

Codice interno:
69/09

Data emissione:
dicembre '15



VENTURINI E ASSOCIATI – studio di geologia

dott. geol. Pierluigi Venturini - dott. geol. Piero Feralli

Via Moro Petruccio n° 3 - 47121 FORLÌ

tel. 0543 . 20127 – 0543 . 30793 – fax. 0543-091027 email: venturinieassociati@virgilio.it

P. IVA 03373640402

Provincia di Forlì - Cesena COMUNE DI MELDOLA

Progetto:

*PIANO URBANISTICO ATTUATIVO (P. U. A.)
RIGUARDANTE UN'AREA PRODUTTIVA DI
ESPANSIONE SITA NEL COMUNE DI
MELDOLA, VIA GUALCHIERA – LOTTO "A".*

INDAGINE GEOGNOSTICA E RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE.

Committente:

CONSORZIO "LA GUALCHIERA"
V.le Roma n. 172 – Meldola (FC)
c.f. 03678070404

Il tecnico

dott. geol. Piero Feralli



INDICE

Cap. 1 - Premessa e scopi dell'indagine	pag. 2
Cap. 2 - Localizzazione e vincoli locali	pag. 4
Cap. 3 - Aspetti geologici generali	pag. 8
Cap. 4 - Indagine geognostica	pag. 14
Cap. 5 - Valutazioni geotecniche	pag. 21
Cap. 6 - Conclusioni	pag. 28



*PIANO URBANISTICO ATTUATIVO (P. U. A.) RIGUARDANTE UN'AREA
PRODUTTIVA DI ESPANSIONE SITA NEL COMUNE DI MELDOLA, VIA
GUALCHIERA – LOTTO "A".*

INDAGINE GEOGNOSTICA E RELAZIONE GEOLOGICA CON INDICAZIONI GEOTECNICHE.

1. PREMESSA E SCOPI DELL'INDAGINE

Su incarico del Consorzio "La Gualchiera" si è provveduto all'esecuzione di indagini geognostiche ed alla stesura della presente relazione geologica relativa al Piano Urbanistico Attuativo (P. U. A.) riguardante il lotto "A" dell'area produttiva di espansione ubicata nel Comune di Meldola, via La Gualchiera.

Tale area sarà interessata dalla realizzazione di opere di urbanizzazione comprendenti viabilità di accesso, parcheggi e sarà suddiviso in n° 7 lotti destinati a nuovi fabbricati ad uso produttivo.

La presente indagine ha lo scopo di caratterizzare i terreni dal punto di vista geologico, geomorfologico e idrogeologico, di definire la fattibilità geologica dell'intervento e di individuare i principali parametri meccanici dei terreni, tenendo conto dei contenuti del D. M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e della successiva Circolare n. 617 del 2.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008".

La campagna di indagini, effettuata allo scopo, ha compreso:

- studio della documentazione esistente, relativa all'area in oggetto, con particolare riferimento al P.T.C.P. di Forlì Cesena, al Piano Strutturale Comunale di Meldola e analisi dei risultati delle indagini di Piano Particolareggiato redatte dallo scrivente in data gennaio 2004;
- ricognizione sul campo dello stato attuale;
- realizzazione di una campagna di appropriate indagini geognostiche comprendenti prove penetrometriche statiche e prove geofisiche.

Nel corso della presente indagine saranno esaminati:

- a) l'inquadramento geologico generale, gli aspetti morfologici, la litologia del sottosuolo, il sistema idrologico ed idrogeologico;
- b) la stabilità dei luoghi;
- c) l'idoneità del terreno alla costruzione delle opere previste;
- d) i parametri geomeccanici e geofisici del terreno;
- e) il carico portante, critico ed ammissibile del terreno;
- f) i cedimenti totali e/o differenziali;

Le successive valutazioni geomeccaniche saranno eseguite assumendo i dati medi prudenziali rilevati nel corso della indagine di campagna; prima di rendere esecutiva la progettazione degli edifici dovranno essere condotte specifiche indagini, relative ad ogni edificio, che accertino gli effettivi valori di tutti i parametri e che li mettano in relazione con la tipologia delle fondazioni prescelte e con ogni altra caratteristica costruttiva.



Alla presente Relazione Geologica con Indicazioni Geotecniche sono allegate le seguenti documentazioni:

- Allegati Cartografici, comprendenti:
 - a) stralcio dalla Carta Topografica Regionale, in scala 1:25.000 (ALLEGATO 1);
 - b) stralcio dalla Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000 (ALLEGATO 2);
 - c) stralcio dalla Mappa del Comune di Meldola in scala 1:2.000 (ALLEGATO 3);
 - d) carta geologica di inquadramento in scala 1:5.000 (ALLEGATO 4);
 - e) planimetria con ubicazione delle prove geognostiche (ALLEGATO 5).

- Grafici penetrometrici e relazione geofisica.



2. LOCALIZZAZIONE E VINCOLI LOCALI.

2.1 - Localizzazione e inquadramento cartografico.

L'area destinata alla lottizzazione, oggetto della presente indagine, è ubicata alla estrema periferia Nord del centro abitato di Meldola, a valle del tracciato della S.S. 310, sulla sponda sinistra del fiume Bidente, ed è confinata a Nord da via Gualchiera mentre sui rimanenti lati da terreni agricoli.

Allo stato attuale si presenta libera da infrastrutture e attualmente destinata a seminativo e a frutteto; la morfologia è tipicamente pianeggiante con una leggera pendenza verso l'alveo del fiume.

