione fotografica in **All. n°1**);
- pari a 1,40 – 1,80 metri da p.c. (vd. n°3 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT₂₀₀₉, i cui tabulati di prova sono riportati in **All. n°2**);

- compresa generalmente tra 1,00 e 3,00 metri nella prospezione geoelettrica con metodo tomografico (2015), localmente presumibilmente più approfondita, sino anche a 5,00-6,00 metri da p.c. (vd. sezioni geoelettriche in **All.n°1**).

Sotto l'aspetto geomorfologico, l'areale in esame si colloca in posizione marginale rispetto alla porzione apicale del conoide del F.Secchia ⁴, nell'ambito di un piccolo conoide di deiezione riconducibile al corso d'acqua minore che lambisce a sud la frazione di San Polo, e presenta una morfologia sub-pianeggiante, debolmente progredante verso nord-ovest.

Le verifiche areali condotte confermano quanto riportato nella cartografia del dissesto (P.T.C.P.) della Provincia di Modena (vd. stralcio riportato in **Fig.4d**), in merito alla evoluzione morfodinamica generale dei luoghi all'immediato contorno della frazione di San Polo, legata principalmente all'azione delle acque di ruscellamento superficiale che incide i complessi marini pliocenici argillosi, conferendo una caratteristica morfologia calanchiva, nonché all'azione della gravità che si esplica anche su versanti a modesta acclività attraverso movimenti complessi a cinematismo lento, sovente attivi, ascrivibili generalmente a scivolamenti, colate e/o a tipologie complesse.

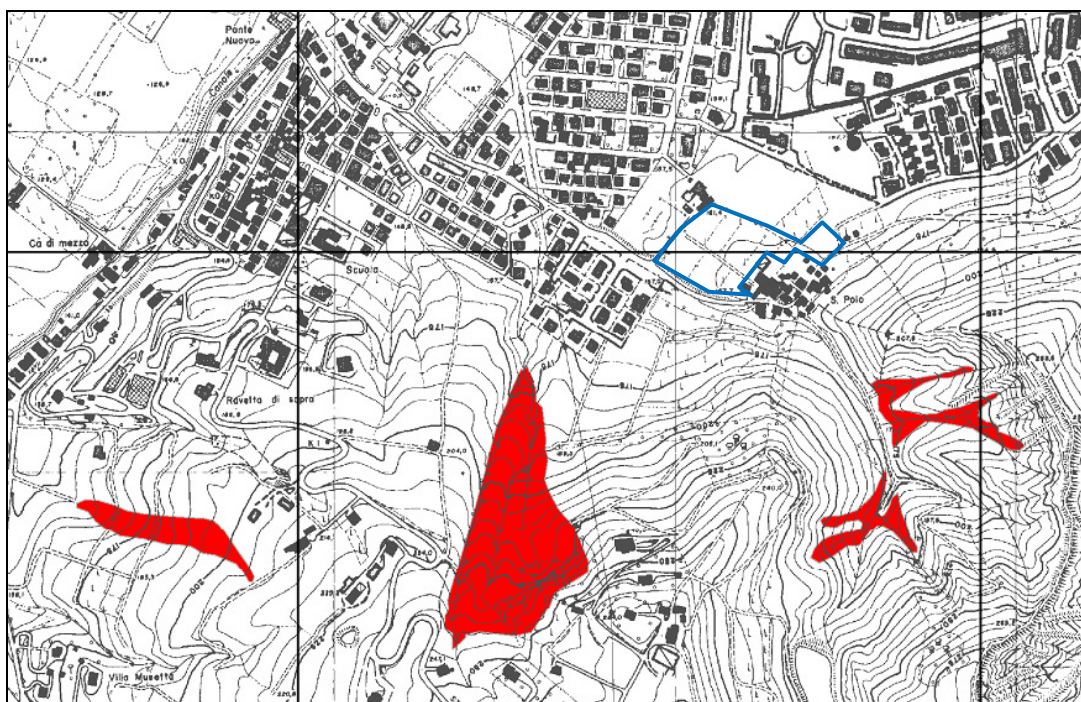


Fig.4d: Cartografia del dissesto idrogeologico provinciale e relativa legenda. In perimetro azzurro è evidenziato indicativamente in figura l'areale in esame oggetto di Variante al PUA.

⁴ Vd. “Carta geologica del margine appenninico e dell’alta pianura tra i Fiumi Secchia e Panaro (Provincia di Modena)” alla scala 1:25.000, a cura di G. Gasperi, Università di Modena (1987).

**Variante PTCP di adeguamento
in materia di dissesto idrogeologico
ai Piani di Bacino dei fiumi Po e Reno**

Tavola 3.2

Adottato con deliberazione del Consiglio Provinciale n° 16 del 22/02/2006
Approvato con deliberazione del Consiglio Provinciale n° 107 del 21/07/2006

Zone ed elementi caratterizzati da fenomeni di dissesto e instabilità				
			Aree interessate da frane attive	Art.26
			Aree interessate da frane quiescenti	
Zone ed elementi caratterizzati da potenziale instabilità				
			Aree potenzialmente instabili	Art.27
Aree a rischio idrogeologico elevato e molto elevato				
	Codice scheda Elab. 4 NR		Abitati da consolidare o da trasferire (perimetrazione approvata ai sensi dell'art.29 comma 2 del PTPR)	Art.29
			Aree a rischio idrogeologico molto elevato	Art.29A
			Aree a rischio da frana perimetrate e zonizzate a rischio molto elevato (R4) ed elevato (R3)	Art.29B

Si segnala, in particolare, come il reticolo idrografico minore, sviluppatosi nel tempo attraverso fossi di ruscellamento concentrato e/o corsi d'acqua minori nei quali confluiscono le acque meteoriche di deflusso superficiale e del retrostante margine collinare, possa raggiungere, in concomitanza a periodi di intense e/o prolungate precipitazioni, portate e velocità di corrente significative, tali da produrre una erosione lineare, in alveo, a tratti accentuata. Non sono escludibili a priori, pertanto, in occasione di eventi meteo-climatici di carattere eccezionale e calamitoso, episodi di esondabilità, ancorché locali, conseguenti ad ostruzioni parziali degli alvei da parte del materiale trasportato e/o ivi confluito per richiamo laterale gravitativo delle coperture detritiche a componente argillosa dominante.

Si specifica, a tal proposito, che il presente studio non entra in alcuna analisi e conseguente parere in merito all'efficienza⁵ idraulica della rete idrica delle acque superficiali in zona sia come stato di fatto sia a seguito del nuovo carico edilizio

⁵ Per buona funzionalità o officiosità idraulica può essere intesa quella capacità di un corso d'acqua di convogliare a valle le portate di piena, compatibilmente con lo sviluppo antropico ed infrastrutturale presente all'interno della pianura alluvionale o, meglio, con quella quota parte di sviluppo antropico ed infrastrutturale che è oggettivamente possibile difendere in un'ottica complessiva di intera asta fluviale.

presente e previsto. L'efficienza della rete idrica superficiale, sia in relazione allo stato dei luoghi attuale sia in riferimento alle modifiche indotte dagli interventi in progetto, dovrà essere valutata all'uopo da specialisti del settore (ingegneri idraulici).

La zona di intervento appare, ad oggi, nel complesso, stabile, in considerazione alla morfologia sub-pianeggiante dei luoghi nonché all'attuale assenza di significativi fenomeni morfoevolutivi in atto (vd. **Fig.4d**), fatta salva l'officiosità idraulica del rio, situato a sud della frazione di San Polo e lungo il confine sud-ovest della Variante al PUA “Ambito AC Sub d2 – Via San Polo”, la quale dovrà essere garantita nel tempo, unitamente al controllo delle eventuali erosioni spondali, al fine di prevenire rigurgiti in corrispondenza del tratto intubato e/o fenomeni di instabilità delle sponde stesse.

A completamento del quadro sopra esposto, si segnala, infine, ad ovest della frazione di San Polo (vd. stralcio Carta Geologica Regionale in **Fig.3b**), la presenza di un vasto areale caratterizzato da coperture prevalentemente pelitiche, a struttura caotica (**e1**), mascheranti i terrazzi di fondovalle del F.Secchia, riconducibili a fenomeni di vulcanismo secondario a bassa temperatura (fuoriuscita di fango, acqua salata, gas di varia natura, in particolare idrocarburi). Tale fenomeno è ben illustrato nella scheda descrittiva n°45 “Salsa di Montegibbio” allegata all'elaborato 7 – QC.B1 “Censimento dei siti geologici” del Quadro Conoscitivo del P.S.C. di Sassuolo, ove viene citato l'episodio eruttivo eccezionale del 1594 “..... quando fu distrutto il vicino abitato di San Polo”. Trattandosi di fenomeno noto, di cui si ha ampia e diffusa documentazione storica nonché bibliografia in materia anche per quanto concerne possibili connessioni alla sismicità dell'areale (vd. Paragr.3), si rimanda qualsiasi considerazione e/o prescrizione in merito alla potenziale pericolosità dello stesso agli strumenti sovraordinati di pianificazione provinciale (P.T.C.P.) e comunale (P.S.C.).

3 – INQUADRAMENTO SISMICO

3.1 – Quadro sismotettonico regionale

La fascia di territorio in esame si inserisce, come esposto, in un contesto geodinamico caratterizzato da una tettonica a stile compressivo che ha determinato un generale raccorciamento del margine appenninico e dell'edificio padano attraverso due importanti fasce parallele di strutture di embricazione sepolte, aventi direzione NW-SE e vergenza verso NE (vd. **Fig.5a**), le cui superfici di distacco interessano la copertura mesozoica e terziaria (Boccaletti et al., 1985).

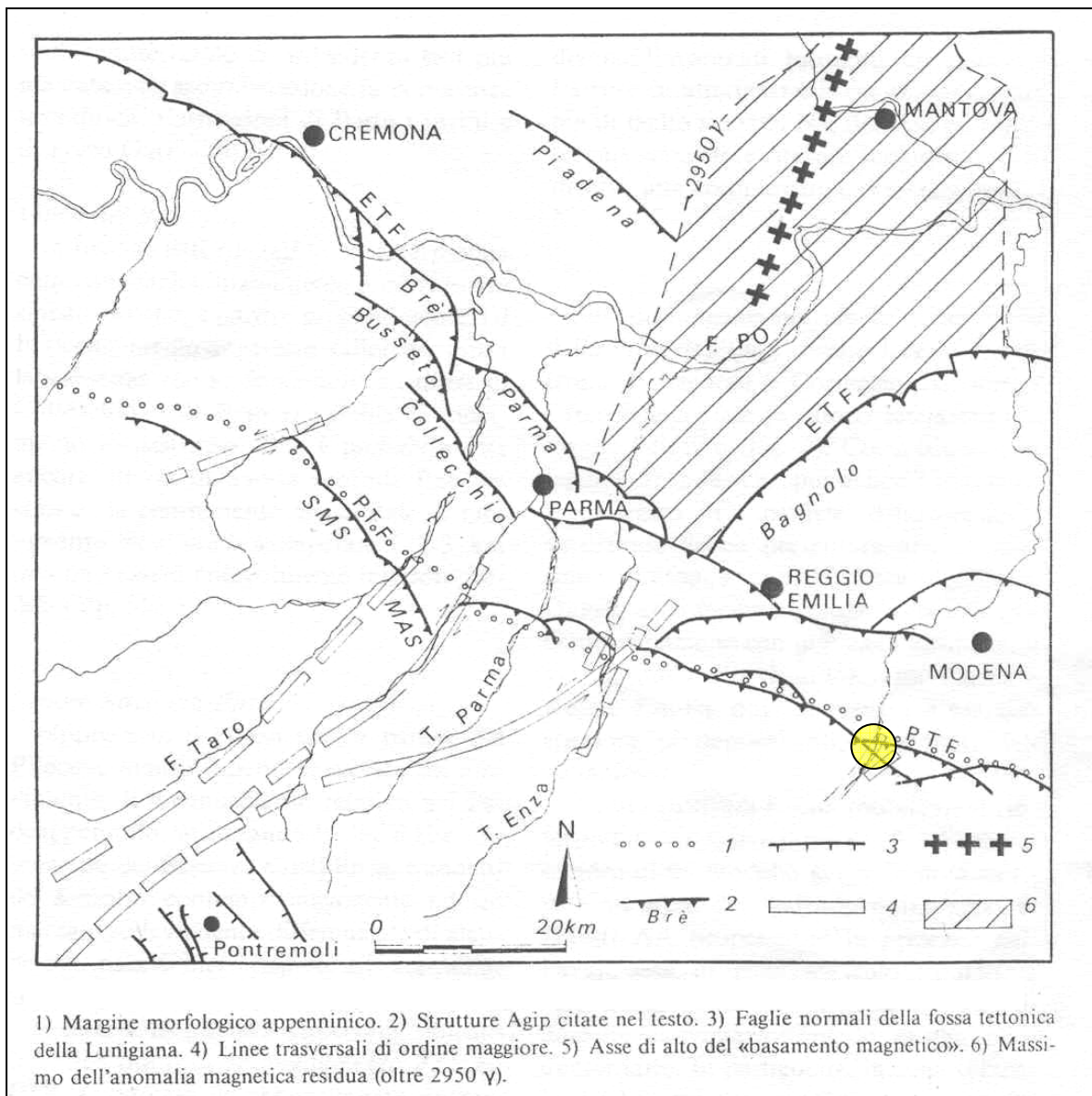


Fig.5a: Schema strutturale del margine e del fronte appenninico di M. Bernini e G. Papani. Il punto giallo individua approssimativamente l'areale in esame.

Il fascio più settentrionale (“*External Thrust Front*” – ETF), coincidente con l’allineamento Cremona – Parma – Reggio Emilia – Modena, appartiene all’arco delle cosiddette “*Pieghe Emiliane*” che dall’Appennino vogherese si estendono sino alla “*Linea del T.Sillaro*”; tale fascio risulta costituito da un sistema di “*thrusts*” ciechi ed arcuati in pianta, interessati da discontinuità trasversali con probabile componente di movimento trascorrente.

Il fascio meridionale (“*Pedeapenninic Thrust Front*” – PTF), coincidente con il margine morfologico appenninico, si sviluppa nel sottosuolo in corrispondenza dei terrazzi pre-wurmiani. Anche questo fronte risulta coinvolto da discontinuità trasversali (linee) coincidenti con alcuni dei principali corsi d’acqua appenninici (T.Stirone, F.Taro, T.Baganza, T.Enza, F.Secchia, ecc.) che delimitano settori a diverso comportamento tettonico – sedimentario.

Le ricerche in campo sismo – tettonico avviate dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, sintetizzate nella “*Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna*” (2004), hanno messo in evidenza gli elementi strutturali attivi del territorio, riconosciuti sulla base di indizi morfologici e geologici.

In particolare, il settore di territorio in esame risulta localizzato in corrispondenza dei sovrascorrimenti attivi che danno luogo agli archi del fascio meridionale (“*Pedeapenninic Thrust Front*” – PTF, vd. **Figg.5a, 5b, 5c**).

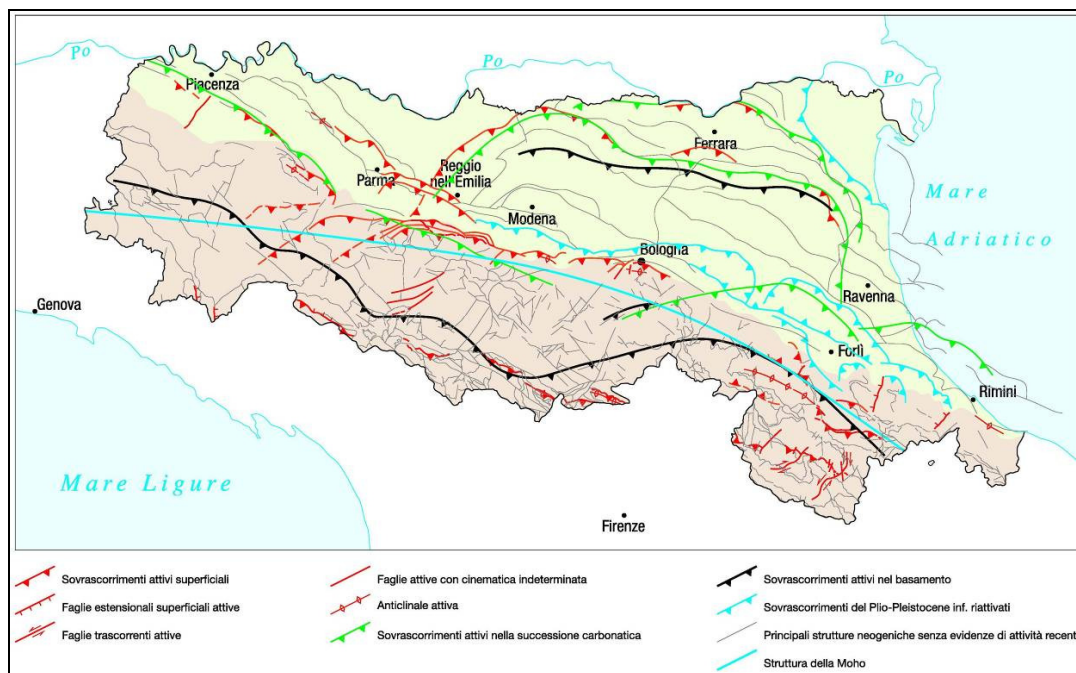
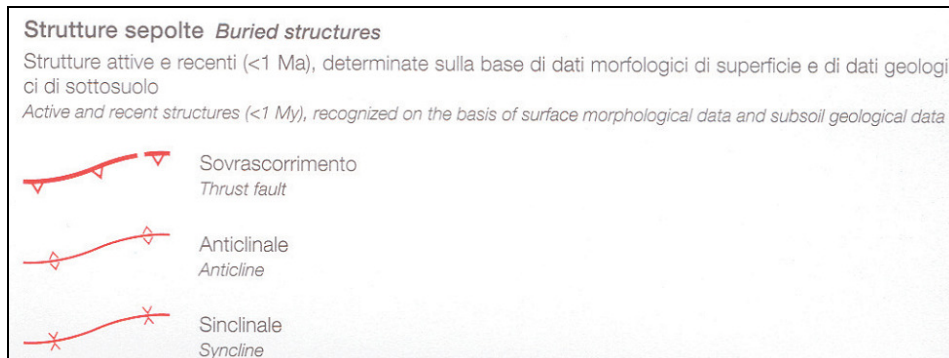
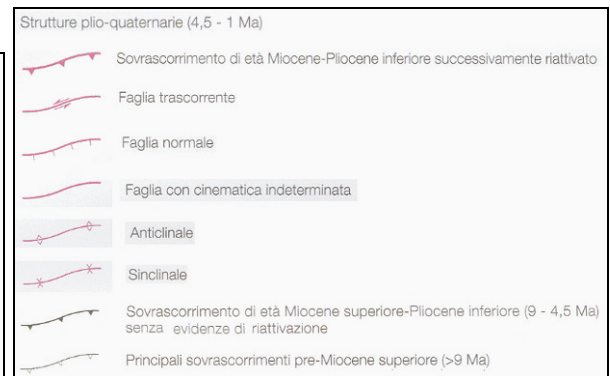
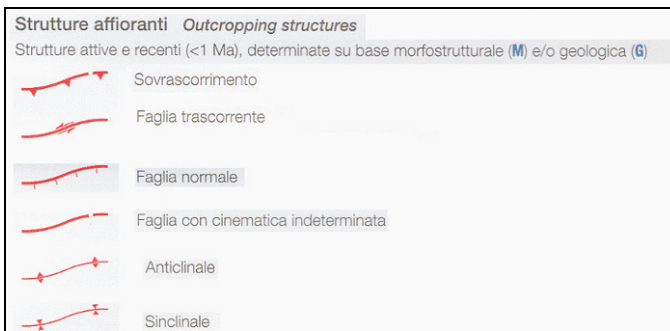
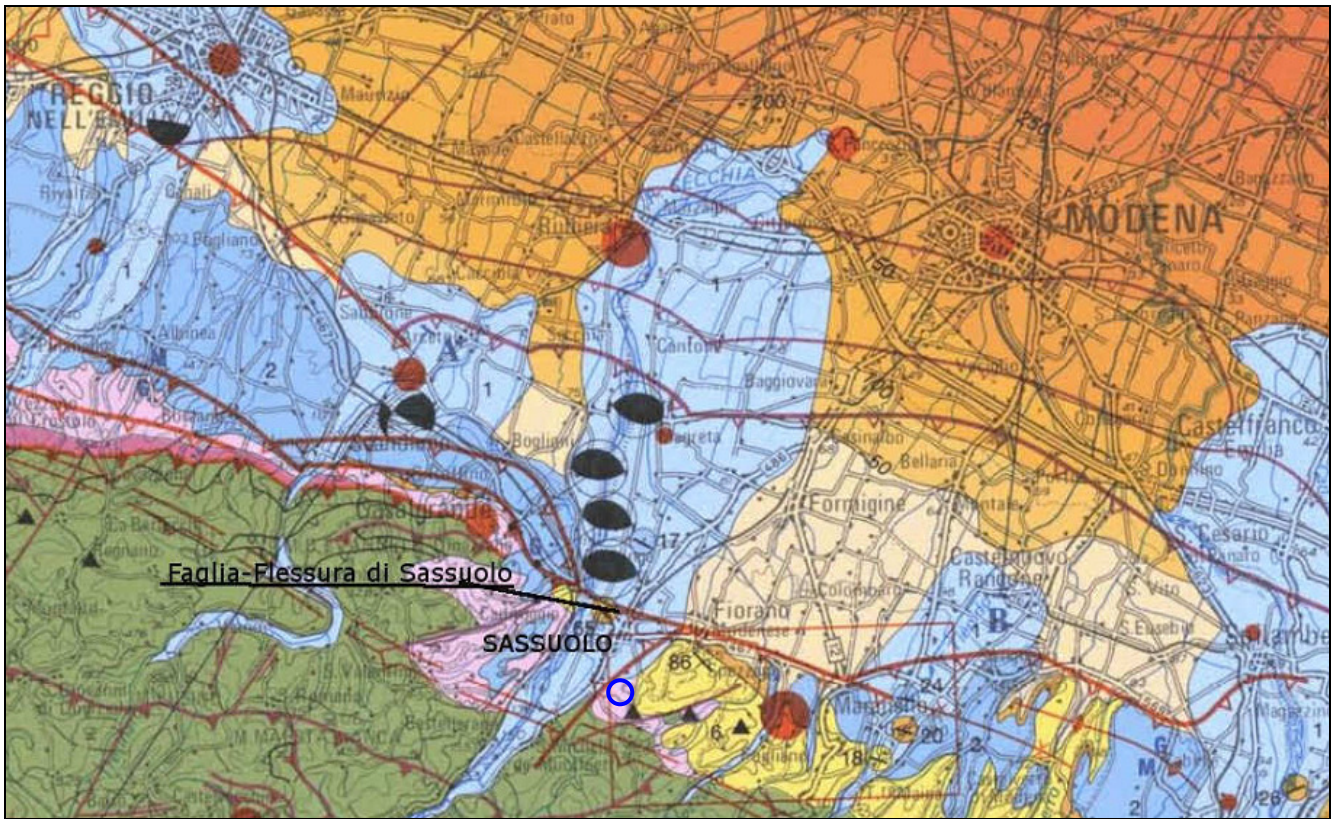


Fig.5b: Attività neotettonica in Emilia-Romagna (da: “*Note illustrative – Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna*” – Servizio Geologico Sismico e dei Suoli – Regione Emilia-Romagna – 2004).



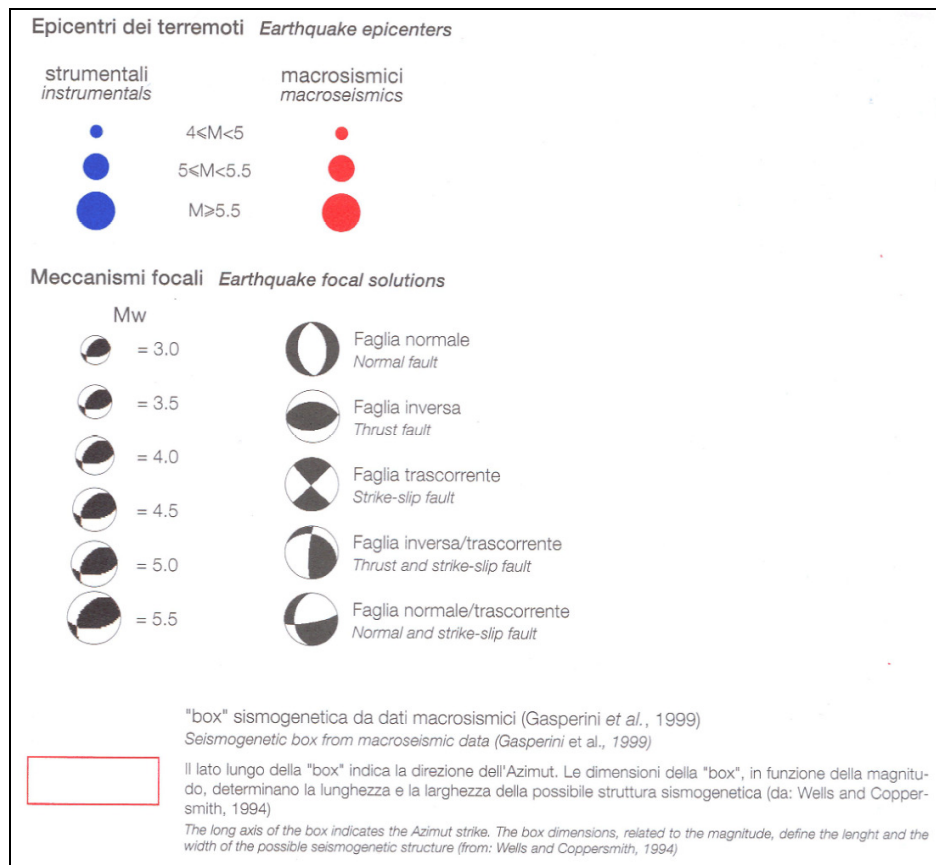
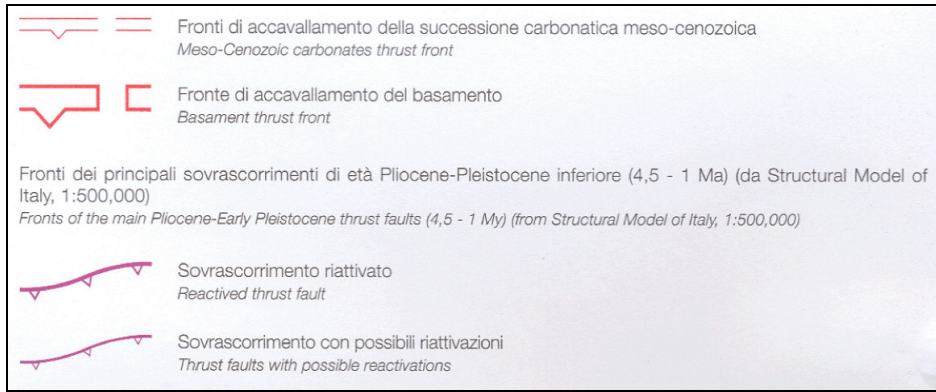


Fig.5c: Attività neotettonica in Emilia-Romagna (stralcio della Carta Sismotettonica, edita nel 2004 dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, e dall'Istituto di Geoscienze e Georisorse, Sezione di Firenze del C.N.R. alla scala 1:250.000, e relativo stralcio di legenda). In Figura è indicato, con scritta nera, l'abitato di Sassuolo e l'allineamento della cosiddetta "Faglia di Sassuolo". In cerchio blu è indicato l'areale in esame.

Sotto il profilo sismico, gli studi sulla pericolosità sismica, promossi dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.), hanno portato alla definizione di una nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano, denominata "ZS9", che prevede una suddivisione in 36 zone, i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche, geologico – strutturali e/o di differenti caratteristiche della sismicità (distribuzione spaziale, frequenza degli eventi, massima magnitudo rilasciata, ecc.).

Più specificatamente, il territorio di studio ricade in corrispondenza della zona sismogenetica “913”, caratterizzata da terremoti di magnitudo medio – bassa, originati da movimenti prevalentemente compressivi NW con meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture sepolte attive (vd. Fig.5d).