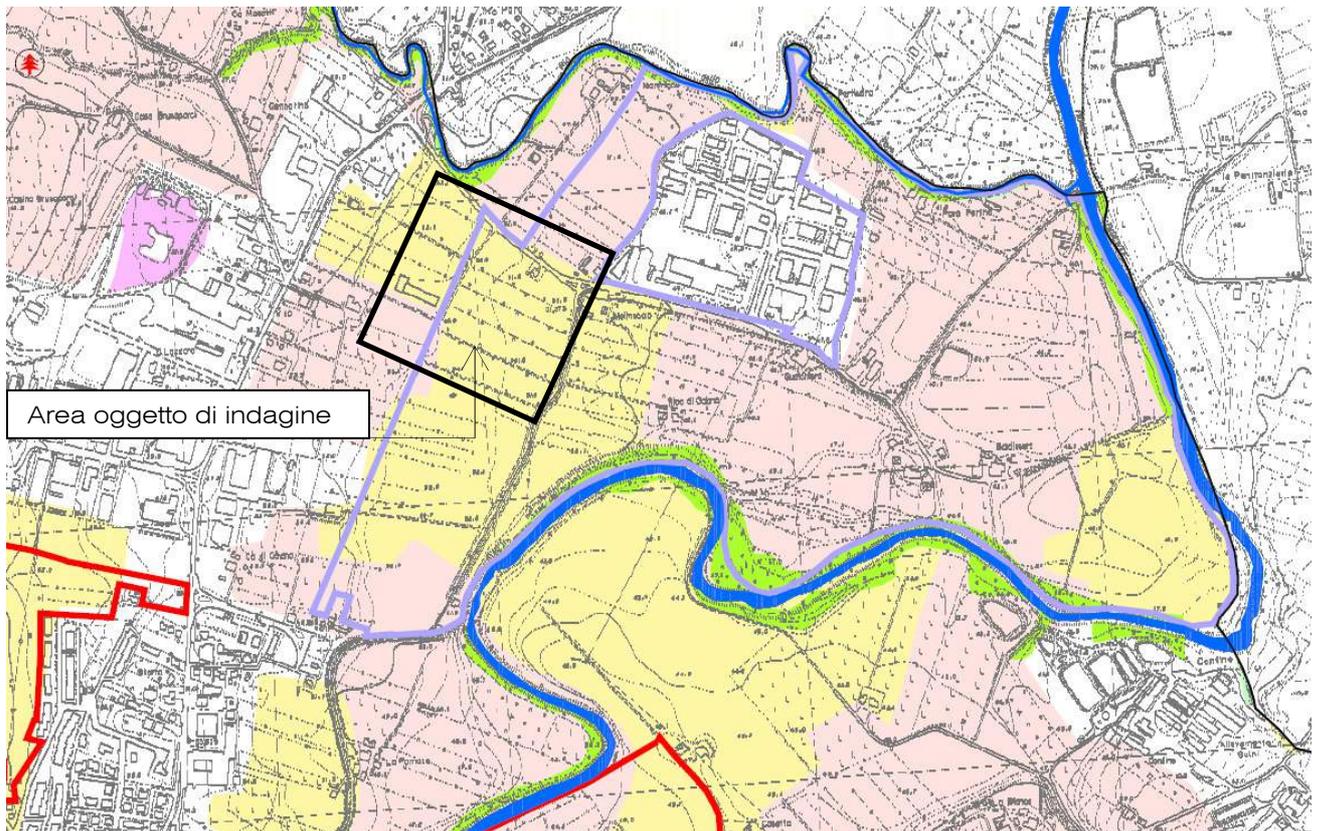
Dal punto di vista altimetrico la lottizzazione interessa un'area compresa nella fascia tra 53 metri e 51 metri sul livello del mare. Nella successiva immagine aerea viene indicata l'area di intervento in relazione allo stato attuale del territorio.



Il grado di naturalità dell'area interessata e di quelle circostanti può essere definito medio-basso per la forte azione antropica effettuata sia in passato che negli anni recenti; lo stato attuale evidenzia comunque il raggiungimento di un buon equilibrio da considerarsi soddisfacente tra attività antropiche e caratteristiche ambientali.

Una ricognizione dei luoghi ha evidenziato che gli edifici esistenti in aree circostanti, presentano un buono stato di conservazione; non sono stati rilevati elementi che possano far pensare a cedimenti strutturali imputabili, in qualche modo, al comportamento dei terreni.

Facendo riferimento all'elaborato B2.1 "Carta Forestale e dell'Uso dei Suoli" del P.S.C. del Comune di Meldola si vede che come detto anche in precedenza il sito in questione rientra all'interno di un'area agricola a seminativo semplice.



LEGENDA

Sistema forestale e boschivo

- Formazioni boschive del piano basale submontano
- Conifere adulte
- Rimboschimenti recenti
- Castagneti da frutto
- Formazioni boschive con dominanza del faggio
- Boschi misti governati a ceduo

Pianta, gruppo, filare meritevole di tutela

- ↗ Filari alberati
- ↗ Siepi
- Specie floristiche protette
- Piani di assestamento forestale

Formazioni non soggette alle disposizioni dell'art. 10 del P.T.P.R.

- Colture agrarie permanenti: arboricoltura e pioppeti specializzati
- Cespuglieti: ambienti a vegetazione arbustiva o spazi aperti senza o con poca vegetazione
- Formazioni boschive igrofile

Sistema delle aree agricole

- Prati stabili
- Seminativi
- Colture specializzate
- - - Confini provinciali
- Corsi d'acqua
- ↗ Canale Emiliano-Romagnolo
- ↗ Rete dei canali di bonifica
- Aree servite da reti irrigue

Territorio urbanizzabile

- Ambiti per nuovi insediamenti (Art. A-12)
- Nuovi ambiti specializzati per attività produttive (Art. A-13)

Dal punto di vista cartografico sono interessati:

1. la Carta Geologica d'Italia Foglio 100 "FORLI'", in scala 1:100.000;
2. la carta geologica della R.E.R. sezione 255050 "Meldola" scala 1:10.000
3. la tavola 255 NO "Forlimpopoli" della Carta Topografica della Regione E.- Romagna, in scala 1:25.000;
4. l' Elemento 255051 "Meldola Nord" della Carta Tecnica Regionale, in scala 1:5.000;
5. la mappa catastale del Comune di Meldola, Foglio 4, in scala 1:2.000.

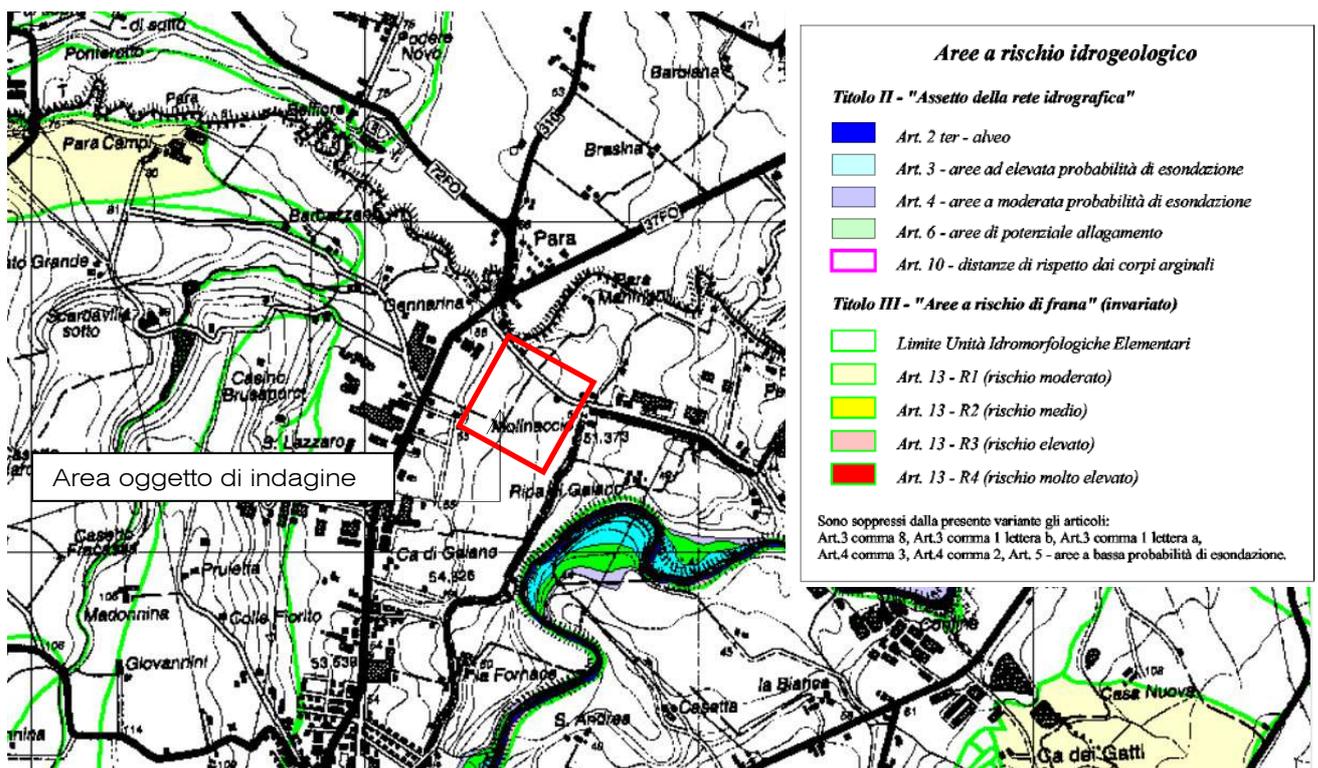
2.2 - Stato vincolistico locale

E' stata verificata la conformità dell'opera in progetto alle disposizioni e conseguenti limitazioni d'uso del suolo, disposte dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico dell'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, adottato dal Comitato Istituzionale con Del. n.21/1 del 21 aprile 2008. Il Piano prevede la regolamentazione delle Unità Idromorfologiche Elementari (U.I.E.) a rischio idrogeologico molto elevato (R4), elevato (R3), medio (R2) e moderato (R1) individuate nelle tavole alla scala 1:25.000.