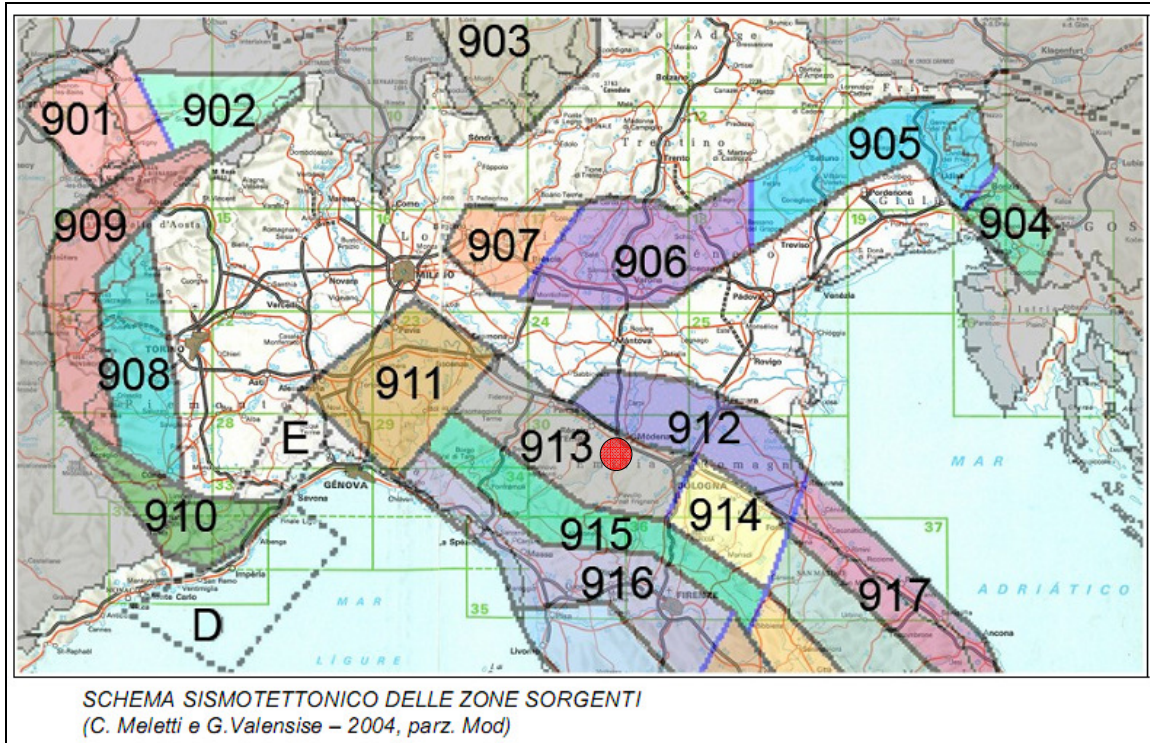


Fig.5d: Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento “ZS9”– Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia – Gruppo di lavoro, 2004). Il punto rosso individua approssimativamente l’areale in esame.

Il maggior numero di terremoti che si verificano in questa zona presenta il proprio ipocentro a profondità comprese tra 12 e 20 km ed i valori di magnitudo massima, sulla base dei meccanismi focali, sono pari a:

- $Mw_{max1} = 5,91$ (magnitudo “osservata”);
- $Mw_{max2} = 6,14$ (magnitudo “cautelativa”, vd. Tabella 2.8 di seguito riportata).

Tabella 2.8-1 – Valori di M_{wmax} per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di Lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	M_{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 917, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Di seguito si riportano le principali caratteristiche delle sorgenti sismo-genetiche localizzate in corrispondenza dell'areale in esame, tratte dal sito <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, qui riconducibili alla sorgente alla sorgente “Langhirano – Sassuolo” (“Pedeapenninic Thrust Front” – PTF) (vd. Fig.5e).

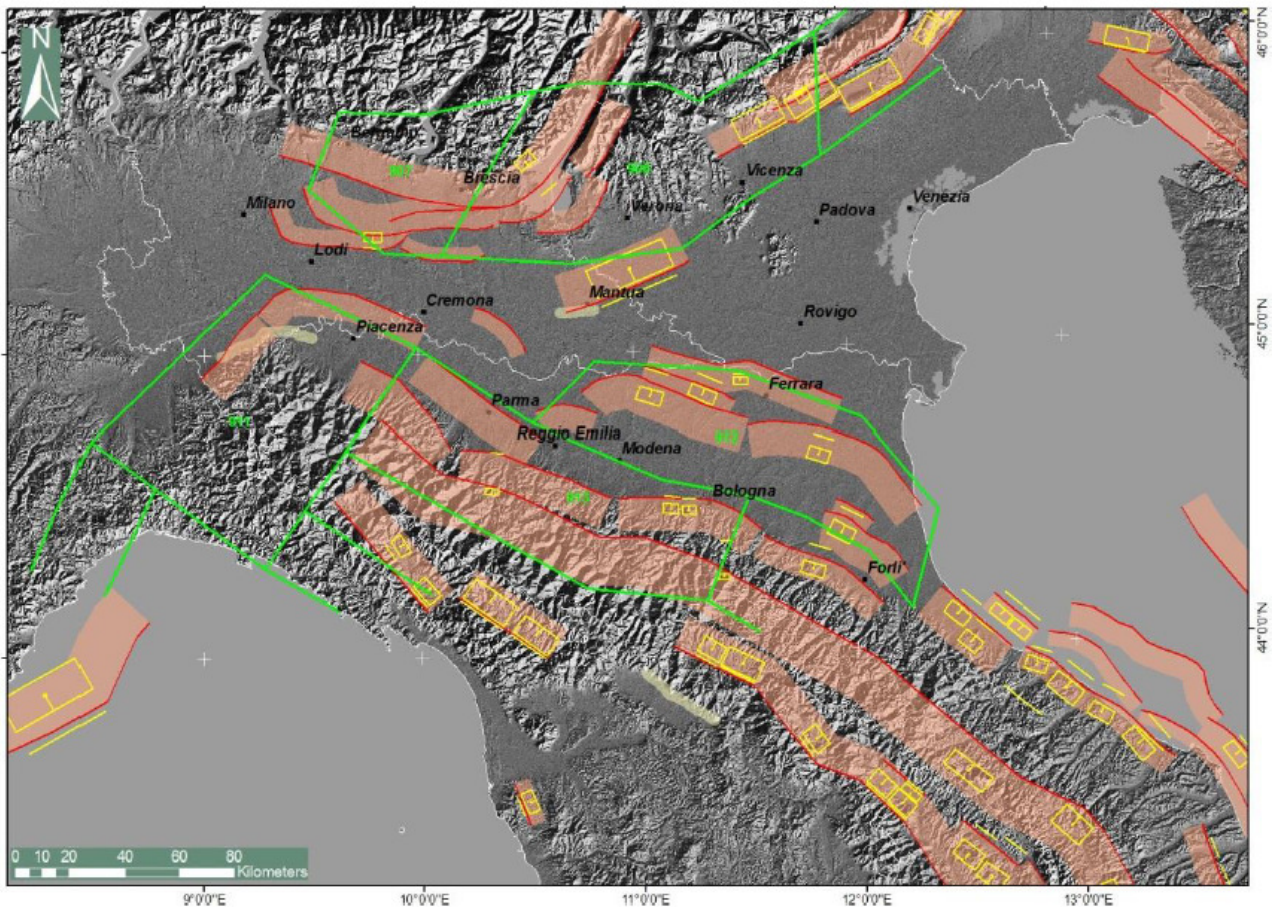


Fig.5e: Zonazione sismogenetica “ZS9” (Meletti e Valenise – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia – 2004). Le linee in colore verde indicano la zonazione, le aree in colore arancio le principali strutture sismogenetiche.

Informazioni generali	
Code	ITCS046
Name	<i>Langhirano-Sassuolo</i>
Compiled By	Burrato P.
Latest Update	25/06/2015

Informazioni parametriche			
	Parameter	Qual.	Evidence
Min Depth (km)	2	OD	Based on geological data from various authors.
Max Depth (km)	8	OD	Based on geological data from various authors.
Strike (deg)	95 – 120	OD	Based on geological data from various authors.
Dip (deg)	20 – 40	OD	Based on geological data from various authors.
Rake (deg)	80 – 100	EJ	Inferred from regional geological data.
Slip Rate (mm/y)	0.24 – 0.63	EJ	Based on geological data by Ponza et al. (2010) and Gunderson et al. (2013).
Max Magnitude (Mw)	5.9	OD	Based on the strongest earthquake occurred in the region.
Q-keys:	LD = Literature Data; OD = Original Data; ER = Empirical Relationship; AR = Analytical Relationship; EJ = Expert Judgement		

3.2 – Classificazione sismica

In riferimento alla prima classificazione sismica d’urgenza introdotta dall’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 (Allegato 1, punto 3, “prima applicazione”, vd. **Fig.6a**), nonché in base alla Deliberazione della Giunta Regionale n. 1435 del 21.07.2003, il territorio comunale di Sassuolo (Codice ISTAT 8036040) risulta classificato in **Zona 2**, come da Allegato A (Classificazione sismica dei comuni d’Italia), in considerazione anche del fatto che nella Regione Emilia Romagna non è stata adottata la mappa ottenibile dai criteri previsti (Allegato 1, punto 2 OPCM 3274/2003), questi ultimi basati su predefiniti intervalli dei valori di $a_{g,475}$.

Precedentemente all’emanazione della citata Ordinanza, sotto il profilo della normativa sismica, il suddetto Comune risultava non classificato.

I valori di accelerazione sismica di progetto a_g , così come proposta dal C.N.R. (1985) “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” e dall’Eurocodice EC8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5, Fondazioni,

Strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, per le aree classificate alla III^a categoria risultano pari a 0,15.

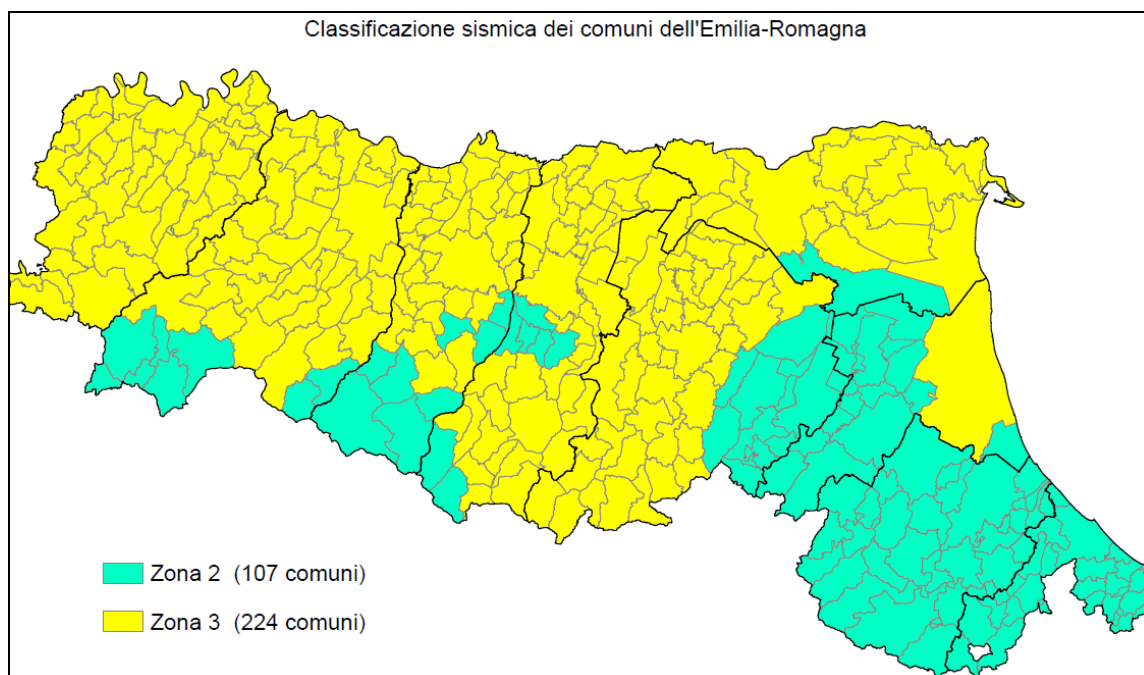


Fig.6a: Classificazione sismica Regione Emilia – Romagna (aggiornata con D.G.R. 1164 del 23/07/2018).

In **Fig.6b** si riporta il risultato della consultazione tramite il sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> della mappa probabilistica della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa su una griglia regolare a passo 0.05° relativamente al parametro dello scuotimento rappresentato da a_g (accelerazione orizzontale massima del suolo).

I valori di cui sopra sono coerenti con quanto riportato nell'Allegato A4 della Del. Regione Emilia-Romagna n°112 del 2 maggio 2007 che attribuisce al suddetto Comune valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo a_g (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni), per $T = 0$, pari a **0,162 g**.

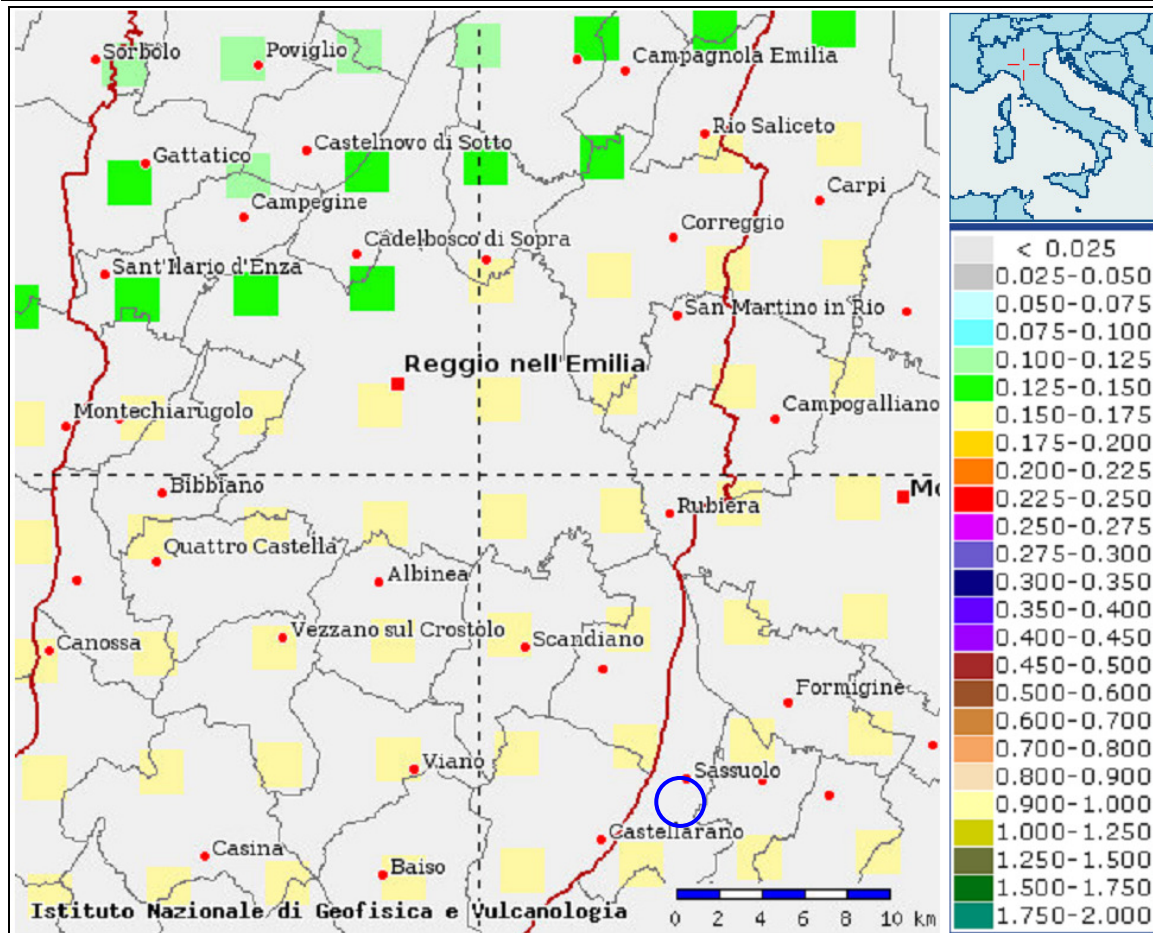
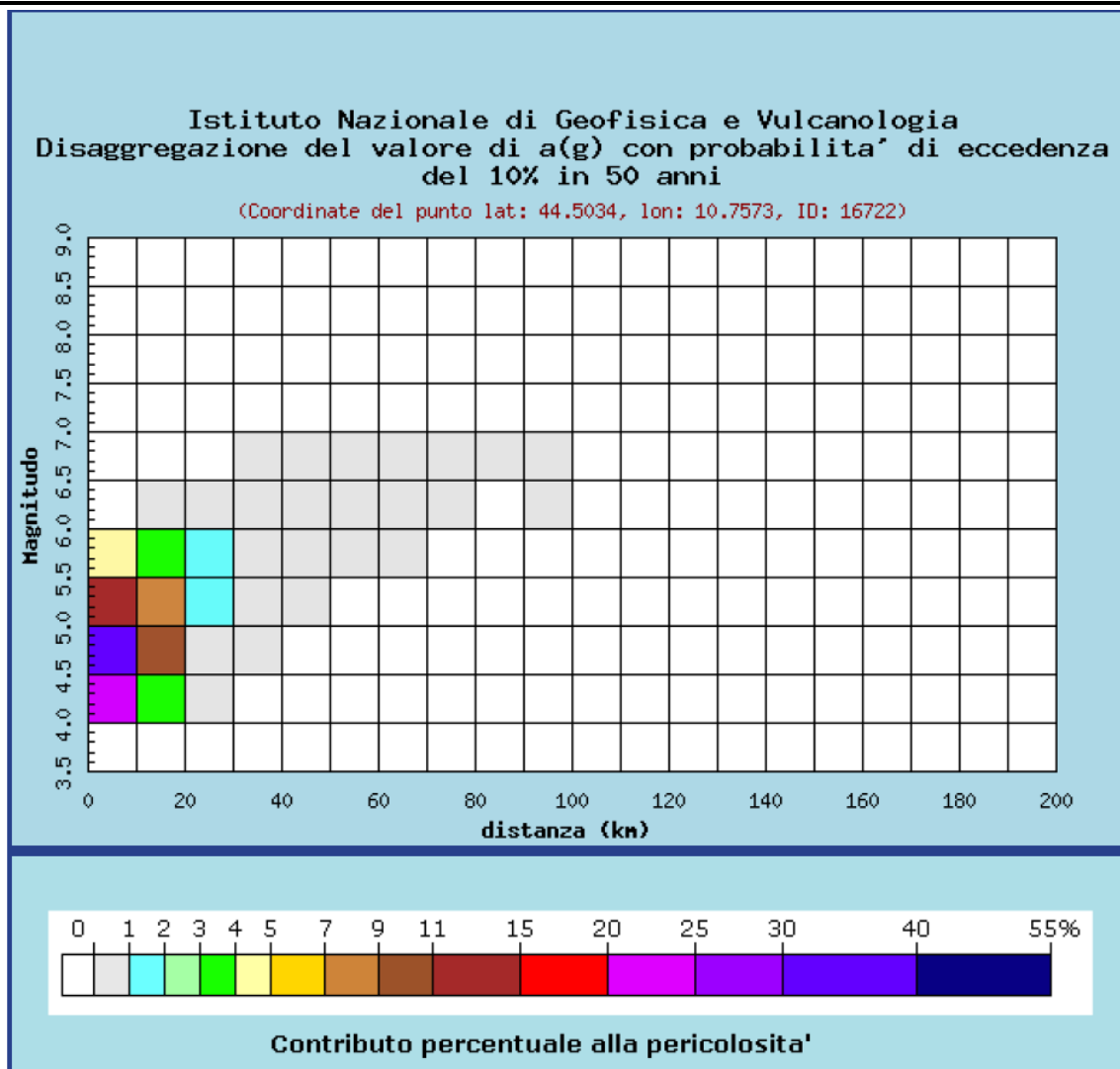


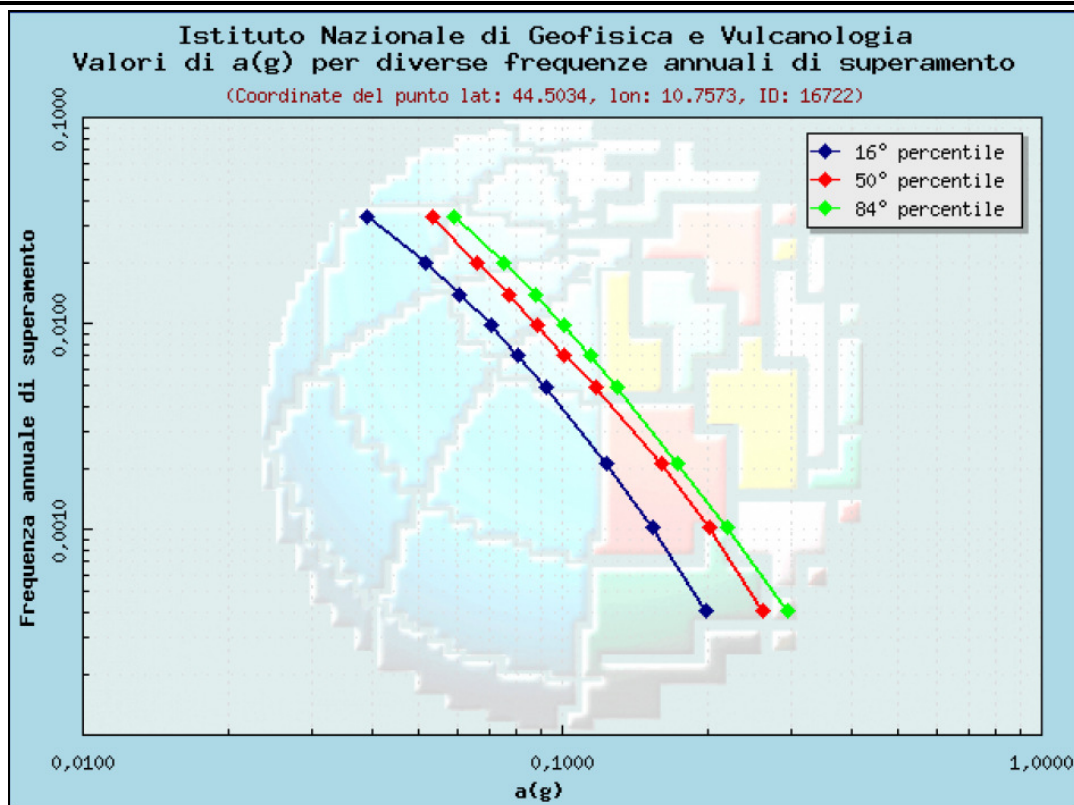
Fig.6b: Mappa di pericolosità sismica (stralcio mappa di pericolosità sismica espressa in termini di a_g , consultabile sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>). Con cerchio rosso è indicato approssimativamente in figura l'areale in esame.

Si riportano di seguito i *dati di disaggregazione* (coppia magnitudo – distanza con relativa probabilità) ed i *valori di a_g per diverse frequenze annuali di superamento* relativi al punto della griglia più vicino al sito in esame, proposti dalla Mappa Nazionale di Pericolosità Sismica consultabile sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>, per un periodo di ritorno T_R corrispondente o superiore, in via prudenziale, a quello di progetto per lo stato limite considerato (nel caso in questione, si fa riferimento allo stato limite SLV, caratterizzato da un periodo di ritorno T_R pari, in prima analisi, a 475 anni, vd. **Figg.6c, 6d**).



Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.870	8.450	0.899

Fig.6c: Dati di disaggregazione (estrapolati dalla mappa di pericolosità sismica espressa in termini di a_g , consultabile sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>).



Frequenza annuale di superamento	$a(g)$ (Coordinate del punto lat: 44.5034, lon: 10.7573, ID: 16722)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.1985	0.2609	0.2949
0.0010	0.1536	0.2013	0.2197
0.0021	0.1236	0.1603	0.1737
0.0050	0.0923	0.1171	0.1302
0.0071	0.0802	0.1005	0.1139
0.0099	0.0706	0.0886	0.1001
0.0139	0.0606	0.0769	0.0874
0.0200	0.0515	0.0662	0.0748
0.0333	0.0390	0.0533	0.0590

Fig.6d: Valori di a_g per diverse frequenze annuali di superamento (estrapolati dalla mappa di pericolosità sismica espressa in termini di a_g , consultabile sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>).

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008, sostituito dal recente Decreto 17/01/2018, la distinzione in zone del territorio italiano assolve la funzione di definire i criteri di controllo da parte degli Enti preposti (si veda sentenza della Corte Costituzionale n.182/2006). Per quanto concerne l'*input sismico*, inteso come accelerazione di picco al suolo (PGA), le specifiche contenute nello stesso decreto prevedono che siano verificate le condizioni locali (*microzonazione sismica*), tramite specifiche e mirate indagini geognostiche dirette e/o indirette, relativamente a:

- *Modificazioni dello scuotimento del suolo* causate da condizioni geologiche – geomorfologiche – geotecniche locali quali:
 - vicinanza a faglie sismogenetiche attive (*effetti di campo-vicino*), di cui all’ *Eurocodice 8*;
 - amplificazione stratigrafica (*effetti di sito – S_s*);
 - amplificazione topografica (*effetti di sito – S_T*);
- *Effetti di instabilità indotti dal terremoto* causati da condizioni geologiche-geomorfologiche-geotecniche locali quali:
 - apertura di faglie e fratture in superficie (*effetti indotti*);
 - instabilità di pendii e versanti (*effetti indotti*);
 - cedimenti del suolo (liquefazioni/densificazioni) (*effetti indotti*).

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C. 2008 e successive N.T.C. 2018) svincolano le azioni sismiche di progetto dall’appartenenza ad una determinata zona sismica, correlandola direttamente alla mappa di pericolosità sismica MPS04 (Gruppo di Lavoro MPS, 2004) di cui alla precedente **Fig.6b**, elaborata a scala nazionale a seguito dell’O.P.C.M. 3274/2003 e diventata legge con l’O.P.C.M. 3519/2006.

La pericolosità sismica del sito di intervento, ovvero la probabilità che un evento sismico si verifichi in una determinata area per un determinato periodo di tempo con una data intensità, viene definita, pertanto, in modo più puntuale mediante un approccio “*sito dipendente*”, in base al quale definire l’azione sismica di progetto necessaria a valutare il rispetto dei diversi stati limite.

“ ... *La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_vR nel periodo di riferimento V_R”.*

3.3 – Sismicità storica

La verifica delle osservazioni sismiche disponibili in bibliografia per l’areale in esame, ossia l’esame dei terremoti con area epicentrale situata in zone di influenza (entro un raggio di circa 100 – 150 km) con magnitudo maggiore di 5, reperita dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI) aggiornato all’anno 2014 ⁶, ha evidenziato la seguente casistica storica:

⁶ Fonte: Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli 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>.