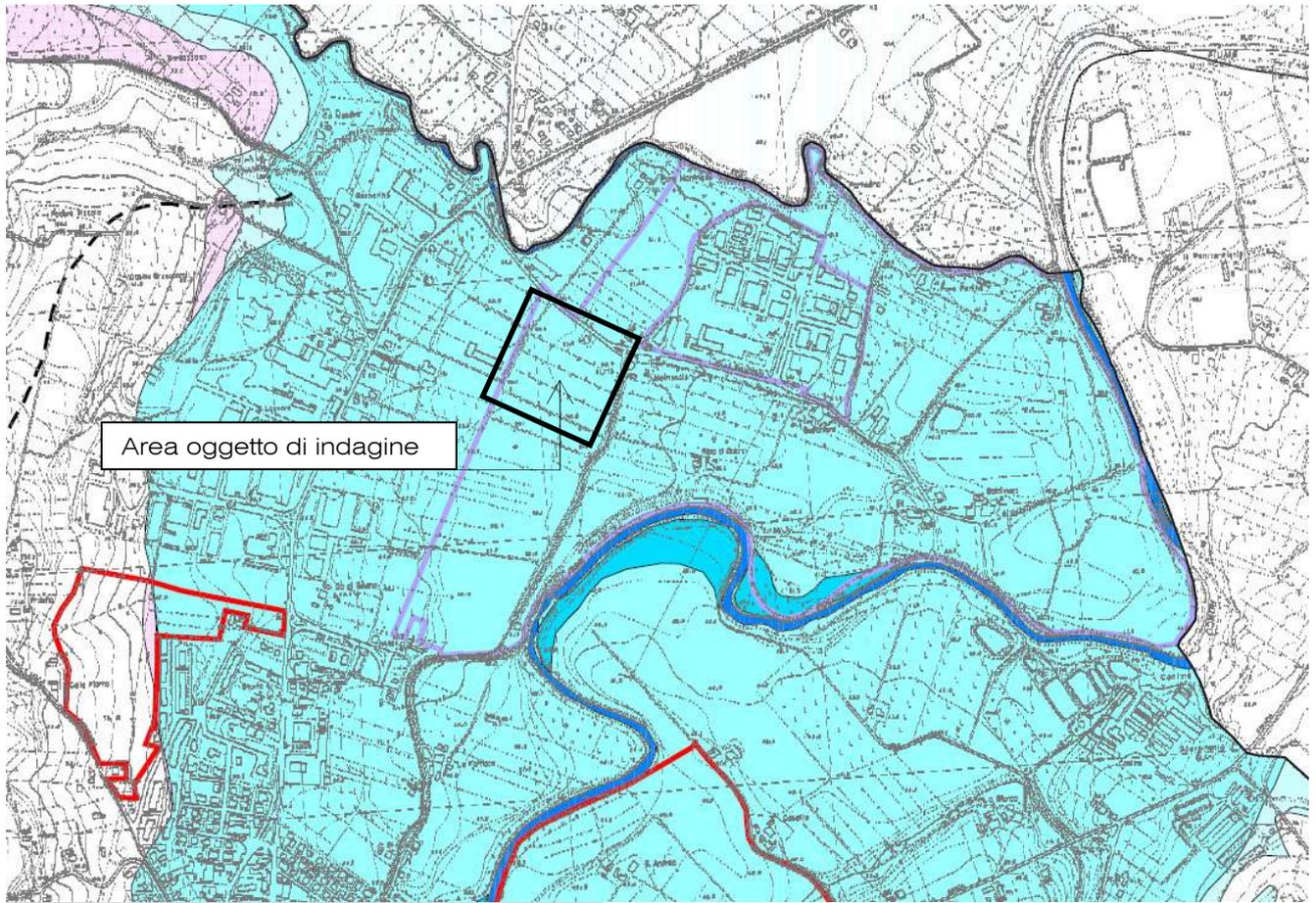
Nelle U.I.E. a rischio molto elevato (R4) ed elevato (R3) la realizzazione di interventi edilizi, quando consentito dalle normative vigenti, ad esclusione della manutenzione ordinaria, e le modificazioni morfologiche dei luoghi dovranno essere autorizzati dai comuni previa acquisizione di relazione geologica e relazione geotecnica che dovrà valutare la fattibilità degli interventi in termini di ripercussioni sulle condizioni di stabilità complessiva del versante e indicare eventuali prescrizioni atte a contenere possibili rischi.

Nelle U.I.E. a rischio medio (R2) e rischio moderato (R1) l'analisi di approfondimento e la verifica di eventuali rischi assoluti viene demandata ai Comuni, i quali potranno definire le conseguenti misure di salvaguardia, secondo quanto disposto dagli artt. 12 e 12 quater. Tali perimetrazioni con relative norme ed indicazione di eventuali opere necessarie per la mitigazione del rischio devono essere trasmesse all'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli.

Come si evince dalla figura, tratta dalla Tavola 240 NO – 240 SO "Perimetrazioni delle aree a rischio idrogeologico", l'area oggetto di indagine non rientra in Unità Idromorfologiche Elementari in cui l'Autorità ha evidenziato limiti o vincoli di carattere idrogeologico.



Facendo riferimento all'elaborato B3.1 "Carta del dissesto e della vulnerabilità territoriale" del P. S. C. del Comune di Meldola, si vede che l'intera area oggetto del presente studio ricade all'interno di una porzione di territorio classificata come "area di alimentazione degli acquiferi sotterranei" (art. 28 del P. T. C. P. della Provincia di Forlì Cesena).



LEGENDA

- Confini provinciali
- Corsi d'acqua
- Crinali
- Scarpate

Zone calanchive (Art.20a PTCP)

- Calanchi
- Aree calanchive

Aree interessate da frane attive (Art.26 PTCP)

- Corpi di frana attivi
- Frane di crollo
- Scivolamenti di blocchi

Aree interessate da frane quiescenti

- Corpi di frana privi di periodicità stagionali

Zone ed elementi caratterizzati da potenziale instabilità (Art.27 PTCP)

- Coltri di depositi di versante
- Depositi alluvionali terrazzati
- Conoidi di deiezione attivi

Zone di tutela dei corpi idrici superficiali e sotterranei (Art.28 PTCP)

- Aree di alimentazione degli acquiferi sotterranei
- Aree caratterizzate da ricchezza di falde idriche

Ambiti di adeguamento ai Piani di bacino

- Aree ad elevata probabilità di esondazione
- Aree a rischio di frana
- Abitati da consolidare Legge 445/1908 e/o Piani straordinari Legge 267/1998

Territorio urbanizzabile

- Ambiti per nuovi insediamenti (Art. A-12 L.R. 20/2000)
- Nuovi ambiti specializzati per attività produttive (Art. A-13 L.R. 20/2000)

3. ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI GENERALI.

3.1 - Geologia

Facendo riferimento alla Carta Geologica della R.E.R. sezione 255050 "Meldola" in scala 1:10.000, l'area oggetto della presente indagine, ricade nella porzione Nord del territorio comunale di Meldola al confine con il territorio di Forlì, nei pressi del Rio Para ed è caratterizzata dalla presenza dei depositi alluvionali, della parte più alta della pianura, correlati con i terrazzi alluvionali e la copertura dei conoidi.

Tali depositi vengono descritti come:

"Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate).

Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico.

A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallobruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvionale.

Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsintemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità circa 28 metri".

La Formazione è databile al Pleistocene/Olocene Continentale.

Alla formazione appartengono i depositi alluvionali che caratterizzano la parte più alta della pianura la cui litologia è costituita da alternanze fitte sia in senso verticale che orizzontale di sabbie, ghiaie e argille; tali terreni si presentano mescolati, disordinatamente, con materiale vario argilloso-sabbioso alterato e terminano, nella parte alta, per lo più con un mantello argilloso impuro.

Il colore caratteristico di tali terreni, tendente da giallo rossiccio fino al nocciola, è dato dalla comune ferrettizzazione per alterazione chimico fisica.

3.2 - Morfologia

La morfologia è quella tipica della pianura che deve la sua quasi perfetta orizzontalità, infatti, alla sedimentazione colmante plio-pleistocenica ed al graduale ritiro del mare pleistocenico, sostituito successivamente da lagune salate, da valli salmastre ed infine da paludi di acqua dolce; in tempi recenti al livellamento naturale si è sovrapposto quello operato dalle bonifiche ed in genere dall'antropizzazione.

Un altro agente che ha concorso all'attuale situazione litologica e morfologica è senz'altro la continua mobilitazione dei suoli ad opera delle piogge con l'espandimento lungo ogni minima pendenza fino al quasi totale livellamento.

In generale, i depositi si spingono, anche molto verso monte, fino a sovrapporsi con il Pliocene subappenninico; infatti i depositi Pleistocenici, talora di spessori notevoli (la potenza è stata verificata attraverso sondaggi profondi in oltre 100 mt.), formano altipiani subappenninici dolcemente inclinati verso la pianura. Questi ultimi che avevano formato una fascia subappenninica sono stati incisi, in seguito, dai corsi d'acqua dell'Olocene in modo tale da assumere la caratteristica forma attuale, digitata e a lembi isolati verso monte ed espansa verso la pianura.

Dal punto di vista morfologico, non sono presenti altri elementi di qualche nota; si è già detto come l'area sia attualmente destinata a seminativo e frutteti ove, pertanto, l'antropizzazione ha completamente cancellato ogni possibile elemento di rilievo.



Il rilievo di campagna effettuato e lo studio della cartografia tecnica inerente la zona non hanno evidenziate zone, topograficamente, depresse rispetto alla generalità del territorio che in generale presenta una modesta e regolare pendenza, monoclinica, leggermente inclinata con direzione NNE.

I documenti consultati e le informazioni assunte in loco non riportano, storicamente, eventi di esondazioni che abbiano interessato questa parte del territorio comunale.

3.3 - Idrologia sotterranea.

Nell'area di proprietà e nelle zone circostanti non sono stati rintracciati pozzi accessibili nei quali poter effettuare misurazioni della profondità della falda; peraltro, da informazioni assunte presso i residenti, e come riportato da studi effettuati nella stessa zona in sede di pianificazione urbanistica pare accertato che si individua una scarsa traccia di acqua di falda superficiale alla profondità di circa 3,50 – 4,50 metri sotto il piano di campagna attuale.

Tale dato trova sostanziale conferma nella misura effettuata con freatimetro elettronico nel foro delle penetrometrie statiche nel dicembre 2003, in occasione delle indagini di Piano Particolareggiato e nelle indagini attuali, in sede di P.U.A..

In entrambi i casi le misure stabilizzate hanno fornito una profondità della superficie della falda variabile tra 3,00 e 4,10 metri dal piano di campagna attuale.

In particolare, nel dicembre 2003, erano state rilevate le seguenti profondità :

- CPT n° 1: profondità della falda - 3,60 metri dal p.c.;
- CPT n° 2: profondità della falda - 3,40 metri dal p.c.;
- CPT n° 3: profondità della falda - 3,30 metri dal p.c.;
- CPT n° 4: profondità della falda - 3,80 metri dal p.c.;
- CPT n° 5: profondità della falda n. d.;
- CPT n° 6: profondità della falda - 4,10 metri dal p.c.;
- CPT n° 7: profondità della falda - 3,60 metri dal p.c.;
- DPSH n° 8: profondità della falda n. d.;
- S 1 : profondità della falda -3,45 dal p.c.

Nel novembre 2009 le misure hanno fornito i seguenti valori di profondità:

- CPT n° 1: profondità della falda - 3,00 metri dal p.c.;
- CPT n° 2: profondità della falda - 3,20 metri dal p.c.;

E' ben evidente la sostanziale concordanza delle misure eseguite a distanza di tempo sullo stesso sito anche in presenza di situazioni meteorologiche diverse.

A tal proposito, è necessario effettuare alcune osservazioni.

Come noto, la falda freatica della pianura segue, in generale, l'andamento della sovrastante superficie del suolo e non è fornita da strati permeabili estesi ma da condizioni di stratigrafia locale.

Inoltre, studi, riportati dalla bibliografia e basati su verifiche che vari AA. hanno condotto per lunghi periodi, hanno evidenziato che l'andamento della quota della falda superficiale è sempre collegato all'andamento stagionale.

Il valore della profondità della falda sopra riportato si riferisce unicamente alla data dell'indagine e non deve essere assunto come dato tipico per la zona; si deve tenere, infatti, conto che le falde superficiali, come detto sopra, sono condizionate dalla superficie topografica del suolo e soprattutto, sono soggette ad ampie oscillazioni stagionali date dagli eventi meteorologici.