Anno	Località	Intensità max (x10) scala MCS	Intensità epicentrale max (x10) scala MCS	Latitudine	Longitudine	Magnitudo
-91	Modena-Reggio Emilia	85	80	44.65	10.78	5.66
1065	Brescia	80	70	45.55	10.22	5.17
1117	Veronese	90	95	45.33	11.2	6.49
1197	Brescia	65	65	45.55	10.22	5.03
1222	Basso bresciano	90	85	45.48	10.68	6.05
1234	FERRARA	70	70	44.836	11.618	5.17
1249	Modena	75	65	44.65	10.93	5.03
1276	Italia settent.	55	60	45.08	9.55	5.11
1285	FERRARA	70	65	44.836	11.618	5.03
1293	PISTOIA	80	80	43.932	10.913	5.57
1346	Ferrara	75	75	44.92	11.02	5.81
1365	Bologna	75	65	44.5	11.33	5.03
1399	Modenese	70	70	44.47	11.07	5.40
1410	FERRARA	65	65	44.836	11.618	5.03
1433	Bologna	70	60	44.5	11.33	5.03
1438	Parmense	80	80	44.85	10.23	5.62
1455	BOLOGNESE		75	44.4	11.25	5.37
1455	Media valle del Reno	75	70	44.42	11.27	5.18
1465	Reggio Emilia	65	65	44.7	10.63	5.03
1470	APPENNINO BOLOGNESE	80	70	44.161	11.037	5.17
1481	LUNIGIANA	85	85	44.276	10.13	5.84
1501	Appennino modenese	90	85	44.52	10.85	5.85
1505	Bologna	70	70	44.48	11.25	5.47
1527	PISTOIA	75	75	43.932	10.913	5.37
1545	BORGO VAL DI TARO	75	75	44.498	9.844	5.33
1547	Reggio Emilia	80	70	44.7	10.63	5.21
1570	Ferrara	80	75	44.82	11.63	5.48
1572	PARMA	70	70	44.851	10.422	5.13
1574	FINALE EMILIA	70	70	44.833	11.294	5.12
1628	PARMA	70	70	44.801	10.329	5.17
1671	RUBIERA	70	70	44.709	10.814	5.34
1693	GOITO	70	70	45.28	10.644	5.27
1731	MONTALE		65	44	11	5.03
1738	PARMA	70	70	44.906	10.028	5.40
1740	GARFAGNANA	75	70	44.124	10.59	5.18
1743	FERRARA	65	65	44.836	11.618	5.03
1767	Fivizzano	75	65	44.18	10.11	5.06
1786	PIACENZA	70	65	45.298	9.595	5.31
1790	AULLA		65	44.167	10	5.03
1796	Emilia orientale	70	70	44.62	11.67	5.63
1799	CASTENEDOLO	65	65	45.403	10.271	5.06
1802	Valle dell'Oglio	85	80	45.42	9.85	5.67
1806	NOVELLARA	70	70	44.862	10.671	5.26
1810	NOVELLARA	70	70	44.898	10.712	5.28
1811	SASSUOLO	70	70	44.572	10.728	5.24
1818	LANGHIRANO	75	75	44.668	10.286	5.57
1829	CREMONA	65	65	45.136	10.024	5.03
1831	Reggiano	75	75	44.75	10.55	5.48
1832	Reggiano	75	75	44.77	10.47	5.59

1834	ALTA LUNIGIANA	85	85	44.449	9.859	5,64
1834	ALTA LUNIGIANA	65	65	44.439	10.021	5.14
1835	PASSO CISA		65	44.417	9.833	5.03
1837	ALPI APUANE	100	95	44.174	10.181	5,65
1843	VERNIO	75	70	44.072	11.144	5.22
1849	VAL DI TARO	65	65	44.485	9.73	5.03
1857	PARMENSE	65	65	44.749	10.48	5.26
1864	ZOCCA	65	65	44.337	11.059	5.03
1869	VERGATO	75	75	44.314	11.116	5.32
1869	SERRAMAZZONI		65	44.5	10.75	5.03
1873	REGGIANO	65	65	44.612	10.701	5.13
1873	LIGURIA ORIENTALE	65	65	44.497	10.283	5.52
1878	CASTEL DEL RIO		70	44.25	11.5	5.17
1881	Bolognese	70	65	44.32	11.35	5.14
1885	SCANDIANO	60	60	45.208	10.169	5.22
1898	CALESTANO	70	65	44.503	10.314	5.07
1901	Salo'	80	80	45.58	10.5	5,67
1902	GARFAGNANA	70	70	44.093	10.463	5.17
1902	FIVIZZANO		70	44.2	10.2	5.17
1903	LUNIGIANA	75	70	44.329	9.953	5.15
1904	Reggiano	70	60	44.48	10.63	5.13
1904	Frignano	70	60	44.18	10.78	5.08
1904	PISTOIESE	70	70	43.964	10.82	5.18
1909	BASSA PADANA	65	65	44.579	11.688	5.53
1914	GARFAGNANA	70	70	43.911	10.598	5,79
1915	REGGIO EMILIA	65	60	44.732	10.469	5.01
1920	Garfagnana	100	95	44.18	10.28	6.48
1921	PONTREMOLI	70	65	44.377	9.882	5.03
1923	FORMIGINE	60	60	44.595	10.799	5.21
1927	BEDONIA	60	60	44.52	9.59	5.13
1929	Bolognese	80	70	44.47	11.13	5.55
1930	FIUMALBO	60	60	44.136	10.724	5.22
1932	Monte Baldo	80	75	45.63	10.73	5.01
1934	BORGO VAL DI TARO	60	60	44.438	9.725	5.22
1937	APPENNINO MODENESE	70	65	44.334	10.834	5.42
1939	GARFAGNANA	70	65	44.119	10.255	5.20
1951	LODIGIANO	60	65	45.254	9.55	5.24
1957	ZOCCA	60	60	44.394	10.994	5.06
1965	ALTA V. SECCHIA	50	50	44.373	10.355	5.01
1971	Parmense	80	75	44.82	10.35	5,61
1980	VERNASCA			44.817	9.85	5.03
1983	Parmense	70	65	44.765	10.27	5.10
1987	REGGIANO	60	60	44.797	10.697	5.05
1995	LUNIGIANA		70	44.179	10.06	5.04
1996	CORREGGIO	70	70	44.782	10.683	5.44
2000	REGGIANO			44,693	10,633	4.88 (<5)
2008	PARMA / REGGIO	70	60-70	44,544	10,345	5.36
2012	POVIGLIO	60	50-60	44,871	10,510	4.98 (<5)
2012	BERCETO - CORNIGLIO			44,523	10,009	5.05
2012	MODENESE	70	70	44,895	11,263	6.09
2012	MODENESE	80	70-80	44,841	11,065	5.90
2013	GARFAGNANA			44,164	10,445	5.01
2013	LUNIGIANA	60	60	44,090	10,061	5.36

Più specificatamente, si riporta di seguito l’andamento temporale dei principali eventi sismici in relazione alla loro intensità registrata nell’areale in esame, limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale pari e/o superiore a 4, tratta dallo Studio di Microzonazione Sismica di I° e II° Livello del Comune di Sassuolo, approvato con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, nonché dal DBMI15, Database macrosismico italiano – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, a cura di Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D’Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016), consultabile sul sito <http://emidius.mi.ingv.it/> (vd. **Figg. 6e, 6f**).

Data	Ora	Area epicentrale	Intensità a Sassuolo (MCS)	Intensità epicentrale (MCS)	Magnitudo Momento
05/06/1501	10:00	Appennino Modenese	9	8-9	5.85
15/07/1811	13:20	Reggio Emilia	Non segnalato	7	5.21
15/07/1811	22:44	Sassuolo	6-7	7	5.24
11/09/1831	18:15	Reggiano	5	7-8	5.48
13/03/1832	03:30	Reggiano	5-6	7-8	5.59
12/03/1873	20:04	Marche meridionali	3	8	5.88
16/05/1873	19:35	Reggiano	6-7	6-7	5.13
23/02/1887	21:50	Liguria occidentale	3	9	6.29
13/01/1909	00:45	Bassa Padana	4-5	6-7	5.53
25/08/1909	00:22	Murlo	Non avvertito	7-8	5.40
19/02/1911	07:18	Romagna meridionale	Non avvertito	7	5.38
27/10/1914	9:22	Garfagnana	6	7	5.79
29/06/1919	15:06	Mugello	2	9	6.18
28/06/1923	16:12	Formigine	6	6	5.21
24/05/1930	22:02	Fiumalbo	3	6	5.22
27/08/1957	11:54	Zocca	3-4	6	5.06
09/11/1965	15:35	Alta Val Secchia	2	5	5.01
15/07/1971	01:33	Parmense	4	7-8	5.61
25/10/1972	21:56	Passo Cisa	4	5	4.95
09/11/1983	16:29	Parmense	6	6-7	5.10
06/12/1986	17:17	Bondeno	Non avvertito	6	4.56
02/05/1987	20:43	Reggiano	4-5	6	5.05
10/10/1995	6:54	Lunigiana	1-2	7	5.04
15/10/1996	9:55	Correggio	5-6	7	5.44
07/07/1999	17:16	Frignano	3-4	5	4.73

Fig.6e: Storia sismica dell’areale in oggetto (tratta dallo Studio di Microzonazione Sismica di I° e II° Livello del Comune di Sassuolo, approvato con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013).



Fig.6f: Storia sismica dell'areale in oggetto (tratta dal sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>).

I recenti terremoti del 20 e 29 maggio 2012, ed il relativo sciame sismico (vd. **Fig.6g**), che hanno colpito le Province di Modena e Ferrara, hanno registrato una magnitudo della scala Richter rispettivamente pari a 6.09 e 5.90, con epicentro rispettivamente a 6,3 km e 10,2 km di profondità (vd. **Fig.6h**). Finale Emilia e Cavezzo, nel Modenese, e Sant'Agostino, nel Ferrarese, sono i centri più colpiti. La scossa è stata avvertita, oltre che in Emilia Romagna, anche in Lombardia, Veneto, Trentino Alto – Adige e Toscana. I sismi hanno causato vittime, ingenti danni al patrimonio culturale (chiese, castelli, campanili, ecc.), crolli di capannoni industriali nonché migliaia di sfollati.

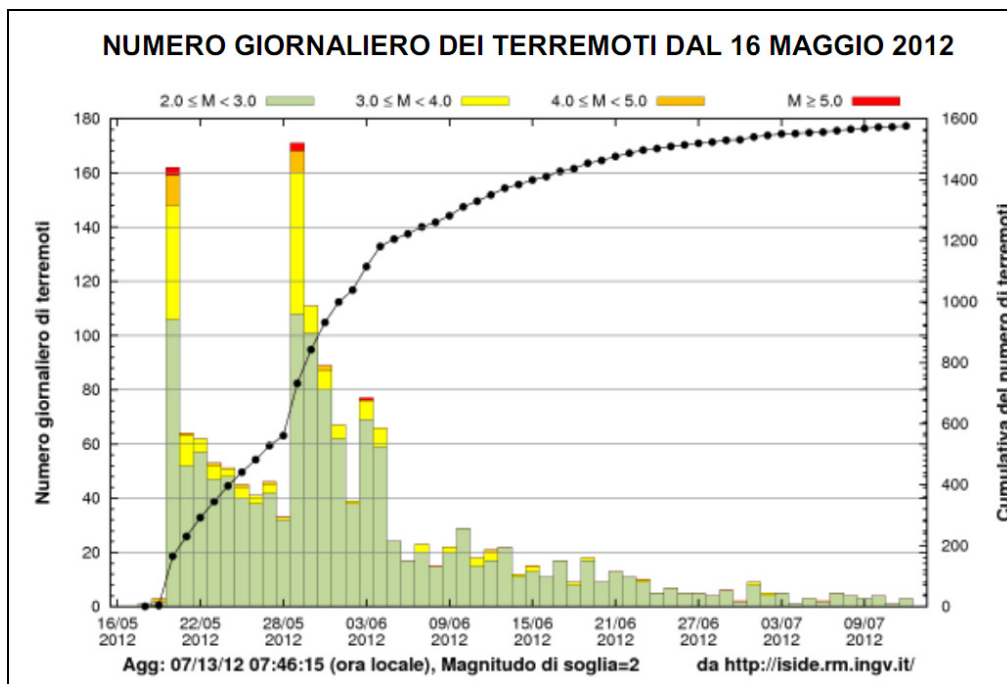


Fig.6g: Sciame sismico connesso ai recenti terremoti del 20 e 29 maggio 2012 (dal sito <http://www..ingv.it>).

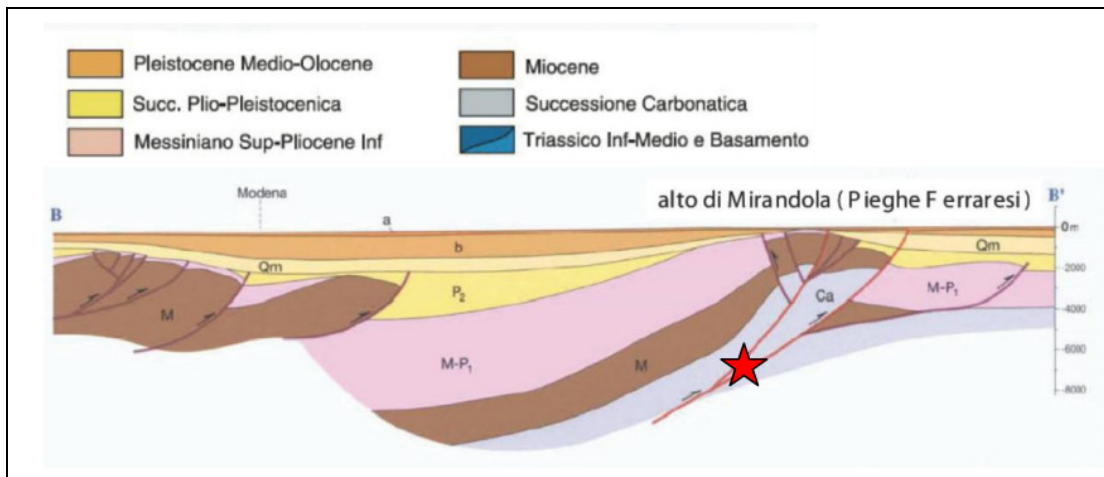


Fig.6h: Schema delle strutture sismogenetiche (dal sito <http://www.ingv.it>). Con stella rossa è indicata approssimativamente in figura la posizione dell'ipocentro del sisma del 20.05.2012.

Sono stati inoltre osservati fenomeni di liquefazione, connessi alla presenza, in superficie e nel primo sottosuolo, di sabbie in falda, con conseguente formazione di vulcanelli e voragini. Prima del sisma, a Finale Emilia, si è segnalato un aumento dei livelli idrici nei pozzi e nei fossi nonché l'allagamento di alcune aree per l'apertura di fontanazzi, presumibilmente imputabili allo sciame sismico che ha preceduto l'evento delle 4.03 del 20 maggio 2012.

Si riportano, di seguito, in **Figg.6i, 6l, 6m**, alcune immagini che mostrano le possibili conseguenze dei fenomeni di liquefazione su strutture ed infrastrutture, osservate in Provincia di Modena in concomitanza agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, disponibili sul sito del Servizio Geologico e Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna ⁷.

⁷ Immagini tratte dalla pubblicazione “Il caso Sant’Agostino – San Carlo”, redatto da Vincenzo Fioravante, Daniela Giretti (Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Ingegneria), 6 giugno 2012, nell’ambito del gruppo di lavoro interdisciplinare sulla liquefazione istituito dalla Regione Emilia-Romagna e dal Dipartimento della Protezione Civile a seguito degli eventi sismici del maggio 2012.



Fig.6i: Fenomeni di liquefazione osservati a seguito del sisma del 20.05.2012, talora associati a apertura di spaccature del terreno (foto a sx).



Fig.6l – Via Rossini (San Carlo, Comune di Sant’Agostino, MO).

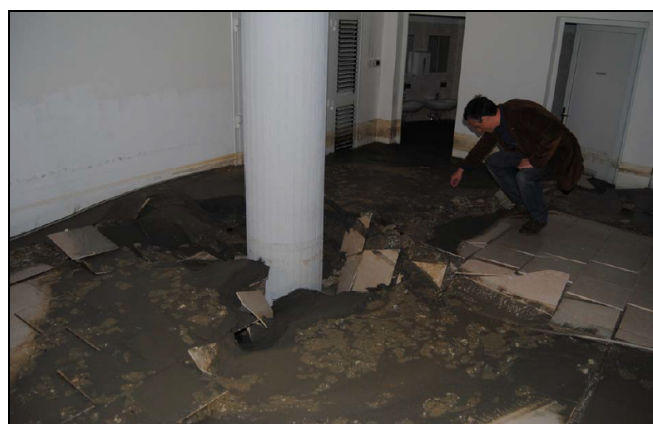


Fig.6m – Abitazione in Via Risorgimento e Chiesa in Piazza Piola (San Carlo, Comune di Sant’Agostino, MO).

4 – INDAGINI GEOGNOSTICHE DIRETTE

4.1 – Sondaggio a carotaggio continuo

Per una verifica delle caratteristiche litostratimetriche e geomeccaniche di massima dei terreni del primo sottosuolo, si fa riferimento al sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅, realizzato in data 03/03/2015, spinto sino a profondità pari a 20 metri da p.c. attuale, con contestuale esecuzione di n°3 prove penetrometriche dinamiche in foro (tipo S.C.P.T.) con punta aperta, rilevazioni speditive in *situ* sulle carote estratte (Pocket Penetrometer, Vane Test) nonché prelievo di n°2 campioni indisturbati alle quote indicate in stratigrafia (vd. ubicazione in **Tav.1**, elaborato di **Tav.2** e documentazione contenuta in **All. n°1**).

L’assetto litostratimetrico riscontrato, strettamente correlabile al quadro geologico esposto in precedenza, è caratterizzato da:

- da p.c. attuale sino a profondità pari a circa 0,50 metri da p.c. attuale, da terreni argilloso limosi, di colore bruno, con resti vegetali (coltivo);
- da 0,50 metri di profondità da p.c. sino a profondità di 2,70 metri da p.c. attuale, da terreni di natura ghiaiosa e ciottolosa, eterogenei ed eterometrici, da spigolosi a sub-arrotondati, alterati, in abbondante matrice fine. Presenza di un livello argilloso limoso tra 1,00 e 2,00 metri di profondità da p.c.;
- da 2,70 metri di profondità da p.c. sino a profondità di 20,00 metri da p.c. attuale (limite di indagine del sondaggio a carotaggio continuo), da terreni tendenzialmente coesivi di natura limoso argillosa sabbiosa, di colore nocciola, talora con inclusi ghiaiosi poligenici, spigolosi e centimetrici, e resti fossiliferi (“*regolite*” del Membro di Monte Arnone).

Il giorno immediatamente successivo alla perforazione, il livello idrico rilevato nel foro di sondaggio S1₂₀₁₅ si attestava a 15 metri di profondità da p.c., presumibilmente riconducibile alla stabilizzazione in foro dell’acqua di perforazione (vd. **All. n°1**).

4.1.1 – Prove penetrometriche dinamiche in foro (S.C.P.T.)

Per una verifica delle caratteristiche geomeccaniche di massima dei terreni del primo sottosuolo, sono state eseguite, contestualmente all’esecuzione del suddetto sondaggio a

carotaggio continuo, n°3 prove penetrometriche dinamiche (tipo S.C.P.T.) con punta aperta alle quote indicate nella stratigrafia di cui all' **All. n°1**.

Per quanto concerne la parametrizzazione geomeccanica del sottosuolo investigato in base alle prove penetrometriche dinamiche (S.C.P.T.) condotte in foro (vd. **Tabella 1**), si specifica che:

- per le prove penetrometriche dinamiche a punta aperta, il valore di N riscontrato e riportato nelle stratigrafie allegate (vd. **All. n°1**), corrispondente alla somma di N_2 e N_3 , può essere interpretato secondo le correlazioni note in letteratura geotecnica;
- per le prove penetrometriche dinamiche a punta chiusa, il valore di N riscontrato, corrispondente alla somma di N_2 e N_3 , deve essere successivamente ridotto di una aliquota pari al 30% ($N' = 0,7 * N$) in base a quanto definito dalla relazione di Palmer e Stuart, al fine di essere interpretato secondo correlazioni note in letteratura geotecnica ⁸.

Tabella 1 – Prove penetrometriche dinamiche in foro (tipo S.C.P.T.)

N° PROVA (S.C.P.T.), E TIPO DI PUNTA IMPIEGATA	PROFONDITÀ RISPETTO A P.C. ATTUALE (m)	LITOLOGIA PREVALENTE NEL TRATTO DI PROVA	VALORE DI N ($N_2 + N_3$)		TERRENI COERENTI	
			VALORE RILEVATO IN FORO	VALORE RIDOTTO (- 30%) PER PUNTA CONICA CHIUSA	INDICE DI CONSISTENZA I_c	COESIONE NON DRENATA C_u (Kg/cm ²)
1 / S1 (APERTA)	4,50 – 4,95	LIMI ARGILLOSI SABBIOSI	13	–	0,50 – 0,75	0,50 – 1,00
2 / S1 (APERTA)	12,00 – 12,45	LIMI ARGILLOSI SABBIOSI, CON INCLUSI GHIAIOSI	22	–	0,75 – 1,00	1,00 – 2,00
3 / S1 (APERTA)	16,80 – 17,25	LIMI E LIMI ARGILLOSI, CON INCLUSI GHIAIOSI	20	–	0,75 – 1,00	1,00 – 2,00

E' stata inoltre effettuata, in prima analisi, una più specifica elaborazione mediante il software P.G.S. ⁹ per l'interpretazione delle prove geotecniche in situ (vd. riepilogo in

⁸ Correlazioni per prove penetrometriche dinamiche tratte da “Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni” di Cestelli Guidi (1987), Volume 1°, 8° Edizione, Ulrico Hoepli Editore S.p.a., Milano.

⁹ Valori dei principali parametri geomeccanici stimati, in prima analisi, con riferimento a correlazioni note in letteratura geotecnica secondo diversi Autori, di cui al software contenuto in “P.G.S. – Interpretazione di prove geotecniche in situ” di Dario Flacovio Editore s.r.l. – Prima edizione 2012, per valori di N opportunamente corretti e riferiti ad una energia standardizzata del 60% (N_{60}) e/o (N_{160}), più specificatamente:

- Peso di volume (kN/m³) mediante la formulazione polinomiale proposta da Bruschi (vd. P.G.S., Dario Flacovio Editore, Edizione 2012);
- Densità relativa (%) mediante la media tra le relazioni di Kuhlavy e Mayne (1990) e quella di Cubrinowsky e Ishihara (1999);

Tabella 1bis), rimandando comunque al Progettista la definizione del modello geotecnico del “volume significativo” di terreno (Cap. 6.2.2 del Decreto 17/01/2018), sulla base dei dati geomeccanici acquisiti durante la campagna d’indagine e riportati nel presente studio.

Profondità media tratto di prova (m)	Litologia tratto di prova	Nspt	Nspt(60)	N1spt(60)	Peso di volume (kN/mc)	Cu (kPa)	OCR (-)	Modulo edometrico E (MPa)	Modulo elastico E ₂₅ (MPa)	Modulo di taglio dinamico Go (MPa)	Velocità onde di taglio Vs (m/s)
4,7	CL	13	10	10	18,8	63,1	5,7	11,6	2,8	60,8	159
12,2	CL	22	22	14	20,8	142,5	4,4	25,7	3,3	116,8	224
17,0	CL	20	20	11	20,5	129,6	2,9	23,4	2,9	114,9	230

Tabella 1bis – Prove penetrometriche dinamiche in foro (tipo S.C.P.T.)

L’osservazione critica dei risultati esposti in **Tabella 1** e **Tabella 1bis** evidenzia come i valori di coesione non drenata (c_u) ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche S.C.P.T. 2 e S.C.P.T. 3 condotte risultino tendenzialmente più elevati, se correlati a quelli ricavati dalle prove speditive in situ (vd. **All. n°1**) con il penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer) e lo scissometro tascabile (Vane Test, vd. Paragr.4.1.2) oltreché in analogia a terreni consimili, presumibilmente per la possibile presenza e/o maggiore percentuale di inclusi ghiaiosi nei tratti di prova.

Detti valori possono verosimilmente essere suscettibili, tuttavia, di un prevedibile significativo scadimento a seguito di fenomeni di imbibizione connessi alle infiltrazioni idriche sub-superficiali in concomitanza ad eventi meteorici intensi e/o prolungati.

Si riportano altresì di seguito, a titolo indicativo, i valori del modulo di reazione verticale (Winkler) e del coefficiente di Poisson per vari tipi di terreno, da letteratura in materia.

- Angolo di attrito interno di picco (°) mediante la media tra le relazioni di Hatanaka e Huchida (1996, 1998) e quella di Schmertmann (1975);
- Angolo di attrito interno a volume costante (°) mediante la relazione di Horwath (2000, 2002);
- Modulo confinato (MPa) mediante la relazione di Mayne e Frost (1988);
- Modulo di Young (MPa) operativo ad un livello del 25% mediante la media tra le relazioni di Stroud (1989), di Jamiolkowski e la legge di decadimento del modulo di taglio dinamico;
- Modulo di taglio dinamico (MPa) mediante la relazione di Wroth (1979);
- Velocità delle onde di taglio (m/s) mediante la media tra le relazioni di Otha e Goto (1978) e di Yoshida e Monotori.

MODULO DI REAZIONE “VERTICALE” DEL TERRENO [WINKLER]	
Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI	
Natura del terreno	K [Kg/cm ³]
torba leggera	0.6 ~ 1.2
torba pesante	1.2 ~ 1.8
terra vegetale	1.0 ~ 1.5
depositi recenti	1.0 ~ 2.0
sabbia di mare, fina	1.5 ~ 2.0
sabbia poco coerente	2.0 ~ 4.0
terra molto umida	2.0 ~ 3.5
terra poco umida	3.0 ~ 6.0
terra secca	5.0 ~ 10.0
argilla con sabbia	8.0 ~ 10.0
argilla grassa	10.0 ~ 12.0
sabbia compatta	8.0 ~ 15.0
ghiaia con sabbia	10.0 ~ 25.0
ghiaia compatta	20.0 ~ 30.0

15.6 Valori indicativi del coefficiente di Poisson (ν) di alcuni terreni

Terreno	ν	
	valore massimo	valore minimo
Argilla satura	0.5	0.4
Argilla non satura	0.3	0.1
Argilla sabbiosa	0.3	0.2
Limo	0.35	0.3
Sabbia	1.00	-0.1
Sabbia ghiaiosa comunemente usata	0.4	0.3
Loess	0.3	0.1
Ghiaccio	0.36	
Calcestruzzo	0.15	

4.1.2 – Prove speditive in situ

Sono state svolte, ove possibile, sui terreni di natura coesiva, prove speditive in *situ* sulle carote estratte, funzionali anch'esse alla definizione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni investigati (vd. stratigrafia di cui all'**All.n°1**).

In **All. n°1** sono riportati i tabulati con i dati acquisiti relativi alla misurazione dei valori di q_u e c_u ricavate in situ rispettivamente con il penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer) e lo scissometro tascabile (Vane Test).

Per quanto concerne le rilevazioni puntuali dei valori di Pocket Penetrometer, trattandosi di resistenza alla compressione semplice assimilabile ad una espansione laterale libera (ELL)¹⁰, i valori di q_u riscontrati risultano sufficientemente correlabili se posti in relazione ai valori della coesione non drenata c_u estrapolati dal Vane Test ($q_u = 2 * c_u$ dalla letteratura geotecnica).

¹⁰ Vd. Cap. 4, Paragrafo 4.2.4.2, Pag. 350 di “Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni” di Cestelli Guidi (1987), Volume 1°, 8° Edizione, Ulrico Hoepli Editore S.p.a., Milano.

4.2 – Prove geotecniche di laboratorio

Si riportano di seguito, in **Tabelle 2a, 2b, 2c**, la sintesi dei risultati delle prove geotecniche di laboratorio condotte su n°2 campioni indisturbati, prelevati contestualmente all’esecuzione del suddetto sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ alle quote indicate in stratigrafia e nei certificati di analisi (vd. **All. n°1**), eseguite da struttura certificata dal Ministero dei LL.PP:

- apertura campione e descrizione;
- determinazione del peso di volume;
- determinazione contenuto naturale d’acqua;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione;
- classificazione CNR-UNI 10006;
- prove di taglio diretto in scatola di Casagrande consolidate e drenate (C.D.) per parametri di picco;
- prove di compressione triassiali non consolidate non drenate (U.U.).

Dette prove sono funzionali ad una preliminare caratterizzazione geotecnica dei terreni in questione nonché ad un confronto con i fusi granulometrici di riferimento (Cap. 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018) finalizzato a valutare, in prima analisi, la suscettività dei terreni a fenomeni di liquefazione (vd. Paragr.7.3.3), ancorché locali.

Le risultanze delle prove di laboratorio (vd. certificati di analisi contenuti in **All. n°1**), riepilogate nelle tabelle di seguito esposte, sono generalmente in sufficiente accordo con la stratigrafia del sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ nonché con i parametri estrapolabili, *per via interpretativa*, dalle prove penetrometriche dinamiche con punta meccanica (S.C.P.T.) in foro, dalle prove speditive in situ sulle carote estratte (vd. **All. n°1**) e dalle prove penetrometriche statiche (vd. **All. n°2**), denotando, nei tratti campionati, terreni tendenzialmente limosi con prevalenza di frazione sabbiosa rispetto a quella argillosa.

Tabella 2a – Prove di laboratorio - CARATTERISTICHE FISICO-VOLUMETRICHE

SIGLA CAMPIONE E RELATIVO FORO DI SONDAGGIO	INTERVALLO DI PROFONDITÀ DI PRELIEVO DA P.C. (m)	GRADO DI DISTURBO DEL CAMPIONE	PESO DI VOLUME γ (Mg/m ³) **	CONTENUTO IN ACQUA W %
C1 (S1)	3,00 – 3,50	INDISTURBATO	1,87	14,06
C2 (S1)	11,40 – 12,00	INDISTURBATO	1,85	12,01

** N.B.: 1 Mg/m³ = 9,81 kN/m³

Tabella 2b – Prove di laboratorio di IDENTIFICAZIONE E CLASSIFICAZIONE

SIGLA CAMPIONE E RELATIVO FORO DI SONDAGGIO	ANALISI GRANULOMETRICA (%)		LIMITE LIQUIDO WL %	LIMITE PLASTICO WP %	INDICE DI PLASTICITA' IP	CLASSIFICAZIONE USCS ¹¹	CLASSIFICAZIONE CNR – UNI 10006 ¹²
C1 (S1)	GHIAIA	3,8%	26	19	7	CL	A-4
	SABBIA	28,3%					
	LIMO	57,0%					
	ARGILLA	10,8%					
C2 (S1)	GHIAIA	3,9%	23	16	7	CL	A-4
	SABBIA	32,1%					
	LIMO	58,3%					
	ARGILLA	5,8%					

Tabella 2c: Prove di laboratorio di CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA

N° CAMPIONE E RELATIVO FORO DI SONDAGGIO	PROVA DI TAGLIO TRIASSIALE (U.U.)	PROVA DI TAGLIO IN SCATOLA DI CASAGRANDE (C.D.)	
	COESIONE NON DRENATA C _u (kPa)	COESIONE DRENATA C' _u (kPa)	ANGOLO DI ATTRITO ϕ' (°)
C1 (S1)	143	15,2	25,9
C2 (S1)	122	17,1	25,8

¹¹ Carta di plasticità: CH “Argille inorganiche di elevata plasticità”, CL “Argille inorganiche di media-bassa plasticità, argille ghiaiose o sabbiose, argille limose, argille magre”, ML “Limi argillosi di bassa plasticità”, MH “Limi argillosi ad alta plasticità”.

¹² Classificazione CNR – UNI 10006: A-4 “limi poco compressibili”, A-6 “argille poco compressibili”, A-7-5 “argille fortemente compressibili mediamente plastiche”, A-7-6 “argille fortemente compressibili fortemente plastiche”.

CLASSIFICAZIONE CNR – UNI 10006

CLASSIFICA GENERALE	MATERIALI A GRANA GROSSA (GRANULARI)							MATERIALI A GRANA FINE (ARGILLOSI)				
	Passante al setaccio n.200 $\leq 35\%$							Passante al setaccio n.200 $> 35\%$				
Gruppo	A1		A3	A2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Sottogruppo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
Passante												
n.10 (2 mm)	50 max											
n.40 (0,42 mm)	30 max	50 max	51 min									
n.200 (0,074 mm)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min	36 min
Limiti (pass. N.40)												
w _i (%)				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	41 min
I _p (%)	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min	11 min
TIPO DI TERRENO	Ciottoli - ghiaia - sabbia		Sabbia fine	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa				Limi		Argille		

4.3 – Prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.)

Per una verifica delle caratteristiche litostratimetriche e geomeccaniche di massima dei terreni del primo sottosuolo, si fa riferimento altresì a n°3 indagini geognostiche di tipo penetrometrico statico (C.P.T.) con punta meccanica, realizzate in loco, in data 23/09/2009, nell’ambito dello geologico-sismico redatto dal Dott. Geol. Gianluca Vaccari (ottobre 2009) a supporto del Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata dell’ambito in questione, e spinte sino profondità pari a 15 metri da p.c. attuale (vd. ubicazione in **Tav.1** e tabulati in **All. n°2**).

Le prove penetrometriche statiche sono state condotte a partire da quota di piano campagna (quota inizio prova), mentre la misurazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni (Rp o qc, resistenza alla punta, Rl o fs, resistenza laterale locale) è iniziata a profondità pari a 0,60 metri da piano campagna.

In Allegato n°1 sono riportati i tabulati inerenti le prove penetrometriche statiche condotte:

- le caratteristiche tecniche del dispositivo di infissione;

- i tabulati con i dati elaborati acquisiti nel corso dei sondaggi stessi (letture effettuate ogni 20 cm) e l'interpretazione litostratimetrica secondo i modelli di Begemann 1965 – Raccomandazioni A.G.I. 1977 e di Schmertmann 1978;
- i diagrammi relativi di resistenza (Resistenza alla punta q_c o R_p , Resistenza laterale locale R_l o f_s in funzione della profondità);

Dette risultanze di indagine sono state anch'esse utilizzate successivamente per:

- la “taratura” delle indagini geofisiche sismiche, per loro natura “indiretta” (vd. Paragr.5 ed **All. n°1, 2**);
- la ricostruzione del modello lito-geomeccanico interpretativo di massima del sottosuolo investigato nonché la parametrizzazione geomeccanica dei terreni di sedime (vd. Paragr.6 e **Tav.2**);
- valutazioni, in via preventiva, circa la *suscettività alla liquefazione* dei terreni investigati (vd. Paragr.7.3.3).

5 – INDAGINI GEOGNOSTICHE INDIRECTE

5.1 – Prospezione sismica tipo “MASW”

Al fine di definire le velocità sismiche (V_s) della onde di taglio S nel primo sottosuolo e valutare la $V_{s,eq}$, da cui ricavare la categoria del suolo di fondazione necessaria per la determinazione dell'azione sismica di progetto nonché valutare, in via preliminare, la risposta sismica locale, si fa riferimento a n°2 specifiche prospezioni sismiche tipo “MASW” (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) condotte in corrispondenza dell'areale di intervento oggetto di Variante al PUA (vd. **Tav.1** ed **All. n°1, 2**).

Per quanto concerne la strumentazione impiegata, la configurazione spaziale adottata, la metodologia d'indagine e l'elaborazione dei dati acquisiti, si rimanda alla Relazione Tecnica illustrativa ed agli elaborati contenuti in **All. n°1, 2** che illustrano le prospezioni sismiche effettuate.

La classificazione del suolo (vd. Tabella 3.2.II) è convenzionalmente eseguita sulla base delle condizioni stratigrafiche e dei valori di velocità equivalente delle onde di taglio ($V_{s,eq}$), espressa in m/s, definita dalla seguente espressione:

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

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-esimo strato;
- V_{si} è la velocità delle onde di taglio dell'i-esimo strato;
- N è il numero di strati;
- H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da rocce o terreno molto rigido, caratterizzata da velocità V_s non inferiore a 800 m/s.

Nella seguente Tabella vengono riportate, in sintesi, le categorie del suolo di fondazione che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Paragr.3.2.2. del Decreto 17/01/2018).

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

A	Annessi 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.

5.1.1 – Analisi ed interpretazione prospezione sismica tipo “MASW” – Categoria sismica del suolo di fondazione

L'analisi delle misure effettuate con la metodologia “MASW” ha consentito di ricostruire il modello sismico del sottosuolo mediante i valori delle velocità delle onde di taglio S (esprese in m/sec), come evidenziato dai grafici riportati in **All. n°1, 2** nonché riepilogato in **Tabella 3** per quanto concerne la prospezione sismica realizzata nel 2015.

Per l'areale investigato, si calcola di seguito il valore del parametro $V_{s,eq}$, definito, nel caso in questione, dal parametro V_{s30} (ovvero riferito ai primi 30 metri di profondità da p.c. attuale, essendo la *profondità del “substrato sismico” ai sensi del Decreto 17/01/2018 superiore a 30 metri da p.c.*).

TABELLA 3_DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE
(vd. citata normativa sismica)

PROFONDITA' DAL PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ESPRESSA IN METRI)		SPESSORE H_i (ESPRESSO IN M)	VELOCITÀ $V_{s,i}$ DELLE ONDE DI TAGLIO S (ESPRESSA IN M/SEC)	TEMPO T_i ($h_i / V_{s,i}$) DI PROPAGAZIONE ONDE S (ESPRESSO IN SEC)
DA METRI	A METRI			
0.00	0.51	0.51	114	0,004474
0.51	1.45	0.94	171	0,005497
1.45	4.02	2.57	270	0,009518
4.02	11.05	7.03	291	0,024158
11.05	22.06	11.01	331	0,033263
22.06	30.00	7.94	344	0,023081

$$V_{S30} = 30 / \Sigma(h_i / V_i) = 30 / 0,099991 = 300 \text{ m/sec}$$

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, il valore di $V_{S,eq}$ così ricavato (vd. prospezione sismica del 2015 in **All. n°1**), pari a **300 m/sec** (qui riferito ai primi 30 metri di profondità da p.c. attuale), riconduce il suolo di fondazione suolo alla categoria di “**profilo stratigrafico “C”** “*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, 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*”, secondo quanto indicato nella citata normativa sismica.

Detta categoria di suolo di fondazione trova conferma nei dati areali noti (vd. stralcio elaborato QC.B1 – Tav.3.2 allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale di Sassuolo, approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, di cui uno stralcio è riprodotto in **Fig.7a**), in cui è riportato il valore di $V_{S,eq}$ ricavato con medesima prospezione sismica nell’areale in esame nell’ambito della campagna geognostica del 2009 ($V_{S,eq}$ pari a **310 m/sec**, vd. **All. n°2**).

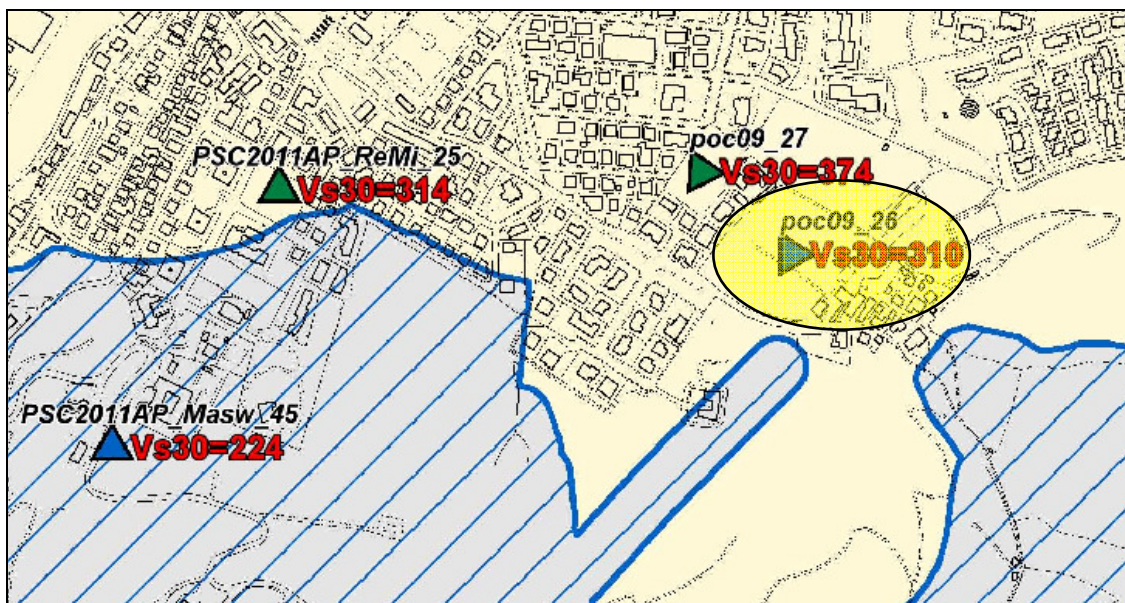






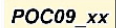
Fig.7a: Carta delle velocità delle onde di taglio S (stralcio elaborato QC.B1 – Tav.3.2, allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, e relativa legenda). L’elisse in colore giallo individua indicativamente l’area in esame.

TIPO DI SONDAGGIO PER LA DETERMINAZIONE DELLA Vs

-  SONDAGGIO CON PROVA DOWN-HOLE
-  PROVA MASW
-  PROVA REMI
-  REGISTRAZIONE DI SISMICA PASSIVA

 ZONE STABILI SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE

 ZONE INSTABILI

 IDENTIFICAZIONE PROVA

 VALORI DI VS30 E VSH RILEVATI

La stessa categoria (profilo stratigrafico “C”), definita dalle suddette prospezioni, risulta correlabile, inoltre, al “*modello geologico di riferimento*” dei luoghi desumibile anche da dati areali disponibili, per l’areale in esame, nello strumento di pianificazione sovraordinata comunale (P.S.C.) e nella Banca dati del Servizio Geologico e Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

Per quanto concerne eventuali futuri interventi in progetto, detto parametro $V_{S,eq}$ dovrà essere calcolato, nelle successive fasi progettuali, a partire dalla profondità di posa del piano delle strutture fondali di ciascuna singola edificazione, nel caso di fondazioni superficiali, o alla testa dei pali, nel caso di soluzioni fondali profonde, come indicato dal D.M.17/01/2018.

Per quanto attiene la pericolosità sismica del sito di intervento, desunta anche da studi di Microzonazione sismica comunale (I°-II° livello di approfondimento) di cui al Paragr.7.3.1, si rimanda all’apposito Paragr. 7.3.2 del presente studio in cui vengono definiti i parametri sismici per i differenti stati limite previsti dalla normativa (Decreto 17/01/2018), nell’ipotesi di una categoria di profilo stratigrafico “C”, ed al Paragr. 7.3.3 per quanto concerne l’analisi *preliminare* della suscettività a liquefazione dei terreni di sedime investigati.

5.2 – Prospezione sismica tipo “HVSR”

E’ stata effettuata, contestualmente alla sopra descritta prospezione sismica tipo “Masw” (2015), n°1 misura di rumore sismico mediante tromografo digitale (vd. ubicazione punto di misura in **Tav.1**) ed analisi dei dati misurati con *software* dedicato.

Per quanto concerne la strumentazione impiegata, la metodologia d'indagine e l'elaborazione dei dati acquisiti, si rimanda alla citata specifica Relazione tecnica contenuta in **All. n°1** al presente studio.

5.2.1 – Analisi ed interpretazione prospezione sismica tipo “HVSR”

Dall'osservazione del grafico dei rapporti spettrali si nota come il terreno oggetto di studio, nel punto di prova, evidenzi registrazioni che rispettano i criteri di validazione SESAME (2005) per una curva H/V affidabile (vd. Relazione tecnica riportata in **All. n°1**).

La registrazione effettuata evidenzia un picco di frequenza (f) pari a **2,59 ± 0,28 Hz** (Frequenza fondamentale di vibrazione), qui presumibilmente riconducibile ad un “*substrato non rigido*” ($V_s < 800$ m/s) con un contrasto di impedenza sismica ($V_{SBR} / V_{SCopertura}$) rispetto alle coperture soprastanti, contraddistinte da velocità più ridotta, pari a circa 1.4 – 1.5. Il tetto di detto substrato sismico è stimato a profondità maggiore o uguale a 30 metri da p.c. (vd. Relazione tecnica riportata in **All. n°1** e considerazioni di cui al Paragr.7.3).

Dalla letteratura in materia, risulta infatti che:

$$f = V_{SH} / 4H$$

dove:

f = Frequenza fondamentale di vibrazione del terreno (o Frequenza fondamentale di risonanza, espressa in Hz)

V_{SH} = Velocità delle onde di taglio calcolata alla profondità H del contrasto di impedenza (espressa in metri/secondi)

H = Profondità del contrasto di impedenza (espressa in metri).

Per quanto concerne la frequenza fondamentale di vibrazione del terreno, a titolo indicativo, si segnala, in linea generale, che:

- edifici in muratura di altezze limitate, sono sensibili, tendenzialmente, a frequenze (f) più elevate, ovvero a periodi (T) più bassi;
- edifici di altezze significative (ad es. silos, torri, palazzi, ecc.) sono sensibili, tendenzialmente, a frequenze (f) più basse, ovvero a periodi (T) più alti.

Come noto dalla letteratura in materia, infatti, dal punto di vista empirico la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall’altezza e può essere stimata, in prima approssimazione, secondo la formulazione analitica di Pratt:

$$\text{Frequenza Naturale edificio} = 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

La coincidenza di risonanza tra terreno e struttura (“doppia risonanza”), definita dalle espressioni analitiche sopra citate, dà luogo alle massime amplificazioni potenzialmente attese nel sito.

Nel caso di terreni di copertura medio-fini (quali, ad esempio, le coperture alluvionali e di versante, a componente argillosa rilevante), contraddistinti tipicamente da velocità delle onde di taglio V_s comprese tra 200 e 300 m/sec, detta eventualità di “doppia risonanza” ricade, in prima approssimazione, nella fascia a colorazione azzurra del grafico di seguito riportato a titolo indicativo (vd. **Fig.7b**).

Valutazioni in merito a potenziali effetti di “doppia risonanza” per eventuali edificazioni future competono, sempre e comunque, al Progettista strutturale.

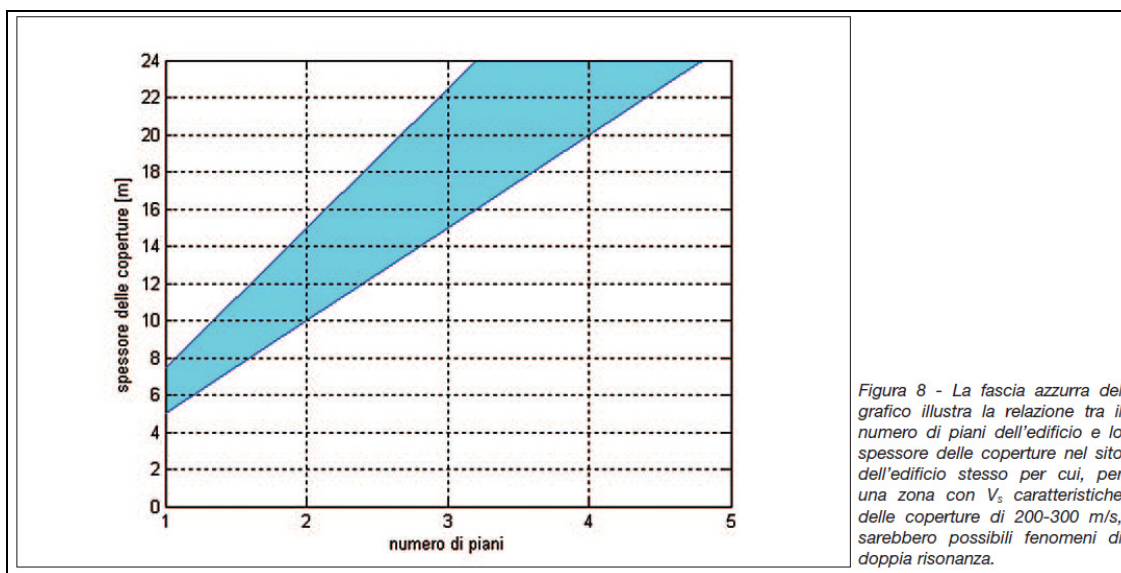


Fig.7b: Potenziali frequenze di risonanza terreno – struttura in copertura alluvionali medio-fini, tratta da “Stratigrafia sismica passiva: una nuova tecnica accurata, rapida ed economica” di Castellaro S., Mulargia F. e Bianconi L. (2005).

A completamento di quanto esposto, si riportano a confronto le frequenze misurate nel capoluogo all’intorno dell’areale in esame (vd. **Fig.7c**, stralcio elaborato QC.B1 – Tav.3.1c allegato al citato Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello del

Comune di Sassuolo), da cui si evince come la frequenza rilevata (pari a 2,59 Hz) nell’areale in oggetto risulti correlabile con l’adiacente margine pedecollinare (zona a campitura rossa in adiacenza, lato sud, al comparto) piuttosto che con le frequenze più elevate, riportate in cartografia in corrispondenza del territorio urbanizzato a nord.

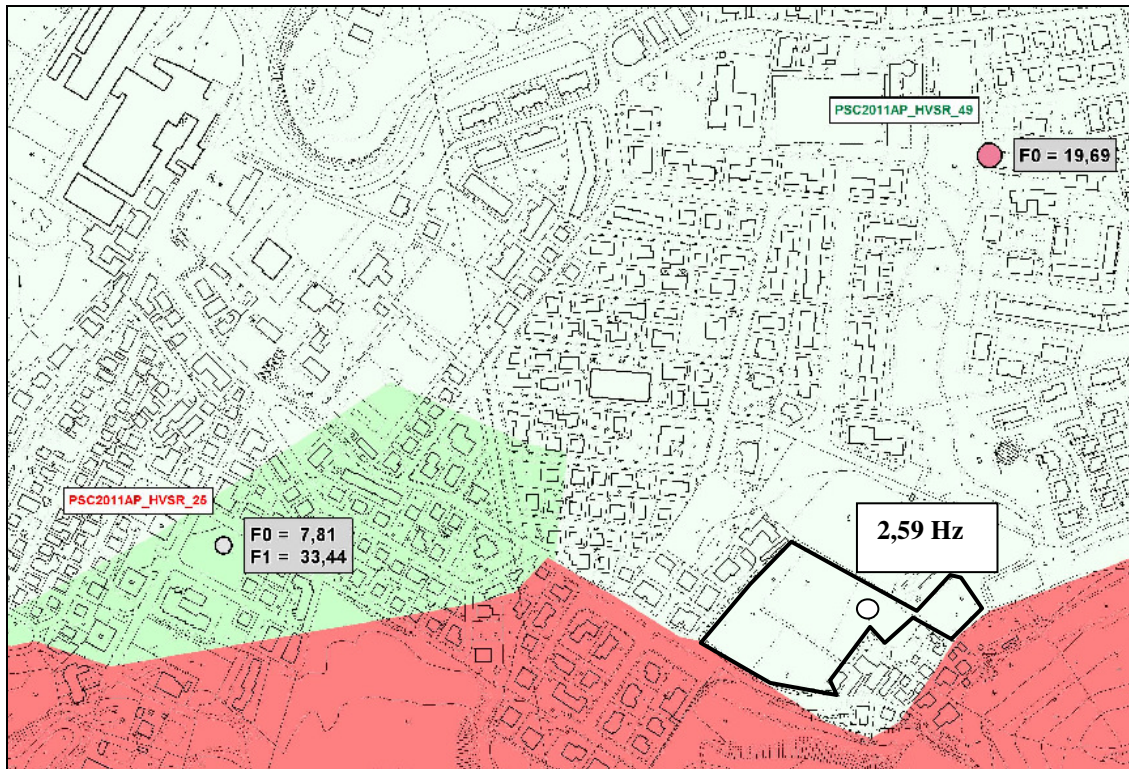


Fig.7c: Carta delle frequenze naturali dei terreni (stralcio elaborato QC.B1 – Tav.3.1c, allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, e relativa legenda). In perimetro nero è evidenziato indicativamente in figura l’area in esame, in cui si è registrata una Frequenza fondamentale di vibrazione pari a **2,59 Hz**.



ATTENDIBILITA' DELLA PROVA

PSC2011AP_HVSR_XX A

PSC2011AP_HVSR_XX B1

PSC2011AP_HVSR_XX B2

PSC2011AP_HVSR_XX C

F0 = XX.XX

PICCO DI FREQUENZA RILEVATO

5.3 – Prospezione geofisica con tomografia elettrica

L'esecuzione di n°2 profili geoelettrici (2015) e la loro interpretazione con metodologia tomografica ha consentito di ricostruire sezioni bidimensionali di resistività del sottosuolo investigato, con individuazione di zone a differente resistività “ ρ ” e, quindi, verosimilmente riconducibili a differenti caratteristiche fisico – chimiche dei materiali in relazione alla propagazione di corrente elettrica nel sottosuolo (vd. elaborati di **Tavv.1, 2** contenuti in **All. n°1** e relativa ubicazione in **Tav.1** allegata).

Per quanto concerne la strumentazione impiegata, la metodologia d'indagine e l'elaborazione dei dati acquisiti, si rimanda alla citata specifica Relazione tecnica contenuta in **All. n°1**.

Si ribadisce, a tal proposito, come la prospezione geofisica, per sua natura *indiretta*, necessiti sempre di essere integrata con conoscenze *dirette* ricavabili esclusivamente da indagini geognostiche specifiche all'uopo realizzate, finalizzate alla “taratura” dello strumento ed ad una migliore comprensione dell'andamento del sottosuolo investigato; di contro, l'impiego della prospezione geoelettrica, ed in generale delle prospezioni geofisiche, consente di estendere il dato puntuale, limitando tali indagini specifiche dirette alle sole aree di interesse individuate, riducendo costi e tempi di indagine.

5.3.1 – Analisi ed interpretazione della tomografia elettrica

L'esecuzione dei profili geoelettrici e la loro interpretazione con metodologia tomografica (vd. **Tavv.1, 2** di **All. n°1**), all'uopo “tarata” con le risultanze delle indagini geognostiche dirette condotte nell'area in esame (vd. stratigrafia sondaggio a carotaggio

continuo S1₂₀₁₅ **All. n°1**), ha consentito di verificare l'andamento generale del primo sottosuolo in corrispondenza dell'areale investigato (profondità da piano campagna generalmente pari a circa 11 metri).

L'analisi comparata delle risultanze della prospezione geoelettrica evidenzia, nella porzione più superficiale di detti profili, una zona a resistività localmente più elevata, evidenziata da differenti tonalità di rosso – arancio – giallo (**Orizzonte geo-resistivo 1**, caratterizzato da valori generalmente superiori a 40-45 ohm x m), presumibilmente riconducibile, anche in relazione alla morfologia lenticolare ed ai suddetti valori di resistività, a terreni tendenzialmente incoerenti di natura ciottolosa, in abbondante matrice fine, con possibili intercalazioni di livelli coesivi di natura argilloso limosa (vd. stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ in **All. n°1**).

La base di detto orizzonte, evidenziato nei profili geoelettrici con linea blu tratteggiata, si correla sufficientemente con il passaggio lito-stratigrafico rilevato a profondità di 2,70 metri da p.c. nel sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. **Tavv.1, 2 di All. n°1**).

Tale base si attesta a profondità generalmente comprese tra 1,00 e 3,00 metri da p.c. e mostra un presumibile significativo approfondimento, sino anche a 5,00-6,00 metri (vd. *campitura a retinatura incrociata di colore magenta nei profili geoelettrici riportati in Tavv.1, 2 di All. n°1*), tra:

- la progr.60 metri e la progr.70 metri nella sezione geoelettrica T1;
- la progr.45 metri e la progr.70 metri nella sezione geoelettrica T2.

Il presumibile andamento in pianta del limite dell'areale caratterizzato da un approfondimento della base dell'Orizzonte geo-resistivo 1 è evidenziato con linea tratteggiata di colore magenta (vd. **Tavv.1, 2 di All. n°1**).

Più in profondità, si individua una zona contraddistinta da valori di resistività più ridotta, evidenziata da differenti tonalità di verde (**Orizzonte geo-resistivo 2**, contraddistinto da valori generalmente inferiori a 40-45 ohm x m), riconducibile presumibilmente alla presenza di terreni tendenzialmente coesivi di natura limoso argilloso sabbiosa rilevati nel corso della perforazione (“*regolite*” del Membro di Monte Arnone, vd. stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo S1 in **All. n°1**).

*L'interpretazione dei dati geoelettrici (vd. **Tavv.1, 2 di All. n°1**) evidenzia, pertanto, pur limitatamente alla porzione dell'areale in esame investigata nell'ambito dello studio geologico-sismico redatto dagli scriventi nel 2015, possibili condizioni di*

*disomogeneità latero – verticale degli orizzonti lito-geomeccanici costituenti il primo sottosuolo e rilevati nel sondaggio a carotaggio continuo SI₂₀₁₅ (vd. **All. n°1**, Paragr.6 e **Tav.2**), in rapporto alle quali il Progettista dovrà valutare, nelle successive fasi di progettazione di eventuali interventi edificatori, la tipologia fondale più idonea, al fine di prevenire potenziali assestamenti differenziali nelle strutture in progetto.*

6 – CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEL TERRENO

6.1 – Modello litostratimetrico e geomeccanico di massima dei terreni di fondazione

Dall’analisi delle carote estratte, dalle risultanze delle n°3 prove penetrometriche dinamiche in foro (S.C.P.T.) a punta aperta condotte contestualmente all’esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅, dalle rilevazioni speditive in situ con Pocket Penetrometer e Vane Test sulle carote (vd. stratigrafia contenute in **All.n°1** e Paragr. 4.1), dalle risultanze delle prove di laboratorio (vd. certificati di prova in **All. n°1** e Paragr.4.2), integrate con le risultanze delle prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT₂₀₀₉ realizzate a suo tempo nell’areale in questione (vd. Paragr.4.3), nonché con le risultanze indirette della prospezione geoelettrica con metodo tomografico (vd. **Tavv.1, 2** di cui all’**All. n°1**) e con la prospezione sismica tipo “MASW” (vd. **All. n°1, 2**), è stato possibile ricostruire il seguente **modello litostratimetrico e geomeccanico di massima** dei terreni attraverso la suddivisione del sottosuolo investigato (20 metri da p.c. attuale nell’indagine diretta) in pacchi di strati ad omogenea litologia e caratteristiche geomeccaniche (vd. modello lito-geomeccanico interpretativo in **Tav.2**).

Per quanto concerne le prove penetrometriche statiche (C.P.T.) con punta meccanica, l’interpretazione litostratimetrica è stata definita adottando le interpretazioni comunemente note di Begemann (1965 – in base al rapporto Rp/Rl) e di Schmertman (1978 – in base al valore di Rp ed al rapporto delle resistenze Rl/Rp percentuale), mentre il modello geomeccanico è stato definito attraverso la suddivisione del sottosuolo investigato in pacchi di strati ad omogenee proprietà lito-geomeccaniche, definite prevalentemente in base ai “range” di variabilità medi della resistenza all’infissione della punta Rp (espressa in Kg/cm²), opportunamente e criticamente mediate anche in base alle caratteristiche litologiche.

Per ogni “orizzonte lito-geomeccanico” (ad eccezione di quello più superficiale riconducibile al “coltivo”, non parametrato) vengono di seguito riportati i “range” di variabilità medi ¹³ di alcuni dei principali parametri, stimati in base alle prove effettuate in situ ed in laboratorio (vd. **All. n°1, 2**), alle correlazioni note in letteratura geotecnica nonché in analogia a terreni consimili, quali:

¹³ Nell’ipotesi di una distribuzione normale, il “range” di riferimento viene indicativamente definito nell’intervallo $X_{\text{MEDIO}} - \sigma$ e $X_{\text{MEDIO}} + \sigma$, con X_{MEDIO} = valore medio e “ σ ” = deviazione standard della distribuzione.

- peso dell'unità di volume del terreno γ ¹⁴;
- peso dell'unità di volume del terreno γ' alleggerito in presenza di falda;
- coesione drenata c' ed angolo di attrito interno ϕ' ¹⁵, coesione non drenata c_u e modulo di deformazione edometrico E , nel caso di terreni a comportamento tendenzialmente coesivo¹⁶;
- angolo di attrito interno ϕ' , densità relativa D_R e modulo di deformazione edometrico E nel caso di terreni a comportamento tendenzialmente incoerente¹⁷.