I dati provenienti da stazioni idrologiche sul territorio, confermano che il livello di massima ricarica delle falde si ha nei mesi di Marzo – Aprile, il minimo tra Ottobre e Novembre; si può ritenere, pertanto, che il valore misurato, nel corso della presente indagine sia approssimativamente identificabile come valore medio situato tra minimo e massimo stagionale; **in sede di progettazione esecutiva delle opere, sarà indispensabile tenere conto del fatto che, tra massima ricarica e minimo stagionale il livello della superficie freatiche potrebbe avere oscillazioni molto ampie mentre intensi periodi di pioggia possono portare il livello a quote di poco inferiori al livello di campagna.**



Sarà cura della Progettazione **tenere nel dovuto conto l'escursione del livello della falda evidenziato** ed eventualmente, in relazione alle tipologie costruttive scelte, analizzare la necessità di mettere in opera sistemi di impermeabilizzazione e di protezione dell'edificio e delle relative fondazioni.

Il principale elemento idrologico che caratterizza la zona è il corso del fiume Bidente che scorre a Sud Est della lottizzazione in un alveo incassato ad una quota molto inferiore tale da non poter rappresentare un pericolo neppure nei casi più severi.

Allo stesso modo si presenta il Rio della Para, che scorre a poche decine di metri a Nord del confine della lottizzazione, il cui corso non è nelle condizioni di poter rappresentare un elemento negativo per la realizzazione del progetto.

In relazione allo scorrimento delle acque superficiali si dovrà tenere nel dovuto conto la esistente rete di fossi; in fase esecutiva, in relazione alle opere previste, si dovranno adottare tutte le misure atte a conservare la continuità e la funzionalità della rete scolante.

3.4 - Tettonica e sismica

La bibliografia specifica che si è potuto consultare (tra le altre: Guida alla geologia del margine appenninico – padano Cremonini – Ricci Lucchi 1982), evidenzia, nella zona, un insieme di piccole scaglie tettoniche, estremamente deformate, che hanno coinvolto terreni del Pliocene inferiore e medio; è presumibile che i terreni interessati da tale tipo tettonico proseguano per breve tratto verso Nord, sotto le coperture quaternarie della P. Padana. La pianura è bordata a sud da una catena che ha avuto un sollevamento di massima intensità durante il Miocene, proseguendo intenso anche durante il Pliocene; durante il Pleistocene i movimenti tettonici pur d'intensità minore continuarono. Sono ben noti, dalle ricerche AGIP, i grandi thrusts a vergenza alpina.

Il margine appenninico-padano, da un punto di vista strutturale, è caratterizzato dalla presenza di blande sinclinali ed anticlinali con una vergenza stimabile verso Nord ed il cui asse risulta sub-parallelo alla catena appenninica (WNW-ESE).

Il fianco esterno di queste strutture si immerge dolcemente verso la pianura con una pendenza variabile tra 10° e 20° con direzione NE; tale assetto risulta una probabile espressione superficiale di un *blind-thrust* riferibile ad una delle strutture compressive note come Pieghe Adriatiche.

Queste strutture "appenniniche" paiono interessate da faglie o zone di faglia con componente trascorrente e con andamento NE-SW ("anti-appenniniche"), trasversale all'asse della catena.

Anche il sottosuolo padano-adriatico è caratterizzato dalla presenza di strutture compressive (pieghe-faglie e/o *thrusts*) "appenniniche" con vergenza NE, appartenenti alle Pieghe Adriatiche. La successione quaternaria dell'area romagnola è interpretata come deposta all'interno di un bacino di forma allungato parallelamente alla catena appenninica, confinato a nord, in questo settore, proprio dalle Pieghe Adriatiche. Lo spessore totale di tali depositi, nell'area di interesse, è di circa 1000 metri.

La più accentuata attività tettonica dell'Appennino, associata con i fenomeni di subsidenza della pianura al margine appenninico, hanno favorito per tutto il quaternario un grande apporto di detriti, derivanti principalmente dallo smantellamento delle unità caotiche (argille scagliose s.l), che oggi non sono affioranti perchè totalmente erose.

Ipotizzando una sezione dalla catena appenninica verso il mare nell'area Forlivese, Pieri e Groppi (1981) riconoscono cinque elementi tettonici, che andando dall'interno verso l'esterno della catena sono definibili come:

↳ **Pieghe appenniniche.**

Si tratta di un insieme di strutture emerse con prevalente orientamento appenninico. Nella parte più esterna la copertura terziaria è scollata dal substrato mesozoico. I terreni pliocenici sono lacunosi alla base, ma relativamente poco disturbati.

↳ **Pieghe Romagnole.**

Costituiscono l'elemento tettonico più interno del grande Arco ferrarese - romagnolo, sepolto dalla pianura padana. Sono caratterizzate da coperture terziarie completamente scollate dal substrato mesozoico e sono databili al Pliocene medio - superiore.



↖ **Pieghe Ferraresi.**

Rappresentano il termine esterno dell'arco ferrarese - romagnolo e sono caratterizzate da coperture terziarie ridotte e da sovrascorrimenti che hanno coinvolto il basamento mesozoico, sollevandolo.

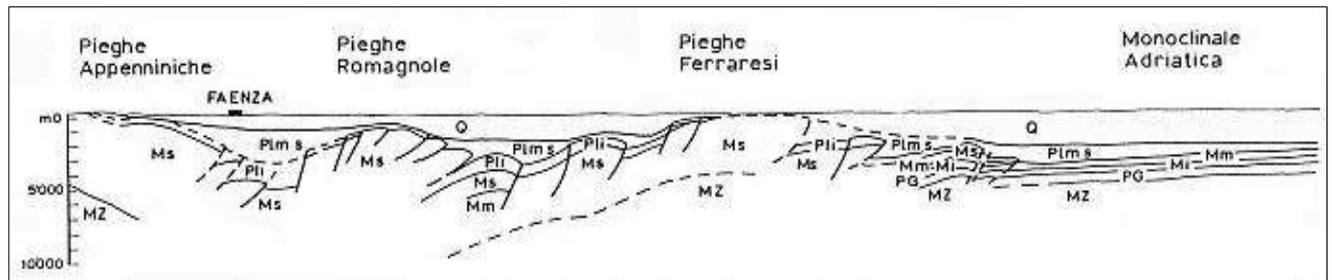
↖ **Pieghe adriatiche.**

Sono strutture comprese tra le Pieghe Romagnole e la Monoclinale Adriatica; hanno coperture terziarie disarmoniche e scollate dal substrato mesozoico.