ORIZZONTE LITO-GEOMECCANICO 1: rilevato sino a profondità pari a 0,50 metri da p.c. nel sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. stratigrafia in **All. n°1**) e pari a circa 0,80-1,20 metri nelle n°3 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT₂₀₀₉ (vd. tabulati di prova riportati in **All. n°2** e Paragr. 4.3), è costituito da terreno di natura argilloso limosa, a colorazione bruna, con resti vegetali (“coltivo”). Detto orizzonte risente verosimilmente in modo estremamente marcato dei fenomeni di ritiro / fessurazione e rigonfiamento / plasticizzazione, tipici di terreni a componente argillosa dominante in concomitanza alle variazioni del contenuto d'acqua in funzione dei cicli stagionali, e pertanto risulta non idoneo alla collocazione di eventuali fondazioni superficiali.

ORIZZONTE LITO-GEOMECCANICO 2: localizzato tra la base dell'Orizzonte lito-geomeccanico 1 ed esteso sino a 2,70 metri da p.c. nel sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. stratigrafia in **All. n°1**), rilevato sino a profondità compresa tra 1,40 e 1,80 metri da p.c. nelle n°3 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT₂₀₀₉ (vd. tabulati di prova riportati in **All. n°2** e Paragr.4.3), localmente

¹⁴ Valori stimati in analogia a terreni consimili nonché con riferimento alle correlazioni note in letteratura geotecnica, quali ad es. quelle di Terzaghi & Peck (1967), Bowles (1982), per la stima del peso dell'unità di volume.

¹⁵ Valori stimati in analogia a terreni consimili nonché con riferimento alle correlazioni note in letteratura geotecnica per la stima dell'angolo di attrito interno ϕ' , quali ad es. quelle di Olsen e Farr (1986), previa conversione del valore di “N_{SCPT}” relativo alle prove penetrometriche dinamiche condotte a quello della resistenza alla penetrazione statica “Rp” mediante correlazioni note in letteratura geotecnica.

¹⁶ Valori stimati in analogia a terreni consimili nonché con riferimento alle correlazioni note in letteratura geotecnica, quali ad es. di Terzaghi & Peck (1948), Ricceri et al. (1974), Marsland et al. (1974/1979), Raccomandazione AGI (1977), per la stima della coesione non drenata c_u ; di Mitchell e Gardner (1975) basata sui dati ottenuti da Sanglerat (1972), Ricceri et al. (1974), Holden (1973), per la stima del modulo di deformazione edometrico E .

¹⁷ Valori stimati in analogia a terreni consimili nonché con riferimento alle correlazioni note in letteratura geotecnica, quali ad es. di Gibbs e Holtz (1957), Schultze e Menzembach (1961) per terreni sabbiosi, Yoshida e Kokusho (1988) per terreni ghiaiosi, per la stima della densità relativa D_R ; di De Mello (1971); di Schmertman (1977), Meyerhof (1956 – 1976), Japanese National Railway, Shioi e Fukui (1982) per la stima dell'angolo di attrito interno ϕ' ; di Mayne e Frost (1988). Robertson, Campanella (1983), Schultze e Menzembach (1965), Menzembach e Malcev, Mitchell e Gardner (1975), per la stima del modulo di deformazione edometrico E .

presumibilmente più approfondito, sino anche a 5,00-6,00 metri di profondità da p.c. nelle porzioni sud-orientali e nord-orientali dell'areale investigato nel 2015 tramite tomografia elettrica (vd. porzioni del primo sottosuolo evidenziate con campitura a retinatura incrociata di colore magenta nei profili geoelettrici con metodo tomografico riportati in **Tavv.1, 2** di **All. n°1**), è costituito da terreni di natura ghiaiosa e ciottolosa, eterogenei ed eterometrici, da spigolosi a sub-arrotondati, alterati, in abbondante matrice fine, a cui si intercalano livelli coesivi di natura argilloso limosa (vd. stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo S1 tra 1,00 e 2,00 metri di profondità da p.c. in **All. n°1**) *che influenzano significativamente il comportamento geomeccanico dell'orizzonte in questione*. I valori di resistenza penetrometrica alla punta (R_p) risultano localmente elevati presumibilmente per la presenza di detti ciottoli. *I valori di angolo di attrito interno ϕ' e di densità relativa D_R , nonché i valori degli altri parametri di seguito riportati, possono diminuire, inoltre, anche in modo significativo, all'aumentare della frazione fine (matrice) localmente più abbondante nelle ghiaie*

Parametri geotecnici indicativi di riferimento:

Termini incoerenti

- $\gamma = 19,0 - 21,0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma = 9,2 - 11,2 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 30^\circ - 40^\circ$
- $D_R = 40\% - 60\%$
- $E > 20 - 25 \text{ MPa}$

Termini coesivi

- $\gamma = 18,0 - 19,0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 8,2 - 9,2 \text{ kN/m}^3$
- $c_u = 50 - 80 \text{ kPa}$
- $c' = 5 - 20 \text{ kPa}$
- $\phi' = 15^\circ - 20^\circ$
- $E = 4 - 6 \text{ MPa}$

ORIZZONTE LITO-GEOMECCANICO 3: localizzato tra la base dell'Orizzonte lito-geomeccanico 2 ed esteso sino a profondità pari a 15,00 metri da p.c. (limite di indagine prove penetrometriche statiche CPT_{2009}), sino a profondità pari a 20,00 metri da p.c. (limite di indagine sondaggio a carotaggio continuo $S1_{2015}$), è costituito da terreni tendenzialmente coesivi di natura limoso argillosa sabbiosa, di colore nocciola, talora con inclusi ghiaiosi poligenici, spigolosi e centimetrici, e resti fossiliferi

(“regolite” del Membro di Monte Arnone, vd. stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo S1 e relativa documentazione fotografica in **All. n°1**). Si tratta di terreni classificati, secondo la Classificazione UNI 10006, come A-4 “*limi poco compressibili*” (vd. certificati di laboratorio contenuti in **All. n°1** e sintesi dei risultati in **Tabelle 2a, 2b, 2c** di cui al Paragr. 4.2). Nelle n°3 prove S.C.P.T. (punta aperta), eseguite in foro entro tale orizzonte tra 4,50 e 4,95 metri di profondità da p.c. inizio sondaggio (S.C.P.T. 1), tra 12,00 e 12,45 metri di profondità da p.c. inizio sondaggio (S.C.P.T. 2) e tra 16,80 e 17,25 metri di profondità da p.c. inizio sondaggio (S.C.P.T. 3), si è registrato un numero di colpi N_{SCPT} rispettivamente pari a 13, 22 e 20, caratteristico di terreni coesivi generalmente “*duri*” e/o “*molto duri*”, con valori di coesione non drenata c_u compresi tra 0,50 e 2,00 Kg/cm² (vd. **Tabella 1 e 1bis** di cui al Paragr.4.1.1). Si ribadisce, tuttavia, come i valori di coesione non drenata c_u ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche S.C.P.T. 2 e S.C.P.T. 3 condotte risultino più elevati, se correlati a quelli ricavati dalle prove speditive in situ (vd. **All. n°1**) con il penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer) e lo scissometro tascabile (Vane Test, vd. Paragr.4.1.2) oltreché in analogia a terreni consimili, presumibilmente per la possibile presenza e/o maggiore percentuale di inclusi ghiaiosi nei tratti di prova. I valori di resistenza penetrometrica alla punta statica (R_p), rilevati a suo tempo nel lotto di intervento (vd. Paragr.4.3) all’interno dell’orizzonte in questione, risultano generalmente più marcati al tetto dell’orizzonte, ove sono compresi tra 2,0 e 4,0 MPa cm² (x_{MEDIO} pari a circa 3,0 MPa e “ σ ” deviazione standard pari a circa 1,0 MPa) sino alla profondità di circa 8,00 metri da p.c., e generalmente più ridotti in profondità, ove sono compresi tra 1,2 e 2,0 MPa (x_{MEDIO} pari a circa 1,6 MPa e “ σ ” deviazione standard pari a circa 0,4 MPa) sino alla profondità di 15metri da p.c. (limite di indagine prove penetrometriche statiche con punta meccanica). Ciò è presumibilmente imputabile, in parte, alla esecuzione delle suddette prove penetrometriche al termine della stagione estiva, periodo in cui i terreni a componente argillosa rilevante possono risentire di fenomeni di ritiro. *I valori di coesione non drenata c_u nonché i valori degli altri parametri di seguito riportati possono verosimilmente essere suscettibili, inoltre, di un prevedibile significativo scadimento a seguito di fenomeni di imbibizione connessi alle infiltrazioni idriche sub-superficiali in concomitanza ad eventi meteorici intensi e/o prolungati.*

Parametri geotecnici indicativi di riferimento:

Termini coesivi

- $\gamma = 18,0 - 19,0 \text{ kN/m}^3$ (18,1 – 18,3 kN/m³ da laboratorio, **vd. All. n°1**)
- $\gamma' = 8,2 - 9,2 \text{ kN/m}^3$
- $c_u = 50 - 130 \text{ kPa}$ (122 e 143 kPa, valori medi da laboratorio su due provini, **vd. All. n°1**)
- $c' = 10 - 20 \text{ kPa}$ (15 e 17 kPa da laboratorio, **vd. All. n°1**)

- $\varphi' = 20^\circ - 26^\circ$ (circa 26° da laboratorio, vd. **All. n°1**)
- $E = 4 - 9$ MPa

Il quadro lito-geomeccanico sopra schematizzato, illustrato nella cartografia allegata (vd. **Tav.2**) e derivante dalle indagini geognostiche condotte (vd. **All. n°1, 2**), definisce un “*modello geologico di riferimento*” del primo sottosuolo in sostanziale accordo con i dati areali disponibili nello strumento di pianificazione sovraordinata comunale (P.S.C.) e nella Banca dati del Servizio Geologico e Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

Si segnala come, in generale, i risultati delle indagini geognostiche e/o delle prove geotecniche, in situ ed in laboratorio, debbano comunque essere interpretati dal Progettista (Cap. 6.2.2 del Decreto 17/01/2018) il quale, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati “*modelli geotecnici*”, l’approccio progettuale più idoneo alla specifica verifica ed i valori dei parametri geotecnici correlati (“*valori caratteristici*” e “*valori di progetto*”), sempre nell’ambito delle sue specifiche competenze, e che quindi le analisi condotte sono da ritenersi solamente indicative e sottoposte al giudizio interpretativo in sede progettuale.

7 – PERICOLOSITÀ SISMICA

7.1 – Definizioni e riferimenti normativi

La valutazione del **Rischio sismico (R)** associato ad un evento tellurico è funzione della Pericolosità (P), distinta in **Pericolosità sismica di base (P_b)** ed in **Pericolosità sismica locale (P_l)**, della **Vulnerabilità (V)** e del **Valore esposto (E)**.

RISCHIO SISMICO (R) $R = [P_b \cdot P_l] \cdot [E \cdot V]$	<p>Severità dell'azione</p> <ul style="list-style-type: none"> • - Pericolosità (P_b) = frequenza ed intensità probabilisticamente prevedibili degli eventi che interesseranno in futuro un territorio; • - Effetti locali (P_l) = variazioni della pericolosità all'interno di un territorio per condizioni specifiche dei luoghi (<i>anche temporanee</i>)
	<p>Severità delle conseguenze</p> <ul style="list-style-type: none"> • - Esposizione (E) = distribuzione di persone anche in rapporto all'età, di attività produttive, risorse e infrastrutture di un territorio; • - Vulnerabilità (V) = Effetti distruttivi e/o di danno prevedibili che un determinato evento di data intensità avrà sulle attività produttive, gli insediamenti umani e le infrastrutture di un territorio.

La **Pericolosità sismica di base (P_b)** rappresenta la probabilità che l'evento sismico si verifichi in una determinata area per un determinato periodo di tempo con una data intensità, ovvero la previsione probabilistica dello scuotimento del suolo in un sito con riferimento ad un terremoto standard di riferimento.

La **Pericolosità sismica locale (P_l)** rappresenta, invece, una stima a scala di dettaglio delle variazioni della pericolosità sismica di base per effetto delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, litologiche, idrogeologiche e geotecniche del sito in cui si prevede l'evento sismico (condizioni locali). In altri termini, la Pericolosità sismica locale deve considerare i fattori locali che possono variare la Pericolosità sismica di base.

Per **Vulnerabilità** (V) si intende il grado di suscettibilità del territorio agli effetti negativi prodotti dal fenomeno considerato, ovvero l'attitudine dell'elemento a rischio a subire danni, ed è funzione della distribuzione dell'urbanizzato, della densità della popolazione, della distribuzione delle attività e dei servizi pubblici, dell'ambiente naturale.

Il **Valore esposto** (E) indica il valore socio – economico relativo agli elementi a rischio ed è funzione della tipologia dell'elemento stesso (ospedali, scuole, case, stalle, ecc.).

I differenti effetti che le condizioni locali di un'area possono provocare vengono suddivisi in due categorie principali:

- **EFFETTI DI SITO O DI AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE:** interessano i terreni che presentano un comportamento stabile nei confronti delle sollecitazioni sismiche attese e sono legati alle caratteristiche topografiche e/o litologiche del territorio in grado di generare un'esaltazione locale delle azioni sismiche di base;
- **EFFETTI DI INSTABILITÀ:** interessano i terreni che presentano un comportamento instabile nei confronti delle sollecitazioni sismiche attese e possono causare fenomeni di franamento, di liquefazione, di subsidenza, di cedimento assoluto e differenziale.

7.2 – Studio di Microzonazione sismica comunale (I°-II°-III° livello di approfondimento)

Nello schema seguente vengono riassunti i principali elementi del territorio che concorrono potenzialmente alla pericolosità sismica locale (P₁), desunti dall'Allegato 1 della citata Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna progr. n°112 – oggetto n°2131 del 2 maggio 2007 – inerente l'“atto di indirizzo e coordinamento tecnico per la compilazione di studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna a supporto della pianificazione territoriale e urbanistica” e successivo aggiornamento con D.G.R. n°2193 del 21/12/2015.

Terreni che possono determinare amplificazione (spessore ≥ 3 m):

- depositi di versante (accumuli di frana, detriti di falda, detriti eluvio-colluviali, detriti di versante s.l., depositi morenici, depositi da geliflusso, ...);
- depositi di conoide alluvionale;
- depositi alluvionali;
- depositi fluvio-lacustri
- riporti antropici poco addensati;

- substrato affiorante alterato o intensamente fratturato (per uno spessore ≥ 3 m);
- substrato non rigido ($V_s \ll 800$ m/s)¹¹ affiorante.

Elementi morfologici che possono determinare amplificazione:

- creste, cocuzzoli, dorsali allungate, versanti con acclività $> 15^\circ$ e altezza ≥ 30 m

Depositi suscettibili di amplificazione e cedimenti:

- depositi granulari nei primi 20 m da p.c. con livello superiore della falda acquifera a profondità minore di 15 m da p.c., con composizione granulometrica che ricade nelle fasce critiche indicate nell'Allegato A3 (figura 1) (fattori predisponenti il fenomeno della liquefazione);
- depositi affioranti (spessore ≥ 3 m) di terreni granulari sciolti o poco addensati ($N_{SPT} < 15$) o di terreni coesivi soffici ($c_u \leq 70$ kPa; $V_s < 180$ m/s) e plastici ($I_p \geq 30\%$).

Aree soggette ad instabilità di versante:

- aree instabili: aree direttamente interessate da fenomeni franosi attivi;
- aree potenzialmente instabili: aree in cui, in caso di forti terremoti, sono possibili riattivazioni (frane quiescenti) o attivazioni di movimenti franosi (tutti gli accumuli detritici incoerenti, indipendentemente dalla genesi, con acclività $> 15^\circ$; pendii costituiti da terreni prevalentemente argillosi e/o intensamente fratturati¹² con acclività $> 15^\circ$; aree prossime a zone instabili che possono essere coinvolte dalla riattivazione del movimento franoso o scarpate subverticali; accumuli detritici incoerenti prossimi all'orlo di scarpate).

Elementi che possono determinare effetti differenziali, sia in termini di amplificazione che di cedimenti e spostamenti del terreno:

- contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico – meccaniche molto diverse;
- faglie attive e capaci *sensu* ICMS (2008) e CTMS (2015);
- cavità sepolte.

L'areale in esame può essere potenzialmente soggetto, in prima analisi, a fenomeni di amplificazione sismica per caratteristiche litologiche, qui imputabili alla presenza di “*depositi alluvionali*” e/o “*depositi di conoide alluvionale*” presenti in superficie (vd. prospezione sismica di cui al Paragr. 5.1 ed **All. n°1, 2**), mascheranti un substrato presumibilmente riconducibile al “*regolite*” del Membro di Monte Arnone (FAA7) della Formazione delle Argille Azzurre (FAA), quest'ultimo ascrivibile, da un punto di vista sismico, ad un *substrato non rigido* (V_s molto inferiore a 800 m/s). Detti fenomeni di amplificazione sismica per caratteristiche litologiche richiedono generalmente un approfondimento di II° livello, come anche evidenziato:

- nell'elaborato Tav.5.1c “*Aree suscettibili di effetti locali*”, allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo

strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo, di cui uno stralcio è riproposto in **Fig.8a**,

- nell’elaborato Tav. 2.2 a.4 “*Rischio sismico: Carta delle aree suscettibili di effetti locali*”, allegato allo strumento di pianificazione provinciale (P.T.C.P.) approvato con D.C.P. n°46 del 18/03/2009).

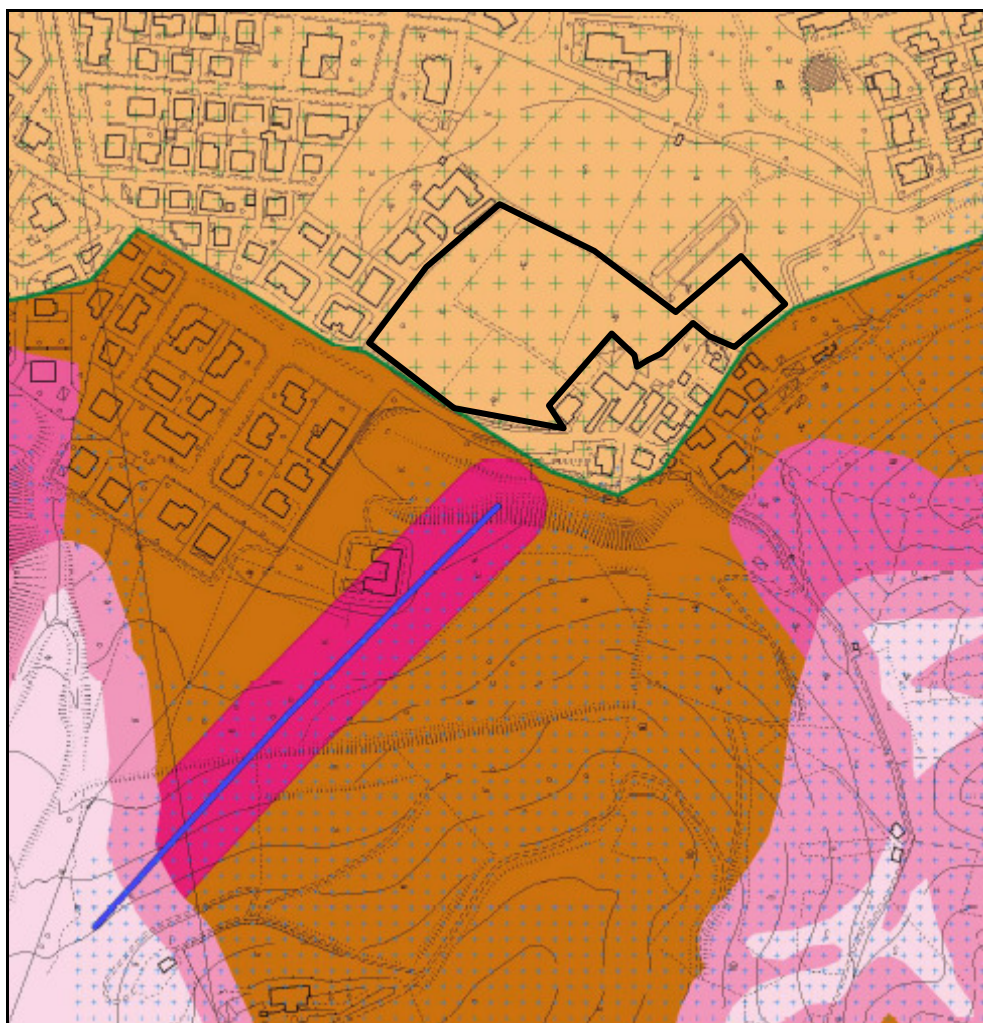


Fig.8a: Aree suscettibili di effetti locali (stralcio elaborato Tav.5.1c “*Aree suscettibili di effetti locali*”, allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, e *relativa legenda e prescrizioni di Tabella 5*). Il perimetro nero individua indicativamente in figura l’Ambito AC Sub d2 – Via San Polo.

ZONE STABILI

2010	Successione litostratigrafica a nord della faglia flessura di Sassuolo, con affioranti le Unità Quaternarie Continentali
2020	Successione litostratigrafica a sud della faglia flessura di Sassuolo, con affioranti le Unità Quaternarie Continentali
2030	Successione litostratigrafica con affiorante la Successione Epiligure
2040	Successione litostratigrafica con affioranti le Unità Marine di Transizione
2050	Successione litostratigrafica con affioranti le breccie argillose di Baiso

ZONE INSTABILI

3015	Instabilità di versante attivo - non definito
3025	Instabilità di versante quiescente - non definito
3035	Instabilità di versante inattivo - non definito
3045	Instabilità di versante non definito
3060	Aree interessate da deformazioni dovute a faglie
3080	Cedimenti differenziali

5011

Faglia diretta - tratto accertato

Tabella 5: Descrizione delle aree suscettibili di effetti locali e delle prescrizioni ad esse associate. I codici utilizzati sono quelli definiti dalla D.R.G. 1051/2011.

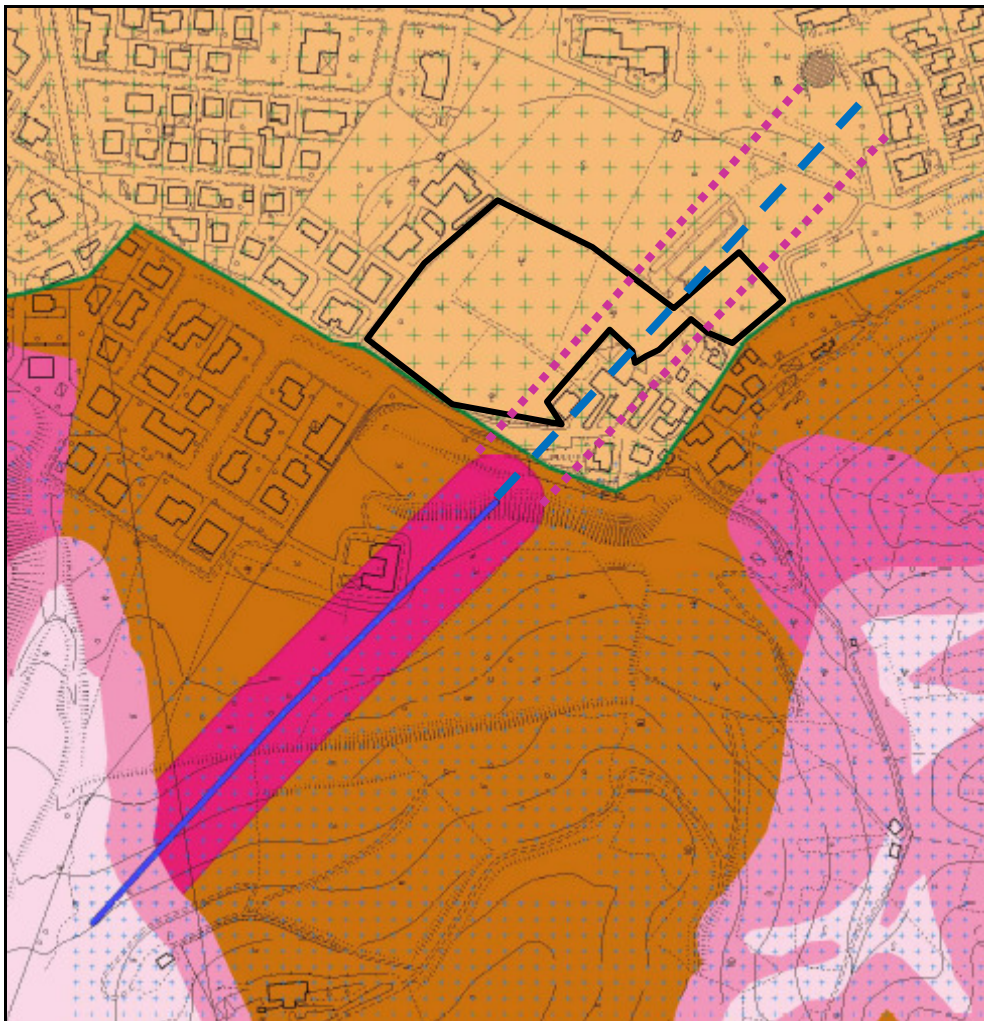
Zona	Codice	Descrizione	Effetti attesi	Livello di approfondimento	Prescrizioni
A	2010 2020	Successione litostratigrafica a nord e a sud della faglia – flessura di Sassuolo con affioranti le Unità Quaternarie Continentali	Amplificazione di origine litologica. Nelle aree con pendenza > 15° possibili amplificazioni topografiche. Occasionalmente possibili liquefazioni e cedimenti.	II	Studi: ✓ Valutazione dell'amplificazione di origine litologica. ✓ Verifica del potenziale di liquefazione e dei cedimenti attesi nelle aree ove sia presente la falda ad una profondità compresa tra il piano campagna e i -20 m. ✓ Valutazione dell'amplificazione topografica, laddove si riscontrino configurazioni geometriche con pendenze maggiori di 15° e altezza maggiore di 30 m, nonché nelle aree prossime ai bordi superiori di scarpate per una fascia non inferiore all'altezza delle scarpate sottese.
E	3060	Aree di rispetto delle faglie	Possibili amplificazioni di origine litologica e topografica.	III	Studi: ✓ Valutazione dell'amplificazione di origine litologica. ✓ Valutazione dell'amplificazione topografica, laddove si riscontrino configurazioni geometriche con pendenze

L'osservazione del suddetto elaborato (vd. **Fig.8a**) evidenzia come l'areale di intervento ricada in zona classificata “*stabile*” (Zona A, Codice 2020) dal punto di vista sismico. Si segnala, tuttavia, come la porzione sud-orientale dell'areale stesso si collochi lungo l'ideale prosecuzione di una lineazione tettonica ¹⁸, ad andamento SW-NE, presente

¹⁸ L'osservazione della sezione geologica n°2, riportata nell'elaborato QC.B1 – Tav.1.3 “Sezioni geologiche” allegato al Quadro Conoscitivo di P.S.C., mostra come la dislocazione in questione abbia un carattere “inverso”. Di contro, la legenda dell'elaborato Tav.5.1c “Aree suscettibili di effetti locali”,

anche sulla cartografia geologica regionale (vd. stralcio in **Fig.3b**), la quale, cautelativamente, si ritiene possa essere verosimilmente mascherata dalla copertura alluvionale in corrispondenza dell’areale in esame.

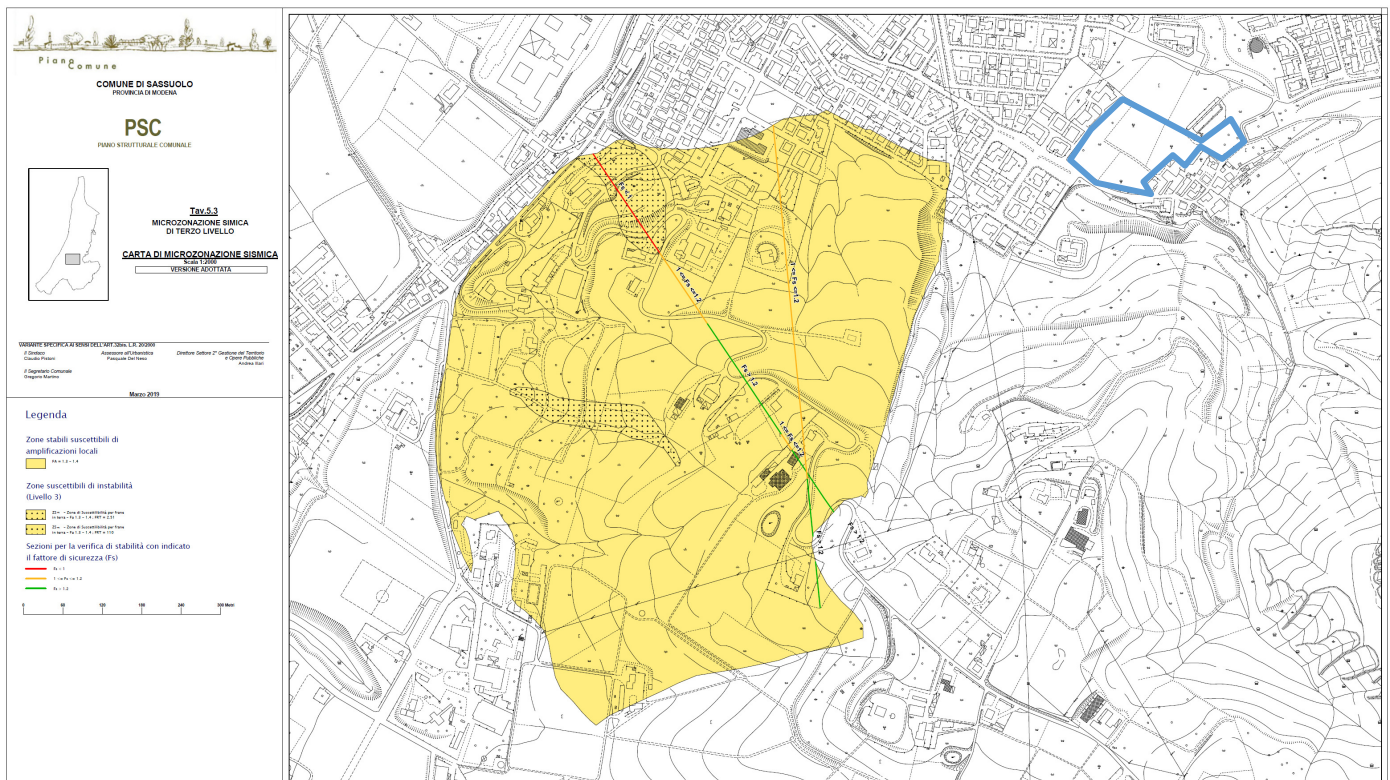
Il quadro sopra esposto, in assenza di uno studio di III° livello conseguente ad una specifica e mirata indagine finalizzata alla verifica della presenza di tale lineazione tettonica, vincola, in prima analisi ed in via prudentiale, l’ubicazione di eventuali edificandi in progetto esternamente alla fascia di rispetto associata alla suddetta lineazione (30 metri da ambo le parti, vd. **Fig.8b**), oltreché l’adozione, in fase progettuale, di ogni utile accorgimento tale da garantire una struttura il più possibile resistente ad elevate sollecitazioni sismiche (vd. Paragr.7.3) e/o deformazioni di taglio (struttura intelaiata in cemento armato), condizioni peraltro riprese nel parere del Comune di Sassuolo Servizio Tutela del Territorio e Protezione Civile di cui al prot.44148 del 15.12.2016.



allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale, indica un carattere “diretto”.

Fig.8b: Aree suscettibili di effetti locali (*modificata*) (stralcio elaborato Tav.5.1c “Aree suscettibili di effetti locali”, allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013). Il perimetro nero individua indicativamente in figura l’Ambito AC Sub d2 – Via San Polo”. Con linea tratteggiata blu è indicata l’ideale prosecuzione della lineazione tettonica, con linea puntinata magenta la relativa fascia di rispetto (30 metri da ambo le parti).

L’areale di Variante al PUA risulta esterno, inoltre, a quello oggetto di specifico approfondimento di III° livello di cui allo Studio di Microzonazione sismica, adottato nella variante specifica al P.S.C. con Delibera di Consiglio Comunale n°16 del 26/03/2019 (vd. Fig.8c).



7.3 – Pericolosità sismica del sito di intervento

7.3.1 – Risposta sismica locale ai sensi della D.A.L. RER 112/2007 (II° livello di approfondimento) e successivo aggiornamento con D.G.R. n°2193 del 21/12/2015

La risposta sismica locale e la stima dei valori di accelerazione a_{max} per l’areale in esame di cui al seguito viene effettuata in sintonia con quanto previsto dalla citata Delibera dell’Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna 112/2007, Atto di

indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16, comma 1, della L.R. 20/2000 per “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”, e successivo aggiornamento con D.G.R. n°2193 del 21/12/2015, per quanto concerne il II° Livello di approfondimento.

Più specificatamente, i Fattori di amplificazione (ovvero i Fattori di Amplificazione P.G.A. ed i Fattori di Amplificazione Intensità Spettrale riferiti ad un suolo di categoria “A” da normativa secondo D.M. 14/01/2008) indotti da effetti stratigrafici sono stati ricavati in riferimento alle Tabelle di seguito riportate, contenute nell'Allegato A2 dell'aggiornamento della citata Delibera D.A.L. 112/2007 con D.G.R. n°2193 del 21/12/2015, che meglio rappresentano la situazione geologico – sismica riscontrata nell'areale in oggetto, qui riconducibile, anche in via prudenziale, al contesto di “**MARGINE di tipo A**”, sulla base delle conoscenze stratigrafiche e sismiche dell'areale in questione dalla Banca dati del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna nonché dalle indagini geognostiche condotte (vd. **All. n°1, 2**).

ALLEGATO A2

TABELLE E FORMULE PER LA VALUTAZIONE DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA PER LE ANALISI DEL SECONDO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO E PER LA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI TOPOGRAFICI.

A2.1 - Tabelle per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica (secondo livello di approfondimento)

Per calcolare i Fattori di Amplificazione (FA) richiesti nell'analisi semplificata devono essere realizzate indagini geotecniche e geofisiche che permettano la definizione dello spessore del deposito di copertura o profondità del substrato rigido (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato (V_{sH} e V_{s30}) del deposito di copertura secondo le formule di seguito riportate:

$$V_{sH} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N h_i / V_{s_i}}$$

dove N è il numero di strati del profilo sismico corrispondenti alla copertura,

H è lo spessore totale (in m) dei terreni di copertura o profondità del tetto del substrato rigido,

h_i = spessore (in m) dello strato i -esimo (fino al substrato rigido),

V_{s_i} = velocità (in m/s) dello strato i -esimo (fino al substrato rigido);

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^M h_i / V_{s_i}}$$

dove M è il numero di strati del profilo sismico fino alla profondità di 30 m,

h_i = spessore (in m) dello strato i -esimo (fino alla profondità di 30 m),

V_{s_i} = velocità (in m/s) dello strato i -esimo (fino alla profondità di 30 m).

I FA rappresentano il rapporto fra lo scuotimento sismico, espresso con i parametri sotto indicati, valutato per la condizione geo-litologica specifica e il corrispondente scuotimento relativo alla categoria di sottosuolo A. Quest'ultimo è definito nella tabella 3.2.II delle Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC (2008), come segue:

Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

I FA sono relativi a due parametri rappresentativi dello scuotimento sismico.

Il primo è l'accelerazione di picco orizzontale (PGA), il secondo è l'intensità spettrale:

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} PSV(T_0, \xi) dT_0$$

dove PSV è il pseudospettro di risposta in velocità, T_0 è il periodo proprio e ξ è lo smorzamento.

E' stato considerato uno smorzamento $\xi = 5\%$ e tre intervalli di periodo proprio T_0 ottenendo tre valori di intensità spettrale:

SI1 : $0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$

SI2 : $0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$

SI3 : $0.5s \leq T_0 \leq 1.5s$

MARGINE: settore di transizione tra la zona collinare (Appennino) e la pianura caratterizzato da terreni prevalentemente fini sovrastanti orizzonti grossolani (ghiaie, ghiaie sabbiose); il substrato geologico è generalmente costituito da sabbie marine pleistoceniche o da peliti plio-pleistoceniche (substrato non rigido); questo settore è suddiviso in:

MARGINE di tipo A: caratterizzato da spessore dei terreni fini sovrastanti gli orizzonti grossolani inferiore a 30 m; gli strati grossolani sovrastano direttamente il substrato geologico;

	150	200	250	300	350	400
5	2.3	2.1	1.8	1.5		
10	2.3	2.2	2.0	1.8		
15	2.1	2.1	2.0	1.8		
20	2.1	2.1	2.0	1.9		
25	2.0	2.0	2.0	1.9		
30	1.9	1.9	1.9	1.9		

Fattori di Amplificazione **PGA**. Colonna 1 $H(m)$, riga 1 $V_{sH}(m/s)$

	150	200	250	300	350	400
5	2.2	1.9	1.7	1.6		
10	2.6	2.4	2.0	1.8		
15	2.6	2.5	2.2	1.9		
20	2.5	2.5	2.3	2.0		
25	2.3	2.3	2.2	2.1		
30	2.1	2.1	2.1	2.0		

Fattori di Amplificazione **SI1** ($0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$). Colonna 1 $H(m)$, riga 1 $V_{sH}(m/s)$

	150	200	250	300	350	400
5	1.8	1.7	1.6	1.6		
10	2.3	2.0	1.8	1.7		
15	3.2	2.6	2.1	2.0		
20	3.5	3.1	2.5	2.1		
25	3.7	3.4	2.8	2.4		
30	3.6	3.5	3.0	2.6		

Fattori di Amplificazione **SI2** ($0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$). Colonna 1 $H(m)$, riga 1 $V_{sH}(m/s)$

Dette tabelle consentono di definire i fattori di amplificazione stratigrafica del moto sismico per l'area in esame, nell'ipotesi di un modello ideale di sottosuolo costituito da terreni omogenei a stratificazione orizzontale, piano parallela, di estensione infinita e V_s costante, sovrastante un “*bedrock sismico*” ($V_s \geq 800$ m/s), come schematizzato di seguito in **Fig.9a**, o ad un “*substrato non rigido*” ($V_s < 800$ m/s) con significativo contrasto di velocità.

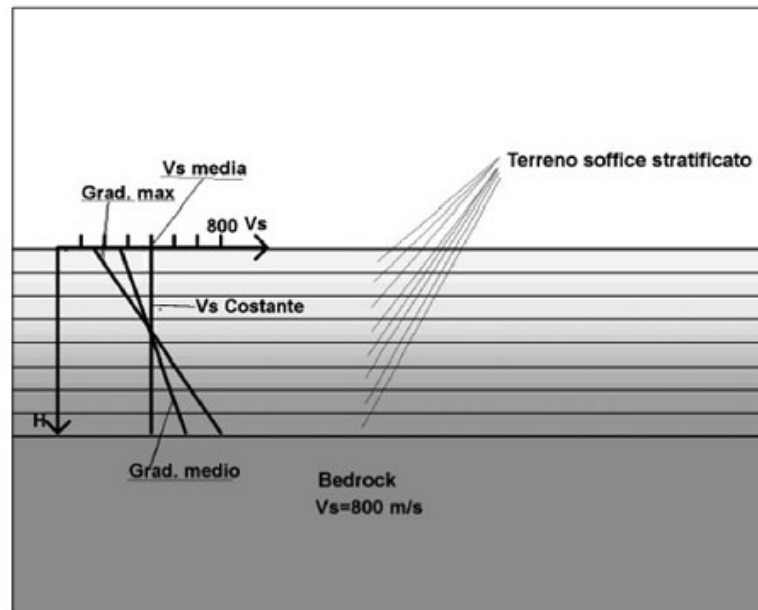


Fig.9a: Modello ideale di sottosuolo per metodi semplificati

Per una velocità V_{SH} delle onde di taglio pari a circa **300-310 m/sec** misurata in situ mediante la prospezione sismica con metodo “Masw” condotta (vd. **All. n°1, 2**) e per una profondità “H” del “*substrato non rigido*” ($V_s < 800$ m/s) uguale o maggiore a **30 metri** stimata dal picco di frequenza relativa alla prospezione sismica con metodo “HVSr” (vd. Relazione tecnica in **All. n°1** e Paragr. 5.2), si ottengono i seguenti Fattori di Amplificazione per l’area investigata:

- Fattore di Amplificazione (F.A.) *Peak Ground Acceleration* (P.G.A.) pari a **1,9**;
- Fattore di Amplificazione (F.A.) Intensità spettrale ¹⁹ SI1 $0.1s < T_0 < 0.5s$ pari a **2,0**;
- Fattore di Amplificazione (F.A.) Intensità spettrale SI2 $0.5s < T_0 < 1.0s$ pari a **2,6**,

Si specifica come il Fattore di Amplificazione (F.A.) *Peak Ground Acceleration* (P.G.A.) pari a **1,9** risulti del tutto comparabile, inoltre, a quanto definito a livello pianificatorio per l’areale in esame (F.A. pari a **1,8**) applicando gli “*Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica*” (2008) (vd. elaborato Tav.5.2A “*Carta del Fattore di amplificazione FA*” allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo, di cui uno stralcio è riportato in **Fig.9b**.

¹⁹ L’intensità di Housner (o intensità dello spettro di risposta) è un parametro di severità del moto sismico ed è correlato al danno potenziale atteso per effetto del terremoto in esame, dal momento che la maggior parte delle strutture hanno un periodo fondamentale di vibrazione nell’intervallo compreso tra 0.1 e 2.5 secondi. Dimensionalmente, l’intensità di Housner è uno spostamento (cm).

Moltiplicando l'accelerazione di base del sito riferita allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), pari a **0,162g** (vd. successivo Paragr.7.3.2), per il Fattore di Amplificazione (F.A.) *Peak Ground Acceleration* (P.G.A.), pari a **1,9**, desunto dalle Tabelle sopra riportate (vd. aggiornamento dell'Allegato A2 della citata Delibera D.A.L. 112/2007, Paragr.A2.1.2), si ricava una accelerazione massima attesa al suolo (a_{max}) pari a circa **3,02 m/sec²** (ovvero **0,308g**).

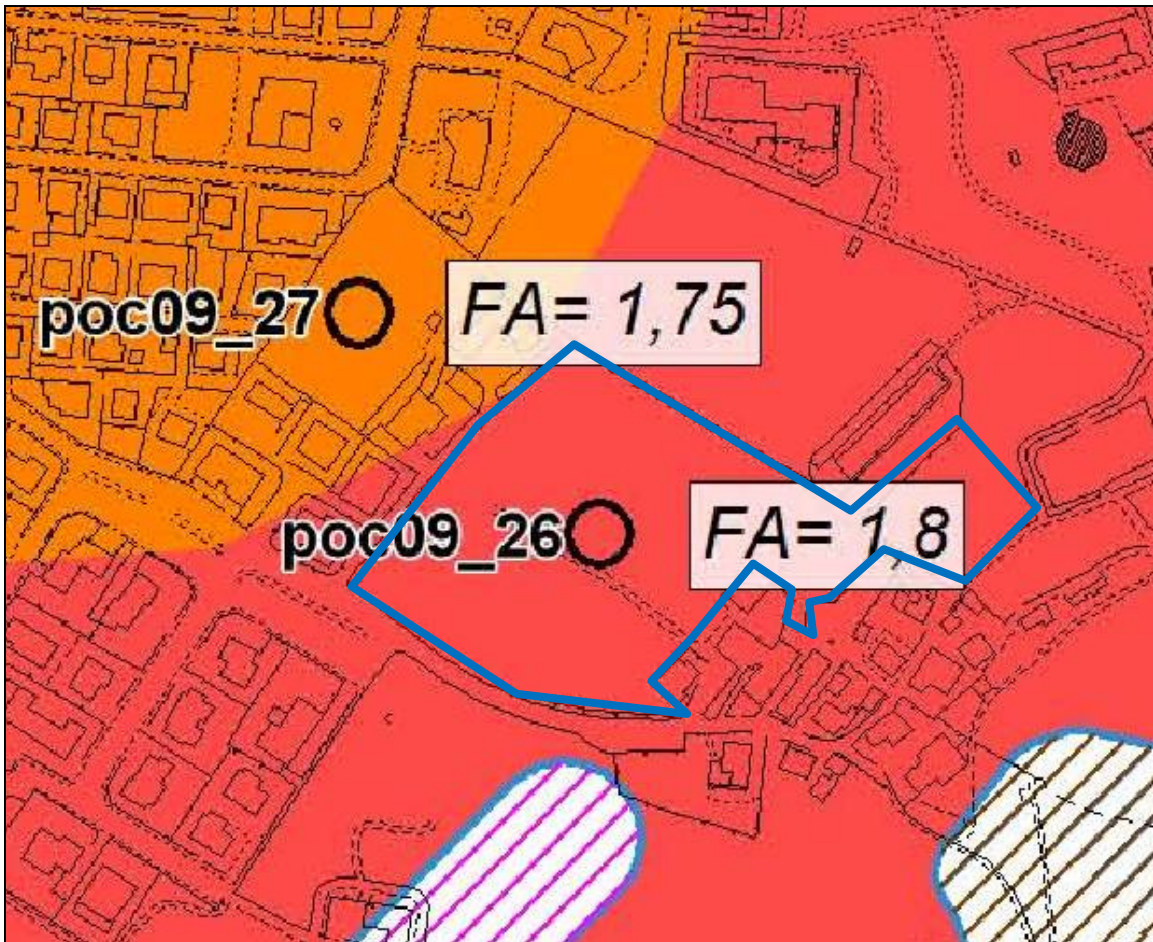
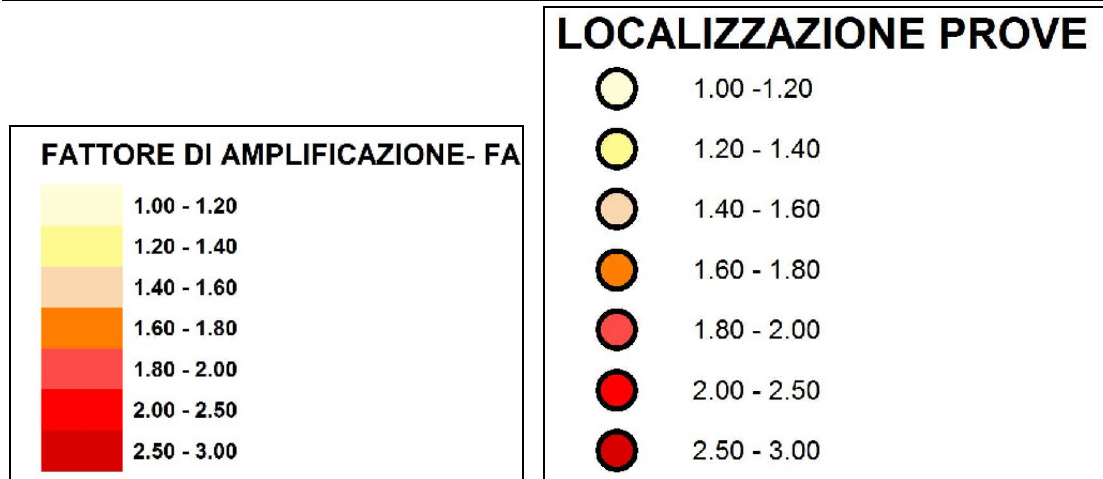








Fig.9b: Carta del Fattore di amplificazione FA (stralcio elaborato Tav.5.2A “Carta del Fattore di amplificazione FA”, allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, e relativa legenda). Il perimetro blu è individuato indicativamente in figura l'areale in esame.



ZONE SOGGETTE AD APPROFONDIMENTO DI TERZO LIVELLO	
	3015 Instabilità di versante attivo - non definito
	3025 Instabilità di versante quiescente - non definito
	3035 Instabilità di versante inattivo - non definito
	3045 Instabilità di versante non definito
	3060 Aree interessate da deformazioni dovute a faglie attive e capaci
	3080 Cedimenti differenziali

7.3.2 – Pericolosità sismica di base (PSB) e Risposta sismica locale (RSL) ai sensi del Decreto 17/01/2018

Con l'entrata in vigore delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, di cui al D.M. 14/01/2008, sostituito dal recente Decreto 17/01/2018, la stima della pericolosità sismica del sito di intervento viene definita mediante un approccio “*sito dipendente*”, in base al quale definire l'azione sismica di progetto necessaria a valutare il rispetto dei diversi stati limite.

Si definisce inizialmente la *pericolosità sismica di base (PSB)* per il sito in questione, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 (vd. procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione “*Mappe interattive della pericolosità sismica*”) e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC-18, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido di categoria A e ad una superficie topografica orizzontale (categoria topografica T1).

L'esecuzione dell'indagine sismica tipo MASW e HVSR condotta (vd. Relazione Tecnica illustrativa della prospezione geofisica **All. n°1**) ha consentito la definizione della categoria del suolo di fondazione e la valutazione della *risposta sismica locale (RSL)* nell'area di intervento mediante il *metodo semplificato* proposto dalla succitata normativa vigente in materia (D.M. 17/01/2018), ovvero attraverso la modifica, tramite inserimento della amplificazione stratigrafica e topografica, dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento relativo ad un suolo di categoria A su superficie orizzontale (categoria topografica T1).

Più specificatamente, utilizzando gli appositi fogli di calcolo della GeoStru Software e/o scaricabili dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (“Azioni sismiche – Spettri di risposta, ver. 1.03”) ed inserendo le coordinate geografiche decimali del sito, si definiscono gli spettri di risposta elastici rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche attese per un generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri di risposta è articolata nelle seguenti fasi, ciascuna delle quali prevede l'introduzione di specifici parametri:

- Fase I: Individuazione della pericolosità del sito attraverso la definizione dei parametri a_g , F_0 e T'_c per diversi tempi di ritorno;
- Fase II: Scelta della strategia di progettazione mediante l'assunzione dei valori relativi a Vita nominale di progetto delle opere, Classe d'uso e Coefficiente d'uso;
- Fase III: Determinazione dell'azione di progetto.

Per quanto concerne la determinazione degli spettri di risposta elastici, utilizzando i suddetti fogli di calcolo ed assumendo, da ipotesi progettuali preliminari:

- **Vita nominale di progetto** (V_N) delle opere ≥ 50 anni per tipi di costruzione II (vd. Tabella 2.4.I del D.M. 17/01/2018);

- **Classe d'uso II** per la struttura in progetto;
- **Coefficiente d'uso (C_U) pari a 1,0** per la struttura in progetto (vd. Tabella 2.4.II del D.M. 17/01/2018);

si ottiene il *periodo di riferimento* (V_R) dell'opera rispetto al quale il Progettista strutturale dovrà valutare gli *stati limiti*. Nel caso specifico $V_R = 50$ anni.

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adatteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Le NTC-18 prendono in considerazione n°4 possibili *stati limite* (SL), individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più specificatamente, le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento P_{V_R} (Tabella 3.2.I), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $l = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Fissati V_R e P_{V_R} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'Allegato A delle NTC-18:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Tale relazione tra P_{V_R} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{V_R}) \quad [3.2.0]$$

Introducendo nei suddetti fogli di calcolo:

- la categoria sismica del suolo di fondazione del sito in esame (**Categoria “C”** nel caso in questione, vd. Tabella 3.2.II del Decreto 17/01/2018),
- il valore del **coefficiente di amplificazione topografica** (S_T) pari a **1,0**, essendo l'areale indagato sub-pianeggiante, ascrivibile pertanto alla categoria topografica T1 di cui alla Tabella 3.2.VI del citato Decreto 17/01/2018,
- il **valore di smorzamento** convenzionale pari al **5%**,

si ottengono gli spettri di risposta elastici di risposta sismica locale (RSL) riferiti a:

- Stato Limite di Esercizio (SLE) – Stato Limite di Operatività (SLO);

- Stato Limite di Esercizio (SLE) – Stato Limite di Danno (SLD);
- Stato Limite Ultimi (SLU) – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite Ultimi (SLU) – Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

I coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare si determinano, per ciascun stato limite, nel caso di stabilità di pendii e fondazioni, mediante le seguenti relazioni:

$$K_h = \beta_s * a_{max} / g$$

$$K_v = \pm 0,5 * K_h$$

in cui:

β_s = coefficiente di riduzione di a_{max} ricavabile dalla tabella del citato Decreto 17/01/2018 sotto riportata;

a_{max} = massima accelerazione attesa nel sito pari ad $a_g * S = a_g * S_s * S_T$, ove S, in assenza di specifiche analisi di RSL, è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e topografica (S_T);

g = accelerazione di gravità pari a $9,81 \text{ m/s}^2$.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Viene di seguito riportata, in sintesi, la **pericolosità sismica di base (PSB)** dell'areale di intervento definita in funzione dei parametri sotto riportati.

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
Classe d'uso: **II**
Coefficiente d'uso (Cu): **1**
 Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Coordinate geografiche del punto
 Latitudine (WGS84): 44,5256600 [°]
 Longitudine (WGS84): 10,7819900 [°]
 Latitudine (ED50): 44,5266000 [°]

Longitudine (ED50):

10,7830000 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	16722	44,503420	10,757270	3286,94
2	16723	44,505010	10,827230	4250,23
3	16501	44,554990	10,825000	4587,84
4	16500	44,553390	10,755000	3714,42

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,053	2,486	0,252
SLD	50	0,065	2,493	0,265
SLV	475	0,162	2,416	0,288
SLC	975	0,204	2,420	0,299

Viene di seguito riportata, in sintesi, la **risposta sismica locale (RSL)** dell'areale di intervento definita in funzione dei parametri sotto riportati.

Vita nominale (Vn):

50 [anni]

Classe d'uso:

II

Coefficiente d'uso (Cu):

1

Periodo di riferimento (Vr):

50 [anni]

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5%

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1,000

Categoria sottosuolo: C

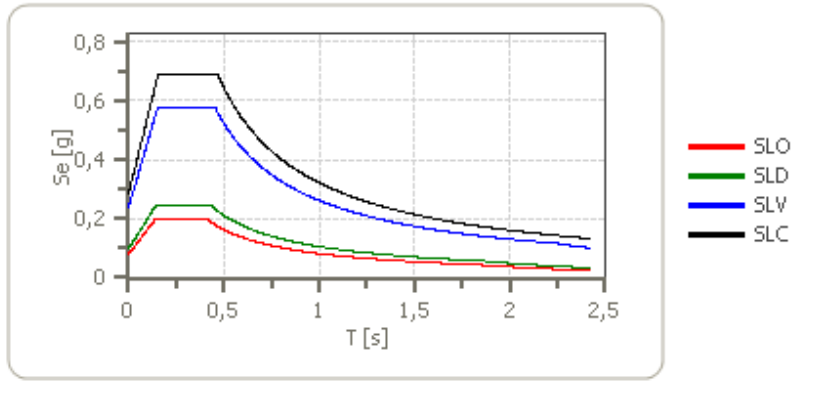
Categoria topografica: T1

Coefficienti sismici di amplificazione litologica (pendii e fondazioni)

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,057	0,080
kv	0,008	0,010	0,029	0,040
A _{max} (m/s ²)	0,775	0,963	2,332	2,795
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

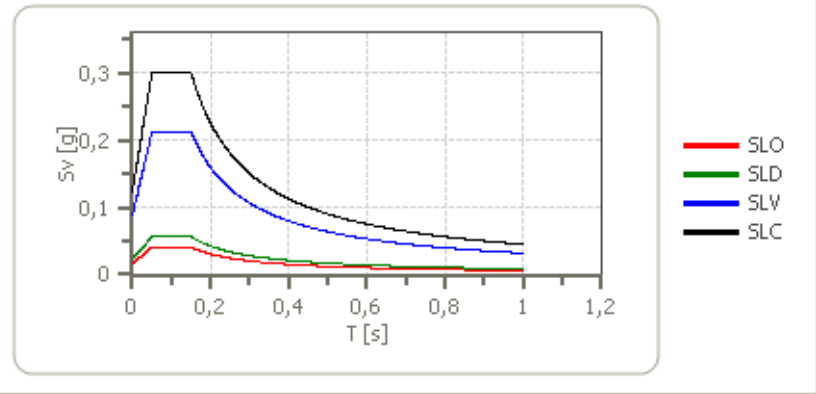
Si riportano di seguito gli spettri elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,053	2,486	0,252	1,500	1,650	1,000	1,500	1,000	0,139	0,416	1,811	0,079	0,196
SLD	1,0	0,065	2,493	0,265	1,500	1,630	1,000	1,500	1,000	0,144	0,432	1,862	0,098	0,245
SLV	1,0	0,162	2,416	0,288	1,470	1,580	1,000	1,470	1,000	0,152	0,455	2,247	0,238	0,574
SLC	1,0	0,204	2,420	0,299	1,400	1,560	1,000	1,400	1,000	0,155	0,466	2,414	0,285	0,690

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,053	2,486	0,252	1	1,650	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,016	0,041
SLD	1,0	0,065	2,493	0,265	1	1,630	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,023	0,056
SLV	1,0	0,162	2,416	0,288	1	1,580	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,088	0,212
SLC	1,0	0,204	2,420	0,299	1	1,560	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,124	0,300

Da quanto sopra esposto, il Progettista può risalire agli spettri di progetto, sulla base delle scelte progettuali, quali Vita nominale di progetto, Classe d’uso, Vita di Riferimento nonché fattore di struttura (q), duttilità generale della tipologia strutturale

(q_0), periodo fondamentale della struttura T (ecc.), al fine di ottemperare alle verifiche sismiche previste dal D.M. 17/01/2018.