↖ **Monoclinale adriatica.**

Costituisce l'avanpaese della Catena; è formata da terreni sedimentari mesozoici - quaternari poco deformati, caratterizzati da una successione mesozoica - miocenica poco potente.

La successiva sezione tracciata su un allineamento Faenza - Ravenna - Mare Adriatico vuole descrivere graficamente la situazione geologico strutturale del margine orientale dell'Appennino Romagnolo .

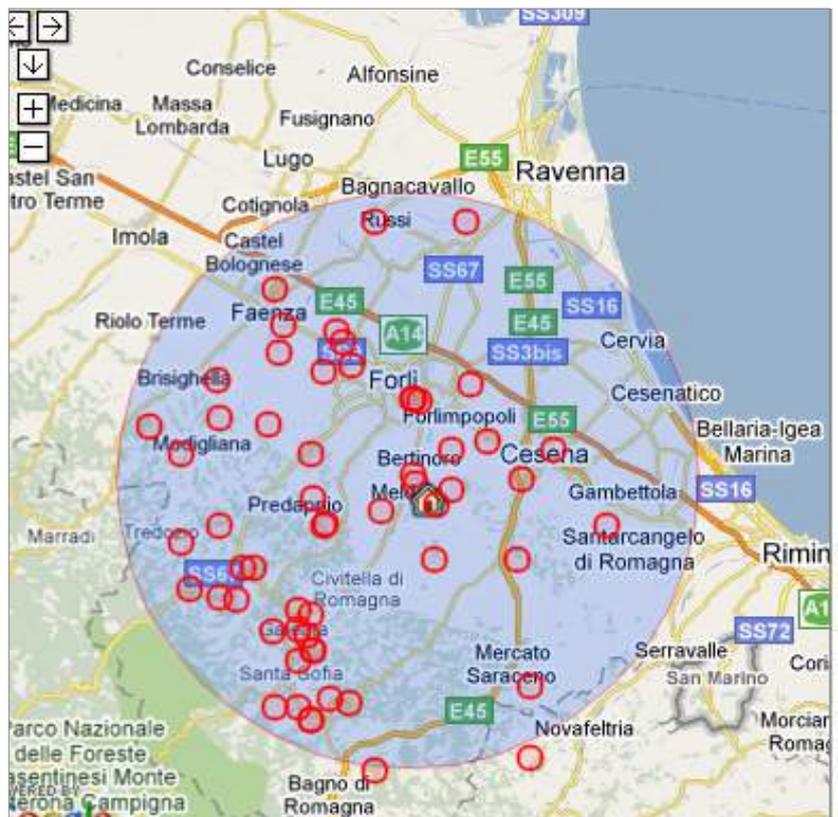


Questo importante elemento tettonico, sismicamente attivo e non affiorante in superficie, è costituito dalla "Fascia Pedepenninica Romagnola". (da Elmi e Zecchi 1982), rappresentabile con un fascio di faglie inverse orientate NO - SE ed immergenti verso SO che accompagna, per una larghezza di circa 20 km., tutta la linea di confine tra Appennino e Pianura Padana da Piacenza fino a oltre Forlì, parallelamente alla via Emilia .

Ulteriori elementi tettonici, secondari ma sismicamente attivi, sono costituiti dalle faglie trascorrenti "antiappenniniche" con orientamento NE - SO, generalmente localizzate in corrispondenza e parallelamente alle aste fluviali principali che solcano il margine pedepenninico.

La sismicità di origine tettonica che interessa questa struttura è decisamente elevata e storicamente si mette in risalto un incremento dell'attività da NO verso SE; peraltro si deve osservare che il territorio forlivese rappresenta l'area caratterizzata dal maggior numero di centri sismici sia a valle che a monte del "Sovrascorrimento" con eventi sismici significativi (VII - VIII grado della scala MCS) che hanno interessato tutti i principali centri abitati dislocati in prossimità di questa importante linea tettonica.

Nella figura sono evidenziati gli epicentri dei terremoti storici registrati in un raggio di 30 km. dal centro abitato di Meldola e con una magnitudo superiore a 4,0.