Si evidenzia, infine, come l'accelerazione massima attesa al suolo (a_{max}), riferita allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per un periodo di ritorno T_R di 475 anni ed una Probabilità di superamento P_{VR} della accelerazione stessa del 10% nel periodo di riferimento V_R , risulti pari a **2,33 m/sec²** (ovvero pari a circa **0,237g**), significativamente inferiore al valore di a_{max} , pari a **3,02 m/sec²** (ovvero **0,308g**), ricavato utilizzando i Fattori di Amplificazione definiti al precedente Paragr. 7.3.1.

Tale differenza dipende dall'approccio metodologico impiegato per la definizione della Risposta Sismica Locale.

Più specificatamente, gli approcci derivanti dalle indicazioni e gli indirizzi in materia di Microzonazione sismica di cui al precedente Paragr. 7.3.1:

- Allegato A2 della citata Delibera D.A.L. 112/2007 e successivo argonamento con D.G.R. n°2193 del 21/12/2015 (II° livello di approfondimento);
- “Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica” (2008), da cui discende l'elaborato Tav.5.2A “Carta del Fattore di amplificazione FA” allegato al citato Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello del Comune di Sassuolo (vd. stralcio riportato in **Fig.9b**);

appaiono qui più prudentziali, in quanto tengono maggior conto del peculiare contesto geologico – sismico dei luoghi rispetto all'approccio secondo il D.M.17/01/2018.

Si specifica, a tal proposito, che l'interpretazione dei dati forniti compete al Progettista strutturale delle opere (Cap. 6.2.2 del D.M. 17/01/2018), anche in rapporto alle caratteristiche strutturali di eventuali future edificazioni, alla tipologia degli interventi ed alle tecnologie previste, sempre nell'ambito delle sue specifiche competenze, al fine di valutare gli eventuali possibili riflessi sulle strutture in elevazione, e che quindi le analisi condotte sono da ritenersi solamente indicative e sottoposte al giudizio interpretativo in sede progettuale.

7.3.3 – Suscettività a liquefazione dei terreni di sedime

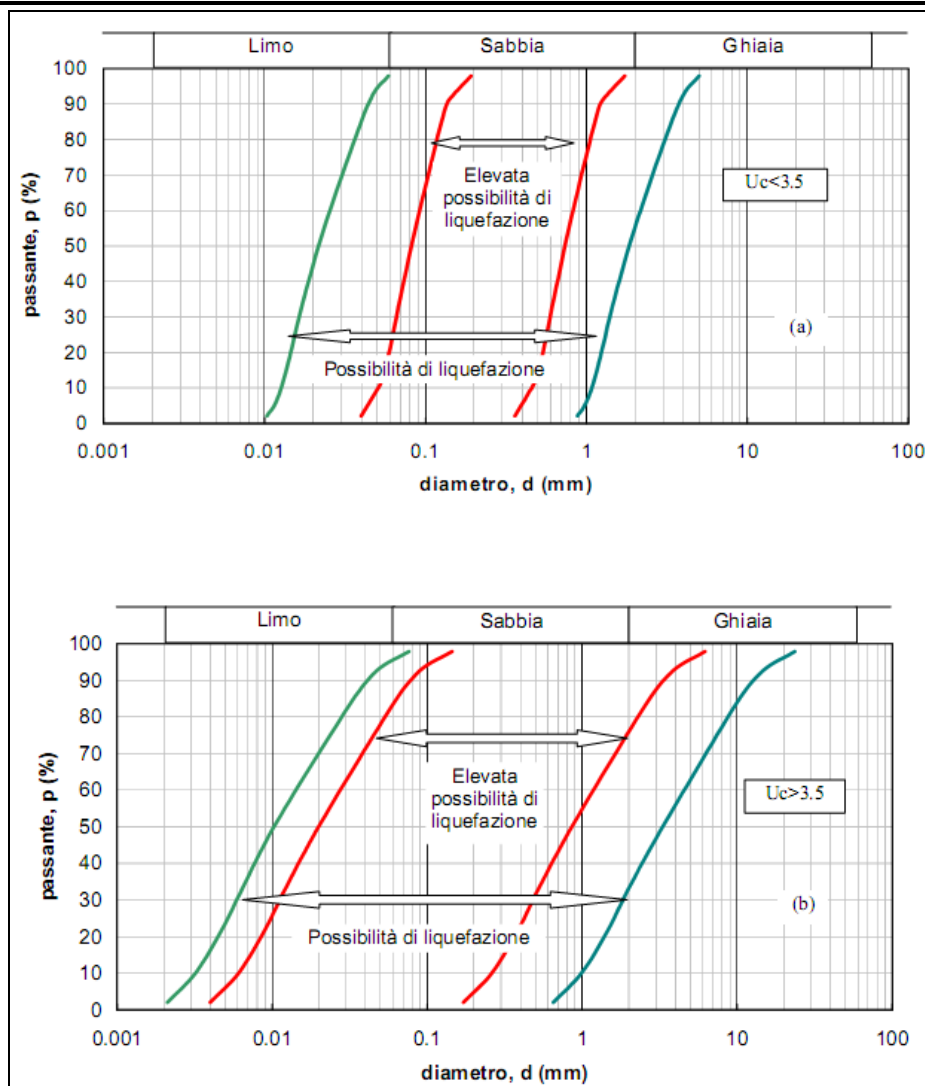
Per quanto concerne l'areale di intervento, si è proceduto ad una analisi preliminare della suscettività a liquefazione dei terreni di sedime investigati, in ottemperanza al Cap. 7.11.3.4 del D.M. 17/01/2018 nonché agli indirizzi dell'Allegato 3, lettera “A”, della

citata D.A.L. RER 112/2007 e successivo aggiornamento con D.G.R. n°2193 del 21/12/2015, *fermo restando che detta analisi dovrà comunque essere effettuata e/o avallata del Progettista strutturale incaricato, anche in rapporto alle caratteristiche strutturali dei comparti in progetto, alla tipologia dell'intervento ed alle tecnologie previste, sempre nell'ambito delle sue specifiche competenze.*

Come specificato al Cap. 7.11.3.4.2 del Decreto 17/01/2018, la verifica a liquefazione²⁰ dei terreni può essere omessa dal Progettista qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

- 1) accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore di resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (S.P.T.) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore di resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (C.P.T.) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei diagrammi di seguito riportati.

²⁰ Come riportato al Cap. 7.11.3.4 del Decreto 17/01/2018, con il termine liquefazione si intende “... *quei fenomeni associati ad una perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate*”.



In considerazione a:

- assetto idrogeologico locale (vd. Paragr. 2.5), caratterizzato dalla soggiacenza della falda, attestata all'interno del “regolite” del substrato rappresentato dal Membro di M. Arnone (FAA7), pari e/o superiore a 15-16 metri dai dati ad oggi disponibili (vd. indagini geognostiche eseguite nell'areale in esame, riportate in **All. n°1, 2**, nonché dati da pianificazione sovraordinata comunale), tali da concorrere ad escludere il succitato punto 2 del Cap. 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018;
- assetto litostratimetrico del primo sottosuolo (vd. **Tav.2** ed **All. n°1, 2**), caratterizzato in prevalenza da terreni in prevalenza coesivi di natura limoso argillosa sabbiosa ²¹, talora con locale presenza di inclusi ghiaiosi, con

²¹ La frazione argillosa è compresa tra 5,8% e 10,8% nei n°2 campioni analizzati, con una frazione fine FC passante al setaccio 200 ASTM (0,075 mm) prossima e/o superiore al 70% (vd. certificati contenuti in

conseguente distribuzione granulometrica tendenzialmente esterna ai fusi granulometrici di riferimento dei depositi suscettibili di “*possibile liquefazione*” (curve colore verde per $U_c > 3.5$, vd. **Figg.10a, 10b**) indicata nella citata normativa, e caratteristiche geomeccaniche tali da concorrere ad escludere il succitato punto 4 del Cap. 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018;

non si prefigurano ragionevolmente nell’areale in esame condizioni predisponenti fenomeni di liquefazione.

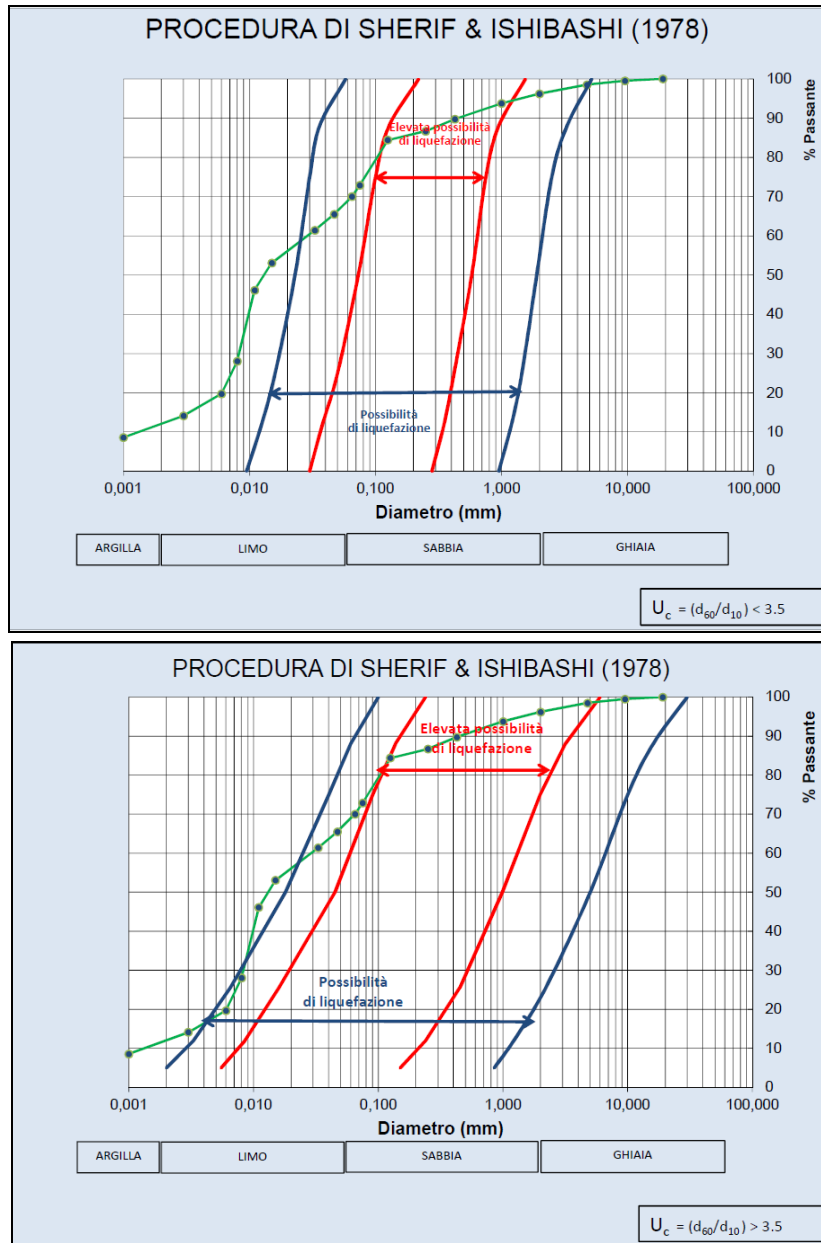


Fig.10a: Verifica preliminare a liquefazione dei terreni mediante sovrapposizione della curva granulometrica (in colore verde) relativa al campione C1, prelevato contestualmente all’ecuzione del sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. certificati di laboratorio in All. n°1), ai fusi granulometrici dei depositi suscettibili di liquefazione di cui al punto 4 del Cap. 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018.

All. n°1). Tale frazione fine, unitamente a quella grossolana (inclusi ghiaiosi), è tuttavia a tratti anche significativamente maggiore, come osservato sulle carote estratte.

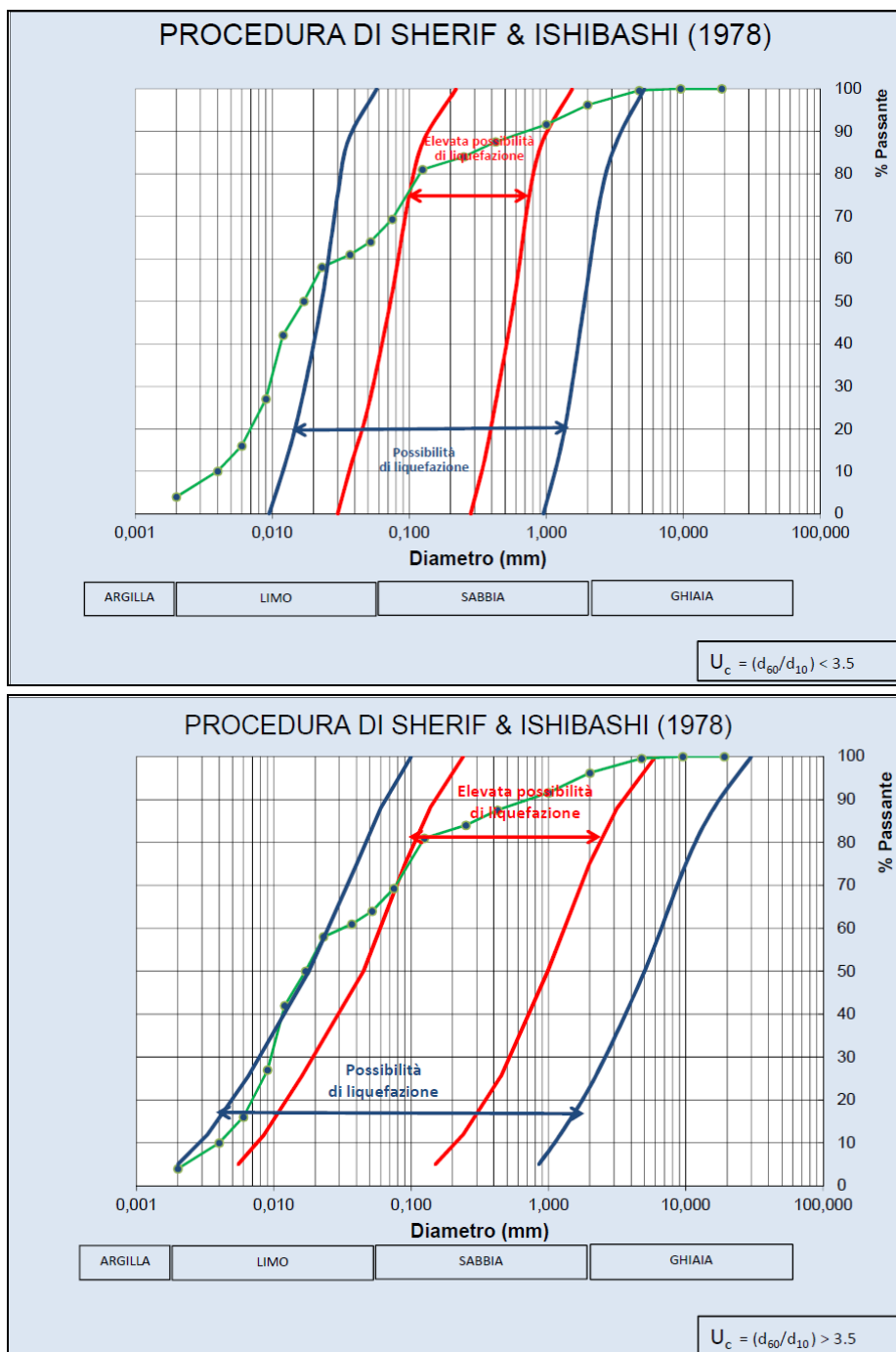


Fig.10b: Verifica preliminare a liquefazione dei terreni mediante sovrapposizione della curva granulometrica (in colore verde) relativa al campione C2, prelevato contestualmente all'esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. certificati di laboratorio in All. n°1), ai fusi granulometrici dei depositi suscettibili di liquefazione di cui al punto 4 del Cap. 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018.

Verifiche preliminari, condotte a titolo comunque indicativo e prudenziale, attraverso l'impiego degli abachi sotto riportati, di cui alla letteratura in materia nonché all'Allegato A3 della citata Delibera D.A.L. 112/2007 (vd. **Fig.11a**), nonché mediante le formulazioni proposte da diversi Autori in letteratura in materia (vd. **Fig.11b, 11c**), evidenziano, inoltre, in prima analisi, terreni non liquefacibili.

In dette verifiche si è considerato:

- un valore di accelerazione massima attesa al suolo a_{max} pari a **2,33 m/sec²** (ovvero pari a circa **0,237g**) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), in relazione alle condizioni di pericolosità sismica locale esposte in precedenza secondo il D.M. 17/01/2018 (vd. Paragr.7.3.2);
- un evento sismico, potenzialmente prevedibile per l’areale in questione, di Magnitudo massima **Mw** pari a **6.14** (vd. Paragr.3);
- condizioni di falda, durante l’evento sismico, a 15 metri di profondità da p.c. (soggiacenza rilevata nel foro di sondaggio S1₂₀₁₅ in **All. n°1**, vd. verifica in **Fig.11b**), e, in via estremamente prudentiale per l’areale in questione, sino in prossimità del piano campagna circostante (vd. verifica in **Fig.11c**);
- velocità onde di taglio S dei terreni in esame (vd. **Tabella 3** di Paragr. 5.1 e prospezioni sismiche tipo MASW in **All. n°1, 2**);
- valori di numero di colpi normalizzato $(N_1)_{60}$ (vd. **Tabella 1bis** di Paragr. 4.1.1 e stratigrafia del sondaggio S1₂₀₁₅ in **All. n°1**);
- frazione fine FC passante al setaccio 200 ASTM (0,075 mm) prossima e/o superiore al 70% (vd. certificati di laboratorio contenuti in **All. n°1**);
- fattore di sicurezza F_L pari a $CRR * MSF / CSR$, dove:
 - CRR, resistenza ciclica normalizzata (da abachi sotto riportati);
 - CSR, tensione ciclica normalizzata indotta dal sisma, pari a:

$$- CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

è la tensione indotta dal terremoto e dove a_{max} è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento; g è l’accelerazione di gravità; σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata; r_d è un coefficiente riduttivo dell’azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato con la relazione semplificata $r_d = 1 - 0.015z$;

- MSF, fattore di scala funzione della Magnitudo (quest’ultima assunta pari a 6,14, vd. Paragr.3), variabile tra 1,32 (Seed ed Idriss, 1982, vd. Tabella 1 di Allegato A3 della citata Delibera D.A.L. 112/2007) e 2,20 (Ambraseys, 1988 e Eurocodice 8, vd. Tabella 1 sotto riportata, valori di MSF proposti da vari Autori);

Tabella 1 - Fattore di correzione MSF (Seed e Idriss, 1982)

Magnitudo	MSF
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Valori tabulati di MSF in funzione della magnitudo (Autori vari).

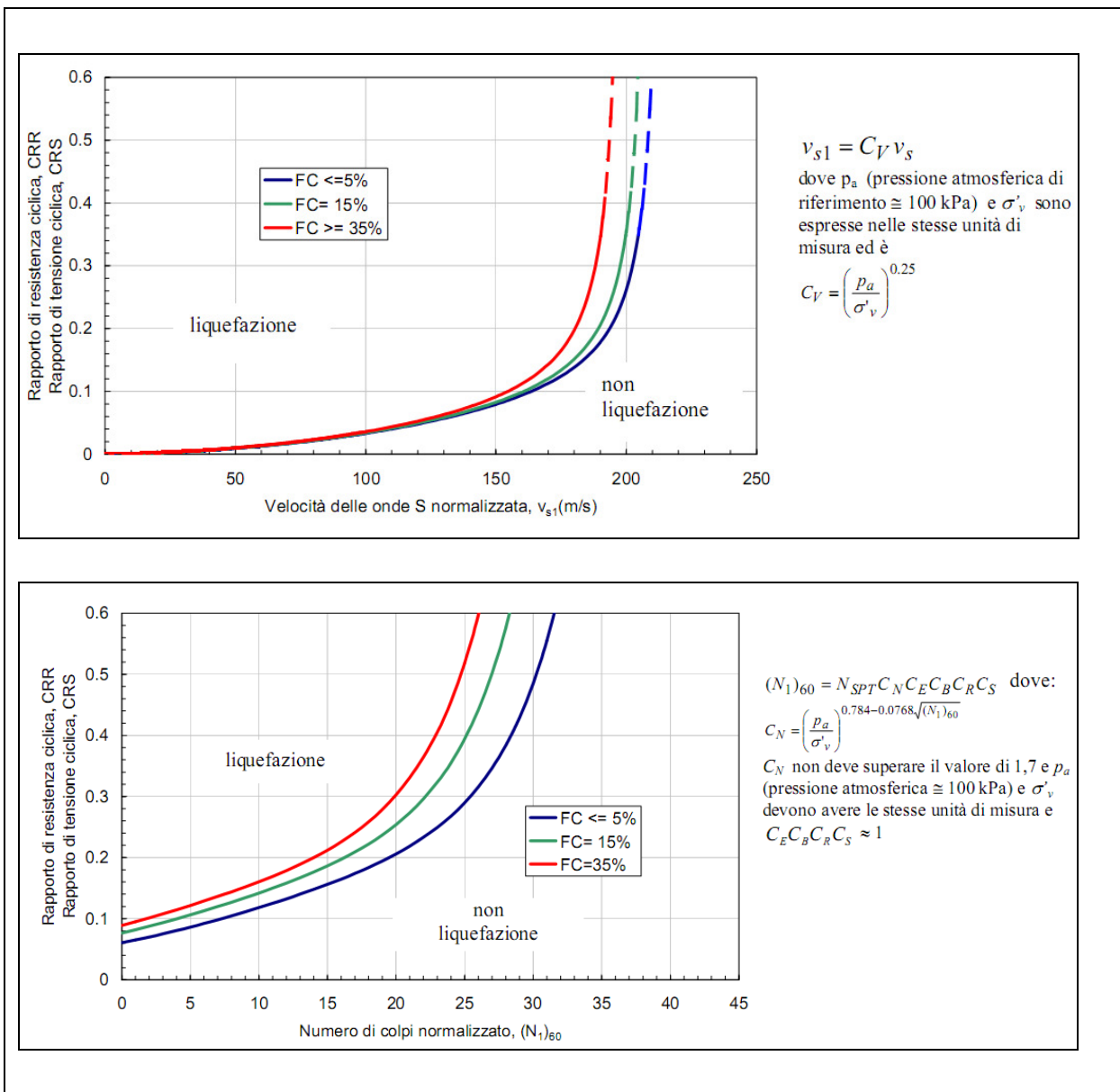


Fig.11a: Abachi riportati nella letteratura in materia nonché in Allegato A3 della citata Delibera D.A.L. 112/2007.

Metodo di Seed, Idriss (1971), Rauch (1998), Youd (2001)												
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL
4,7	CL	10	10	87,4	87,4	0,96	70	0,147	0,185	1,808	NL	0,0
12,2	CL	22	14	252,7	252,7	0,81	70	0,124	0,234	1,808	NL	0,0
17,0	CL	20	11	347,5	328,3	0,66	70	0,106	0,193	1,808	NL	0,0
IPL = 0,0												
Metodo di Seed, Idriss (1971), Blake (1997)												
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL
4,7	CL	10	10	87,4	87,4	0,96	70	0,147	0,187	1,808	NL	0,0
12,2	CL	22	14	252,7	252,7	0,85	70	0,130	0,186	1,808	NL	0,0
17,0	CL	20	11	347,5	328,3	0,72	70	0,117	0,147	1,808	NL	0,0
IPL = 0,0												
Metodo di Juang, Chen, Jiang, Andrus (2000)												
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL
4,7	CL	10	10	87,4	87,4	0,96	70	0,147	0,213	1,669	NL	0,0
12,2	CL	22	14	252,7	252,7	0,81	70	0,124	0,262	1,669	NL	0,0
17,0	CL	20	11	347,5	328,3	0,66	70	0,106	0,222	1,669	NL	0,0
IPL = 0,0												
Metodo di Idriss, Boulanger (2004)												
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL
4,7	CL	10	10	87,4	87,4	0,93	70	0,099	0,163	1,429	NL	0,0
12,2	CL	22	14	252,7	252,7	0,76	70	0,090	0,197	1,429	NL	0,0
17,0	CL	20	11	347,5	328,3	0,65	70	0,083	0,169	1,429	NL	0,0
IPL = 0,0												

Note: NC = non calcolabile - NL = non liquefacibile

Fig.11b: Verifiche preliminari della suscettività a liquefazione dei terreni di sedime secondo diversi Autori, condotte, a titolo indicativo e prudenziale, con l’ausilio del software contenuto in “P.G.S. – Interpretazione di prove geotecniche in situ” di Dario Flacovio Editore s.r.l. – Prima edizione 2012.
CONDIZIONI DI FALDA A 15 METRI DI PROFONDITÀ DA P.C. ATTUALE

Metodo di Seed, Idriss (1971), Rauch (1998), Youd (2001)													
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL	
4,7	CL	10	12	87,4	61,4	0,96	70	0,209	0,213	1,808	NL	0,0	
12,2	CL	22	18	252,7	153,1	0,81	70	0,205	0,316	1,808	NL	0,0	
17,0	CL	20	14	347,5	200,8	0,66	70	0,174	0,239	1,808	NL	0,0	
IPL = 0,0													
Metodo di Seed, Idriss (1971), Blake (1997)													
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL	
4,7	CL	10	12	87,4	61,4	0,96	70	0,210	0,213	1,808	NL	0,0	
12,2	CL	22	18	252,7	153,1	0,85	70	0,214	0,269	1,808	NL	0,0	
17,0	CL	20	14	347,5	200,8	0,72	70	0,191	0,200	1,808	NL	0,0	
IPL = 0,0													
Metodo di Juang, Chen, Jiang, Andrus (2000)													
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL	
4,7	CL	10	12	87,4	61,4	0,96	70	0,209	0,241	1,669	NL	0,0	
12,2	CL	22	18	252,7	153,1	0,81	70	0,205	0,325	1,669	NL	0,0	
17,0	CL	20	14	347,5	200,8	0,66	70	0,174	0,266	1,669	NL	0,0	
IPL = 0,0													
Metodo di Idriss, Boulanger (2004)													
z (m)	Litologia	N60	N1(60)	sv	s'v	rd	CF	CSR	CRR	MSF	Fs	PL	
4,7	CL	10	12	87,4	61,4	0,93	70	0,142	0,182	1,429	NL	0,0	
12,2	CL	22	18	252,7	153,1	0,76	70	0,141	0,251	1,429	NL	0,0	
17,0	CL	20	14	347,5	200,8	0,65	70	0,130	0,200	1,429	NL	0,0	
IPL = 0,0													

Note: NC = non calcolabile - NL = non liquefacibile

Fig.11c: Verifiche preliminari della suscettività a liquefazione dei terreni di sedime secondo diversi Autori, condotte, a titolo indicativo e prudenziale, con l’ausilio del software contenuto in “P.G.S. – Interpretazione di prove geotecniche in situ” di Dario Flacovio Editore s.r.l. – Prima edizione 2012.

CONDIZIONI DI FALDA IN PROSSIMITÀ DEL P.C. ATTUALE

Le considerazioni e le verifiche sopra riportate in merito alla suscettività a liquefazione dei terreni dovranno comunque essere ridefinite dal Progettista incaricato nelle successive fasi di progettazione secondo le procedure dell’Ingegneria Geotecnica Sismica, anche in rapporto alle caratteristiche strutturali di ciascun singolo edificando, alla tipologia degli interventi ed alle tecnologie previste, sempre nell’ambito delle sue specifiche competenze, al fine di valutare gli eventuali possibili riflessi sulle strutture in elevazione.

Si rimanda al Progettista, pertanto, la definizione del modello geotecnico del “volume significativo” di terreno (Cap. 6.2.2 del D.M. 17/01/2018), sulla base dei dati geomeccanici da acquisirsi per ciascuna singola edificazione mediante specifiche e mirate indagini geognostiche da effettuarsi nelle successive fasi di progettazione ai sensi del D.M. 17/01/2018.

8 – CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In ordine al “*modello geologico di riferimento*” dell’areale di intervento, definito dai dati acquisiti relativi all’assetto litostratigrafico ed alle caratteristiche geomeccaniche e sismiche di massima dei terreni del primo sottosuolo (vd. **All. n°1, 2**) propriamente interessati dalla trasmissione dei carichi verticali di eventuali futuri interventi edificatori (trattasi, nello specifico, di analisi geologica preliminare a supporto della pianificazione territoriale ed urbanistica a supporto della **Variante al Piano Urbanistico Attuativo (PUA) “Ambito AC Sub d2 – Via San Polo”**, in loc. Sassuolo capoluogo – MO), *si esprimono le seguenti considerazioni generali* di competenza degli scriventi in merito alle condizioni di fattibilità geologica e sismica preliminari di eventuali futuri interventi edificatori, evidenziando eventuali fattori condizionanti e/o limitanti le scelte progettuali, *fermo restando quanto disposto dall’art.6.2.2. del D.M. 17/01/2018 in merito alla responsabilità/competenze del Progettista circa la caratterizzazione geotecnica e conseguenti scelte progettuali nonché in ottemperanza all’art.10, comma 3, lettera “b” della L.R. 19/2008 in merito al rispetto delle norme tecniche per le costruzioni e delle prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica.*

8.1 – Sintesi di indagine

L’analisi dei dati ottenuti evidenzia che:

- sotto l’aspetto geologico, l’areale oggetto d’indagine risulta localizzata in corrispondenza, in superficie, di terreni ascrivibili all’Unità di Modena (AES_{8a}) secondo la Carta Geologica Regionale (vd. stralcio in **Fig.3b**). Si tratta qui di terreni di natura ghiaiosa e ciottolosa, eterogenei ed eterometrici, da spigolosi a sub-arrotondati, alterati, in abbondante matrice fine, con intercalati livelli coesivi di natura argilloso limosa (vd. stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ in **All. n°1**);
- detti depositi mascherano un substrato presumibilmente riconducibile al “*regolite*” del Membro di Monte Arnone (FAA7) della Formazione delle Argille Azzurre (FAA), affiorante immediatamente a sud della frazione di San Polo in corrispondenza del margine collinare (vd. stralcio Carta Geologica Regionale in **Fig.3b**). Si tratta di terreni tendenzialmente coesivi di natura limoso argillosa sabbiosa, di colore nocciola, talora con inclusi ghiaiosi poligenici, spigolosi e centimetrici, e resti fossiliferi;

- il tetto del substrato regolitico è stato rilevato a profondità:
 - pari a 2,70 metri da p.c. nel sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. stratigrafia e relativa documentazione fotografica in **All. n°1**);
 - pari a 1,40 – 1,80 metri da p.c. (vd. n°3 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT₂₀₀₉, i cui tabulati di prova sono riportati in **All. n°2**);
 - compresa generalmente tra 1,00 e 3,00 metri nella prospezione geoelettrica con metodo tomografico (2015), localmente presumibilmente più approfondita, sino anche a 5,00-6,00 metri da p.c. (vd. sezioni geoelettriche in **All.n°1**);
- l’interpretazione dei dati geoelettrici (vd. **Tavv.1, 2** di **All. n°1**) evidenzia, pertanto, pur limitatamente alla porzione dell’areale in esame investigata nell’ambito dello studio geologico-sismico redatto dagli scriventi nel 2015, possibili condizioni di disomogeneità latero – verticale degli orizzonti lito-geomeccanici costituenti il primo sottosuolo e rilevati nel sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. **All. n°1**, Paragr.6 e **Tav.2**), in rapporto alle quali il Progettista dovrà valutare, nelle successive fasi di progettazione di eventuali interventi edificatori, la tipologia fondale più idonea, al fine di prevenire potenziali assestamenti differenziali nelle strutture in progetto;
- sotto l’aspetto geomorfologico, l’areale in esame si colloca in posizione marginale rispetto alla porzione apicale del conoide del F.Secchia, nell’ambito di un piccolo conoide di deiezione riconducibile al corso d’acqua minore che lambisce a sud la frazione di San Polo, e presenta una morfologia sub-pianeggiante, debolmente progradante verso nord-ovest;
- le verifiche areali condotte confermano quanto riportato nella cartografia del dissesto (P.T.C.P.) della Provincia di Modena (vd. stralcio riportato in **Fig.4d**), in merito alla evoluzione morfodinamica generale dei luoghi all’immediato contorno della frazione di San Polo, legata principalmente all’azione delle acque di ruscellamento superficiale che incide i complessi marini pliocenici argillosi, conferendo una caratteristica morfologia calanchiva, nonché all’azione della gravità che si esplica anche su versanti a modesta acclività attraverso movimenti complessi a cinematismo lento, sovente attivi, ascrivibili generalmente a scivolamenti, colate e/o a tipologie complesse;
- si segnala, in particolare, come il reticolo idrografico minore, sviluppatosi nel tempo attraverso fossi di ruscellamento concentrato e/o corsi d’acqua minori nei

quali confluiscono le acque meteoriche di deflusso superficiale e del retrostante margine collinare, possa raggiungere, in concomitanza di periodi di intense e/o prolungate precipitazioni, portate e velocità di corrente significative, tali da produrre una erosione lineare, in alveo, a tratti accentuata. Non sono escludibili a priori, pertanto, in occasione di eventi meteo-climatici di carattere eccezionale e calamitoso, episodi di esondabilità, ancorché locali, conseguenti ad ostruzioni parziali degli alvei da parte del materiale trasportato e/o ivi confluente per richiamo laterale gravitativo delle coperture detritiche a componente argillosa dominante;

- la zona di intervento appare, ad oggi, nel complesso, stabile, in considerazione alla morfologia sub-pianeggiante dei luoghi nonché all’attuale assenza di significativi fenomeni morfoevolutivi in atto (vd. **Fig.4d**), fatta salva l’officiosità idraulica del rio, situato a sud della frazione di San Polo e lungo il confine sud-ovest della Variante al PUA “Ambito AC Sub d2 – Via San Polo”, la quale dovrà essere garantita nel tempo, unitamente al controllo delle eventuali erosioni spondali, al fine di prevenire rigurgiti in corrispondenza del tratto intubato e/o fenomeni di instabilità delle sponde stesse;
- a completamento del quadro sopra esposto, si segnala, infine, ad ovest della frazione di San Polo (vd. stralcio Carta Geologica Regionale in **Fig.3b**), la presenza di un vasto areale caratterizzato da coperture prevalentemente pelitiche, a struttura caotica (**e1**), mascheranti i terrazzi di fondovalle del F.Secchia, riconducibili a fenomeni di vulcanismo secondario a bassa temperatura (fuoriuscita di fango, acqua salata, gas di varia natura, in particolare idrocarburi). Tale fenomeno è ben illustrato nella scheda descrittiva n°45 “*Salsa di Montegibbio*” allegata all’elaborato 7 – QC.B1 “*Censimento dei siti geologici*” del Quadro Conoscitivo del P.S.C. di Sassuolo, ove viene citato l’episodio eruttivo eccezionale del 1594 “..... *quando fu distrutto il vicino abitato di San Polo*”. Trattandosi di fenomeno noto, di cui si ha ampia e diffusa documentazione storica nonché bibliografia in materia anche per quanto concerne possibili connessioni alla sismicità dell’areale (vd. Paragr.3), si rimanda qualsiasi considerazione e/o prescrizione in merito alla potenziale pericolosità dello stesso agli strumenti sovraordinati di pianificazione provinciale (P.T.C.P.) e comunale (P.S.C.);
- dal punto di vista lito-geomeccanico, i terreni rilevati lungo la verticale di indagine a carotaggio continuo sono stati scomposti in virtuali strati a differente litologia nonché resistenza alla penetrazione statica e dinamica (vd. **Paragr.6**). In particolare, si evidenzia che:

- l’Orizzonte lito-geomeccanico 1 più superficiale (coltivo, potenza pari a circa 0,50 – 1,00 metro) risente verosimilmente in modo estremamente marcato dei fenomeni di ritiro / fessurazione e rigonfiamento / plasticizzazione, tipici di terreni a componente argillosa dominante in concomitanza alle variazioni del contenuto d’acqua in funzione dei cicli stagionali, e pertanto risulta non idoneo alla collocazione di eventuali fondazioni superficiali;
- l’Orizzonte lito-geomeccanico 2, esteso sino a profondità compresa tra 1,40 – 1,80 metri da p.c. (vd. n°3 prove penetrometriche statiche CPT₂₀₀₉, i cui tabulati di prova sono riportati in **All. n°2**) e 2,70 metri da p.c. nel sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ (vd. stratigrafia in **All. n°1**), localmente presumibilmente più approfondito, sino anche a 5,00-6,00 metri di profondità da p.c., nelle porzioni sud-orientali e nord-orientali dell’areale investigato nel 2015 tramite tomografia elettrica (vd. porzioni del primo sottosuolo evidenziate con campitura a retinatura incrociata di colore magenta nei profili geoelettrici riportati in **Tavv.1, 2** di **All. n°1**), è costituito da terreni di natura ghiaiosa e ciottolosa, eterogenei ed eterometrici, da spigolosi a sub-arrotondati, alterati, in abbondante matrice fine, a cui possono intercalarsi livelli coesivi di natura argilloso limosa (vd. stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅ tra 1,00 e 2,00 metri di profondità da p.c. in **All. n°1**) che influenzano significativamente il comportamento geomeccanico dell’orizzonte in questione. I valori di angolo di attrito interno φ e di densità relativa D_R , nonché i valori degli altri parametri di seguito riportati, possono diminuire, inoltre, anche in modo significativo, all’aumentare della frazione fine (matrice) localmente più abbondante nelle ghiaie;
- l’Orizzonte lito-geomeccanico 3, rilevato sino a profondità pari a 20,00 metri di profondità da p.c. (limite di indagine sondaggio a carotaggio continuo S1₂₀₁₅), è riconducibile al substrato a componente argillosa rilevante (“regolite” del Membro di Monte Arnone). Le caratteristiche geomeccaniche possono verosimilmente essere suscettibili di un prevedibile significativo scadimento a seguito di fenomeni di imbibizione connessi alle infiltrazioni idriche sub-superficiali in concomitanza ad eventi meteorici intensi e/o prolungati;

- il “*modello geologico di riferimento*” ricostruito del primo sottosuolo risulta in sostanziale accordo con i dati areali disponibili nello strumento di pianificazione sovraordinata comunale (P.S.C.) nonché nella Banca dati del Servizio Geologico e Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna;
- l’assetto idrogeologico locale dell’area di intervento, che si colloca su un piccolo conoide di deiezione del rio che lambisce a sud la frazione di San Polo, in posizione marginale rispetto alla porzione apicale del conoide del F.Secchia ed altimetricamente più elevata rispetto all’attuale asta fluviale del corso d’acqua principale, è caratterizzato dalla verosimile presenza di livelli idrici, lenticolari, a carattere estremamente discontinuo, stagionale, alimentati principalmente dall’infiltrazione efficace delle acque meteoriche e di ruscellamento del retrostante margine appenninico. Detti livelli risultano attestati negli orizzonti alluvionali terrazzati (AES_{8a}) ed occasionalmente, in concomitanza ad eventi meteorici intensi e/o prolungati, possono risalire sino in prossimità del p.c. per la formazione di falde “sospese”. Nel sottostante “regolite” del substrato rappresentato dal Membro di M. Arnone (FAA7), nelle zone a permeabilità relativa localmente più elevata in relazione sia al grado di fatturazione / alterazione sia alla componente granulometrica, può essere presente, ragionevolmente, un ulteriore sistema idrico caratterizzato da una falda più profonda, alimentata da monte, della quale tuttavia non sono noti i dati salienti. Il giorno immediatamente successivo alla perforazione, il livello idrico rilevato nel foro di sondaggio S1₂₀₁₅ si attestava a 15 metri di profondità da p.c., presumibilmente riconducibile alla stabilizzazione in foro dell’acqua di perforazione (vd. **All. n°1**);
- le condizioni meteorologiche, connesse a persistenti e prolungati apporti meteorici, e le condizioni idrogeologiche locali descritte possono presumibilmente indurre nel tempo, pertanto, variazioni cicliche del grado di saturazione dei terreni di sedime, e quindi degli stati tensionali efficaci, con conseguenti processi di essiccamento/rigonfiamento tipici dei terreni a componente argillosa rilevante quali quelli in oggetto.

8.2 – Pericolosità sismica locale

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$), riferiti ai primi 30 metri di

profondità da p.c. attuale per l'areale in oggetto (essendo la profondità del substrato sismico ai sensi del Decreto 17/01/2018 superiore a 30 metri da p.c.), compresi tra **300** e **310 m/sec**, ricavati dalle prospezioni sismiche tipo MASW (vd. ubicazione in **Tav.1** e Relazione Tecnica illustrativa della prospezione geofisica e relativi elaborati in **All. n°1, 2**), riconducono il suolo di fondazione alla categoria di **profilo stratigrafico “C”**, secondo quanto indicato nella citata normativa. Detto profilo stratigrafico “C” conferma i dati areali noti (vd. stralcio elaborato QC.B1 – Tav.3.2 allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale di Sassuolo, approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013, di cui uno stralcio è riprodotto in **Fig.7a**) nonché risulta correlabile al “*modello geologico di riferimento*” dei luoghi in esame ricostruito nel presente studio.

Per quanto concerne eventuali futuri interventi in progetto, detto parametro $V_{s,eq}$ dovrà essere calcolato, nelle successive fasi progettuali, a partire dalla profondità di posa del piano delle strutture fondali di ciascuna singola edificazione, nel caso di fondazioni superficiali, o alla testa dei pali, nel caso di soluzioni fondali profonde, come indicato dal D.M.17/01/2018.

La prospezione sismica tipo “HVSR” di misura del rumore sismico mediante tromografo digitale evidenzia un picco di frequenza (f) pari a **2,59 ± 0,28 Hz** (Frequenza fondamentale di vibrazione, vd. Relazione tecnica riportata in **All. n°1**).

Per quanto attiene la pericolosità sismica del sito di intervento, si rimanda al Paragr. 7.3.2 per la definizione dei parametri sismici per i differenti stati limite previsti dalla normativa, nell'ipotesi di una categoria di **profilo stratigrafico “C”**.

Si ribadisce come l'accelerazione massima attesa al suolo (a_{max}), riferita allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per un periodo di ritorno T_R di 475 anni ed una Probabilità di superamento P_{VR} della accelerazione stessa del 10% nel periodo di riferimento V_R , risulti pari a **2,33 m/sec²** (ovvero pari a circa **0,237g**), significativamente inferiore al valore di a_{max} , pari a **3,02 m/sec²** (ovvero **0,308g**), ricavato utilizzando i Fattori di Amplificazione definiti al precedente Paragr.7.3.1. Tale differenza dipende dall'approccio metodologico impiegato per la definizione della Risposta Sismica Locale (vd. Paragr.7.3.1 e 7.3.2).

Si specifica, a tal proposito, che l'interpretazione dei dati forniti compete al Progettista strutturale delle opere (Cap. 6.2.2 del D.M. 17/01/2018), anche in rapporto alle

caratteristiche strutturali di eventuali future edificazioni, alla tipologia degli interventi ed alle tecnologie previste, sempre nell’ambito delle sue specifiche competenze, al fine di valutare gli eventuali possibili riflessi sulle strutture in elevazione, e che quindi le analisi condotte sono da ritenersi solamente indicative e sottoposte al giudizio interpretativo in sede progettuale.

Per quanto concerne il rischio di liquefazione dei terreni di sedime (vd. verifiche preliminari a carattere indicativo, svolte, in prima analisi, al Paragr. 7.3.3), *non si prefigurano ragionevolmente, in prima analisi, condizioni predisponenti fenomeni di liquefazione, in virtù di:*

- assetto idrogeologico locale, caratterizzato dalla soggiacenza della falda, attestata all’interno del “regolite” del substrato rappresentato dal Membro di M. Arnone (FAA7), pari e/o superiore a 15 metri dai dati ad oggi disponibili (vd. indagini geognostiche eseguite nell’areale in esame, riportate in **All. n°1, 2**, nonché dati da pianificazione sovraordinata comunale);
- assetto litostratimetrico rilevato sino alla profondità massima di indagine pari a 20 metri da p.c. (*profondità entro la quale occorre verificare/escludere il fenomeno della liquefazione, da indicazioni contenute nella letteratura in materia nonché nei citati Indirizzi regionali in materia sismica*).

Le considerazioni e le verifiche di cui al Paragr.7.3.3 in merito alla suscettività a liquefazione dei terreni dovranno comunque essere ridefinite dal Progettista incaricato nelle successive fasi di progettazione secondo le procedure dell’Ingegneria Geotecnica Sismica, anche in rapporto alle caratteristiche strutturali di ciascun singolo edificando, alla tipologia degli interventi ed alle tecnologie previste, sempre nell’ambito delle sue specifiche competenze, al fine di valutare gli eventuali possibili riflessi sulle strutture in elevazione.

Si rimanda al Progettista, pertanto, la definizione del modello geotecnico del “volume significativo” di terreno (Cap. 6.2.2 del D.M. 17/01/2018), sulla base dei dati geomeccanici da acquisirsi per ciascuna singola edificazione mediante specifiche e mirate indagini geognostiche da effettuarsi nelle successive fasi di progettazione ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Si segnala, infine, che l’osservazione dell’elaborato Tav.5.1c “*Aree suscettibili di effetti locali*”, allegato allo Studio di Microzonazione sismica di I° e II° Livello contenuto nella Variante allo strumento di pianificazione comunale (P.S.C.) di Sassuolo approvata con Delibera di Consiglio Comunale n°25 del 11/06/2013 (vd. stralcio in **Fig.8a**),

evidenzi come la porzione sud-orientale dell'areale di intervento ricada in zona classificata “*stabile*” (Zona A, Codice 2020) dal punto di vista sismico. Si evidenzia, tuttavia, come la porzione sud-orientale dell'areale stesso si collochi lungo l'ideale prosecuzione di una lineazione tettonica, ad andamento SW-NE, presente anche sulla cartografia geologica regionale (vd. stralcio in **Fig.3b**), la quale, cautelativamente, si ritiene possa essere verosimilmente mascherata dalla copertura alluvionale in corrispondenza dell'areale in esame. Il quadro sopra esposto, in assenza di uno studio di III° livello conseguente ad una specifica e mirata indagine finalizzata alla verifica della presenza di tale lineazione tettonica, vincola, in prima analisi ed in via prudenziale, l'ubicazione di eventuali edificazioni in progetto esternamente alla fascia di rispetto associata alla suddetta lineazione (30 metri da ambo le parti, vd. **Fig.8b**), condizioni peraltro riprese nel parere del Comune di Sassuolo Servizio Tutela del Territorio e Protezione Civile di cui al prot.44148 del 15.12.2016, oltreché l'adozione, in fase progettuale, di ogni utile accorgimento tale da garantire una struttura il più possibile resistente ad elevate sollecitazioni sismiche (vd. Paragr.7.3) e/o deformazioni di taglio (struttura intelaiata in cemento armato).

8.3 – Indicazioni generali circa le indagini geognostiche da prodursi a supporto delle successive fasi di progettazione di eventuali interventi edificatori

In considerazione all'assetto litostratimetrico di massima dei terreni nonché alle caratteristiche geomorfologiche e sismiche dell'areale in questione, l'analisi condotta a supporto della presente *fase di pianificazione territoriale ed urbanistica* ha consentito di verificare le condizioni geologiche generali dei luoghi in esame nonché confermarne, dal punto di vista geologico, le condizioni di fattibilità di massima della Variante al PUA.

Le risultanze delle indagini geognostiche ad oggi condotte nell'areale oggetto di studio consentono di fornire, in via preventiva, una prima indicazione di massima riguardo alle caratteristiche lito-geomeccaniche dei terreni di sedime di eventuali futuri edificandi in progetto.

In considerazione all'assetto litostratimetrico e geomeccanico rilevato (vd. **All.n°1, 2 e Paragr.6**) nonché alle peculiarità sismiche dei terreni di sedime, dovrà prevedersi, nella fase di progettazione dei singoli interventi, la definizione di un *piano di indagine* adeguato ai livelli di progettazione (preliminare, definitiva ed esecutiva) nonché alle problematiche geologico – sismiche evidenziate nell'ambito del presente studio, in

ottemperanza ai disposti di cui al D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “*Norme tecniche per le costruzioni*”, funzionale a:

- approfondire la caratterizzazione geomeccanica qualitativa e quantitativa del cosiddetto “*volume significativo*”, inteso come il volume interessato dalla trasmissione dei carichi dei singoli edificandi in progetto, così come richiesto dalla citata normativa vigente in materia, evidenziando possibili condizioni di disomogeneità lito-geomeccanica dei terreni di sedime imputabili alla variabilità latero – verticale dei depositi alluvionali in questione. A tale scopo si consiglia, sulla base dei dati ad oggi acquisiti, di integrare le indagini geognostiche effettuate con mirate campagne geognostiche, la cui valutazione sarà comunque di competenza del Progettista incaricato, da attuarsi, preferibilmente, mediante l’esecuzione di:
 - sondaggi a carotaggio continuo, con contestuali prove penetrometriche dinamiche in foro (S.C.P.T.) e/o prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), previo idoneo preforo volto ad attraversare eventuali lenti ghiaiose superficiali, spinti sino a profondità *non inferiore a 20 metri da p.c. (profondità entro la quale occorre verificare/escludere il fenomeno della liquefazione)*;
 - prelievo di campioni indisturbati per prove geotecniche di laboratorio, a discrezione del Progettista, da effettuarsi, nel caso, anche in condizioni dinamiche e cicliche;
- definire le soluzioni fondali più idonee da adottarsi in rapporto alla natura dei terreni presenti nonché alle tipologie strutturali in progetto ed alle scelte progettuali adottate (carichi applicati e loro distribuzione, vincoli strutturali, ecc.), *la cui scelta tipologica è di specifica competenza del Progettista strutturale*, come previsto dalla citata normativa in materia. A titolo indicativo, al fine di contrastare efficacemente e minimizzare possibili comportamenti differenziali di eventuali futuri edificandi in progetto, il Progettista potrà anche valutare, caso per caso ed a seguito delle succitate verifiche previste dal D.M. 17/01/2018 nonché compatibilmente ai disposti normativi derivanti dalla pianificazione sovraordinata, l’adozione di soluzioni fondali profonde (pali) o, in alternativa, l’adozione di eventuali fondazioni superficiali (platea) associate ad interventi di consolidamento dei terreni di sedime (es. tipo “*Jet grouting*”), funzionali ad omogeneizzare e/o incrementare le caratteristiche geomeccaniche dei terreni stessi;

- consentire al Progettista strutturale di valutare i più appropriati “*modelli geotecnici*” da adottare, l’approccio progettuale più idoneo alla specifica verifica ed i valori dei parametri geotecnici correlati (“*valori caratteristici*” e “*valori di progetto*”), in relazione al potenziale volume di terreno coinvolto (piccoli e grandi volumi), funzione delle caratteristiche dell’opera in progetto (tipologia, dimensioni e profondità di posa delle strutture fondali, condizioni di carico, compensazione strutturale, ecc.) oltretutto delle caratteristiche lito-geomeccaniche del terreno di sedime, secondo quanto disposto dall’art.6.2.2. del D.M. 17/01/2018 in merito alla responsabilità/competenze dello stesso circa la caratterizzazione geotecnica e conseguenti scelte progettuali nonché in ottemperanza all’art.10, comma 3, lettera “b” della L.R. 19/2008;
- consentire al Progettista strutturale di espletare le verifiche della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e degli stati limite di esercizio (SLE), in condizioni statiche e dinamiche, previste dalle normativa vigente in materia (D.M. 17/01/2018);
- consentire al Progettista strutturale di definire la profondità di posa di eventuali edificandi, la quale dovrà comunque consentire di salvaguardare le strutture in progetto da effetti indotti da fenomeni di ritiro / fessurazione e rigonfiamento / plasticizzazione, tipici di terreni a componente argillosa dominante in concomitanza a variazioni climatiche, mantenendo costante l’umidità del terreno portante;
- approfondire la caratterizzazione del sito di intervento dal punto di vista idrogeologico, con verifica e monitoraggio della soggiacenza della falda attestata all’interno del “regolite” del substrato rappresentato dal Membro di M. Arnone (FAA7), in un piezometro a tubo aperto da allestirsi all’interno di un foro di perforazione (carotaggio continuo o a distruzione), al fine di verificarne le sue eventuali escursioni nel tempo, con possibilità di risalita ed i possibili riflessi sulle soluzioni progettuali.

8.4 – Considerazioni in merito alle verifiche delle possibili interazioni suolo – struttura indicate nella Scheda di POC

Si esprimono di seguito, in via preventiva, alcune considerazioni in merito alle verifiche indicate nella Scheda di POC, approvato con D.C.C. n°49 del 30/10/2018, relativa

all’Ambito in oggetto, inerenti “*le possibili interazioni suolo – struttura anche in relazione alla presenza di acqua riscontrata ad una profondità di 16 metri da piano campagna*”.

Premettendo che il presente studio è funzionale, come esposto, ad *una analisi geologica preliminare a supporto della pianificazione territoriale ed urbanistica* e che eventuali interazioni suolo – struttura, di specifica competenza del Progettista strutturale, dovranno essere verificate nelle successive fasi di progettazione di eventuali futuri interventi edificatori sulla base delle caratteristiche strutturali e della tipologia degli interventi nonché delle tecnologie previste, ai sensi del D.M. 17/01/2018, si formulano di seguito alcune considerazioni in merito:

- la presenza di acqua alla suddetta profondità di 16 metri, ovvero all’interno del “regolite” del substrato rappresentato dal Membro di M. Arnone (FAA7), in zone a permeabilità relativa localmente più elevata in relazione sia al grado di fatturazione / alterazione sia alla componente granulometrica, alimentata da monte, della quale tuttavia non sono noti i dati salienti, non configura, in prima analisi, significative e prevedibili interazioni con eventuali interventi edificatori previsti secondo i parametri indicati nella pianificazione sovraordinata comunale, sia in termini di possibili sottospinte idrauliche sia in relazione a condizioni predisponenti fenomeni di liquefazione. Questi ultimi, come verificato preliminarmente in precedenza al Paragr.7.3.3 a titolo comunque indicativo e prudenziale, non si prefigurano ragionevolmente nell’areale in esame, anche in virtù di tale assetto idrogeologico locale (N.B.: la verifica a liquefazione dei terreni può essere omessa dal Progettista qualora si manifesti una “*profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali*”, vd. Punto 2 del Cap. 7.11.3.4 del D.M. 17/01/2018). In assenza di dati salienti di detta falda oltre a quanto ad oggi noto dalle indagini geognostiche eseguite nell’areale in esame (vd. **All. n°1, 2**) nonché da dati di pianificazione sovraordinata comunale, sarà opportuno prevedere, in via prudenziale, in fase di campagna geognostica a supporto della progettazione di eventuali futuri interventi, l’allestimento di un piezometro a tubo aperto, funzionale al monitoraggio di detta falda, come indicato in precedenza;
- per quanto concerne i livelli granulari ghiaiosi costituenti le alluvionali terrazzate, in superficie, caratterizzati dalla verosimile presenza di livelli

idrici, lenticolari, a carattere estremamente discontinuo, stagionale, alimentati principalmente dall'infiltrazione efficace delle acque meteoriche e di ruscellamento del retrostante margine appenninico e che occasionalmente, in concomitanza ad eventi meteorici intensi e/o prolungati, possono risalire sino in prossimità del p.c. per la formazione di falde “sospese”, talora insaturi, a seguito di eventi sismici di significativa intensità, non si possano escludere a priori, ancorché localmente, cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica per compressione volumetrica (addensamento). Tale valutazione compete al Progettista strutturale secondo le procedure dell'Ingegneria Geotecnica Sismica, anche e soprattutto in rapporto alle caratteristiche strutturali di possibili future previsioni edificatorie, alla tipologia degli interventi ed alle tecnologie previste, sempre nell'ambito delle sue specifiche competenze, al fine di valutare eventuali possibili riflessi sulle strutture in elevazione, ed andrà nel caso verificata in fase di progettazione per ciascun singolo intervento;

- la stima di possibili cedimenti assoluti e/o differenziali che si potrebbero verificare nei terreni in questione per consolidazione e/o di eventuali cedimenti post-sismici dovrà comunque essere verificata dal Progettista strutturale, in fase di progettazione, e dovrà rientrare nell'ordine dei cedimenti assoluti e differenziali ammissibili in relazione alla tipologia strutturale in progetto.

8.5 – Salvaguardia dell'areale di intervento

In considerazione alle particolari condizioni idrogeologiche e litostratigrafiche dell'area di intervento nonché in ottemperanza ai disposti normativi vigenti in materia, si configura necessario fin da ora, in relazione alle risultanze della presente indagine preliminare, prevedere l'adozione, in fase progettuale, di ogni utile accorgimento per mantenere costanti nel tempo le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione.

Si specifica che il presente studio non entra in alcuna analisi e conseguente parere in merito all'efficienza idraulica della rete idrica delle acque superficiali in zona sia come stato di fatto sia a seguito del carico edilizio previsto. L'efficienza della rete idrica superficiale, sia in relazione allo stato dei luoghi attuale sia in riferimento alle modifiche indotte dagli interventi in progetto, dovrà essere valutata all'uopo, nel caso, da specialisti del settore (ingegneri idraulici).

Si ribadisce, infine, come il presente studio geologico – sismico e le indagini geognostiche ad esso allegate non si configurino sostitutive degli approfondimenti geognostici da prodursi a supporto dei successivi livelli di progettazione (preliminare, definitiva ed esecutiva) di eventuali interventi edificatori ai sensi della normativa vigente in materia (Decreto Ministeriale 17/01/2018), funzionali ad integrare il “modello geologico di riferimento” dell’areale di intervento nonché verificare l’assetto litostratimetrico e le caratteristiche geomeccaniche e sismiche dei terreni di sedime per ciascun singolo edificando, con dettaglio ritenuto adeguato dal Progettista.

Parma, agosto 2019

p.GEOSTUDI S.r.l.

Dott.Geol.Lorenzo Negri

Dott.Geol.Marco Vannucchi

Dott.Geol.Aldo Davolio