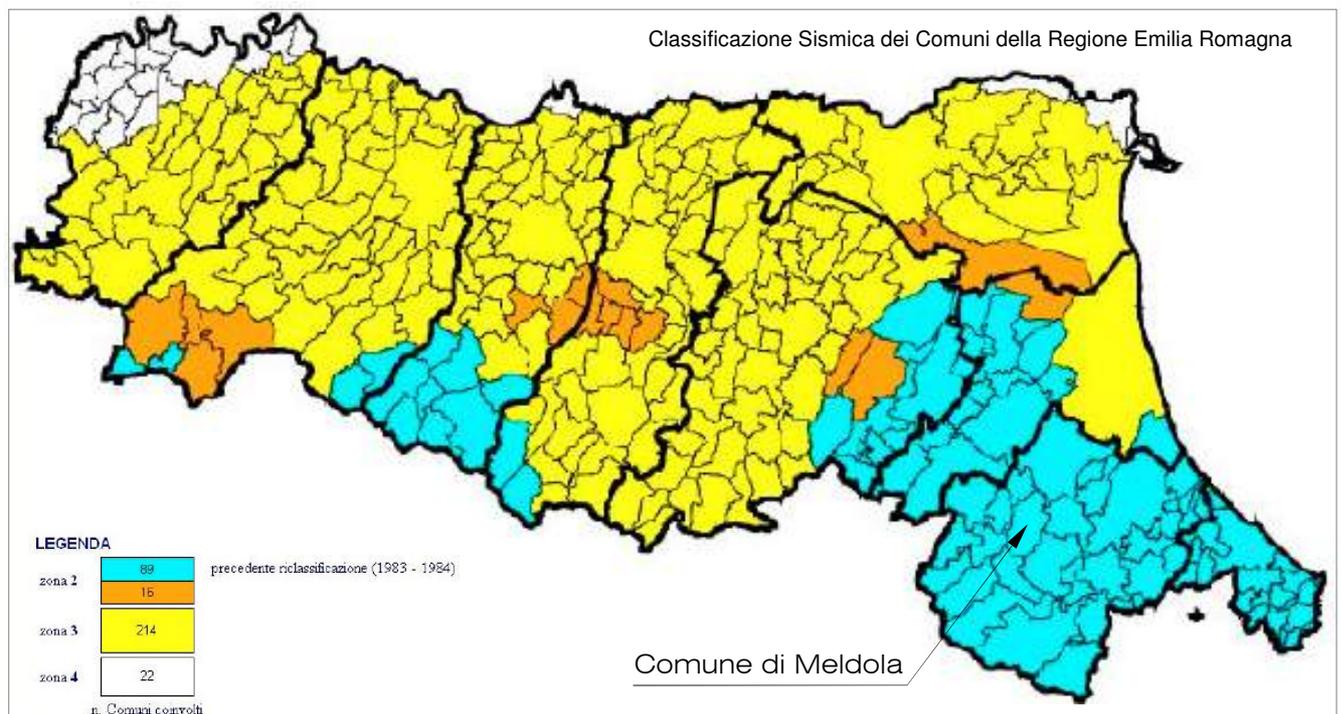


Nella classificazione definita dai Decreti emessi fino al 1984 la sismicità è definita attraverso il "grado di sismicità" S. Nella proposta di riclassificazione del GdL del 1998 si utilizzano 3 categorie sismiche più una categoria di Comuni Non Classificati (NC).

Nella **classificazione 2003** la sismicità è definita mediante quattro zone, numerate da 1 a 4.

La corrispondenza fra queste diverse definizioni è riportata di seguito:

Ordinanza 3274	Decreti fino al 1984	GdL 1998	Classificazione 2003
1	S=12	prima categoria	zona 1
2	S=9	seconda categoria	zona 2
3	S=6	terza categoria	zona 3
4	non classificato	NC	zona 4

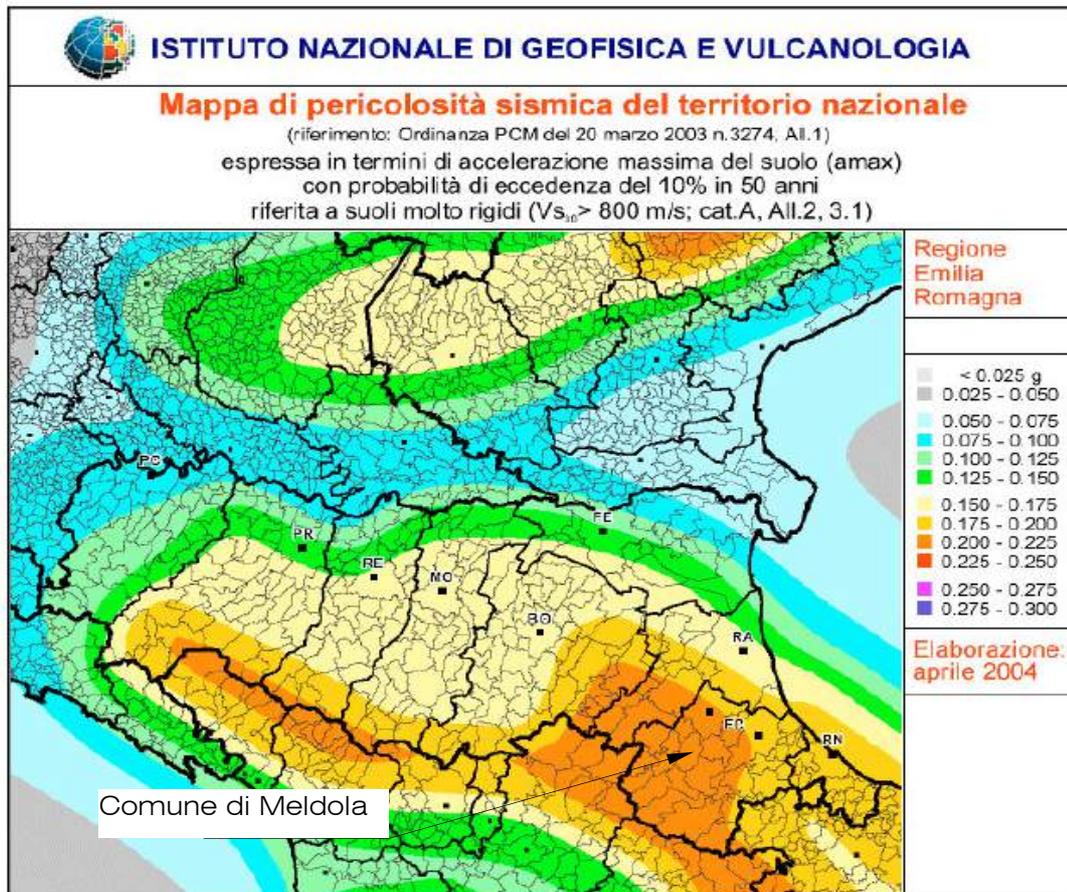


Relativamente alla provincia di Forlì, la classificazione sismica indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274/03 e successivi aggiornamenti fornisce la seguente classificazione: **Comune di Meldola: zona sismica 2**

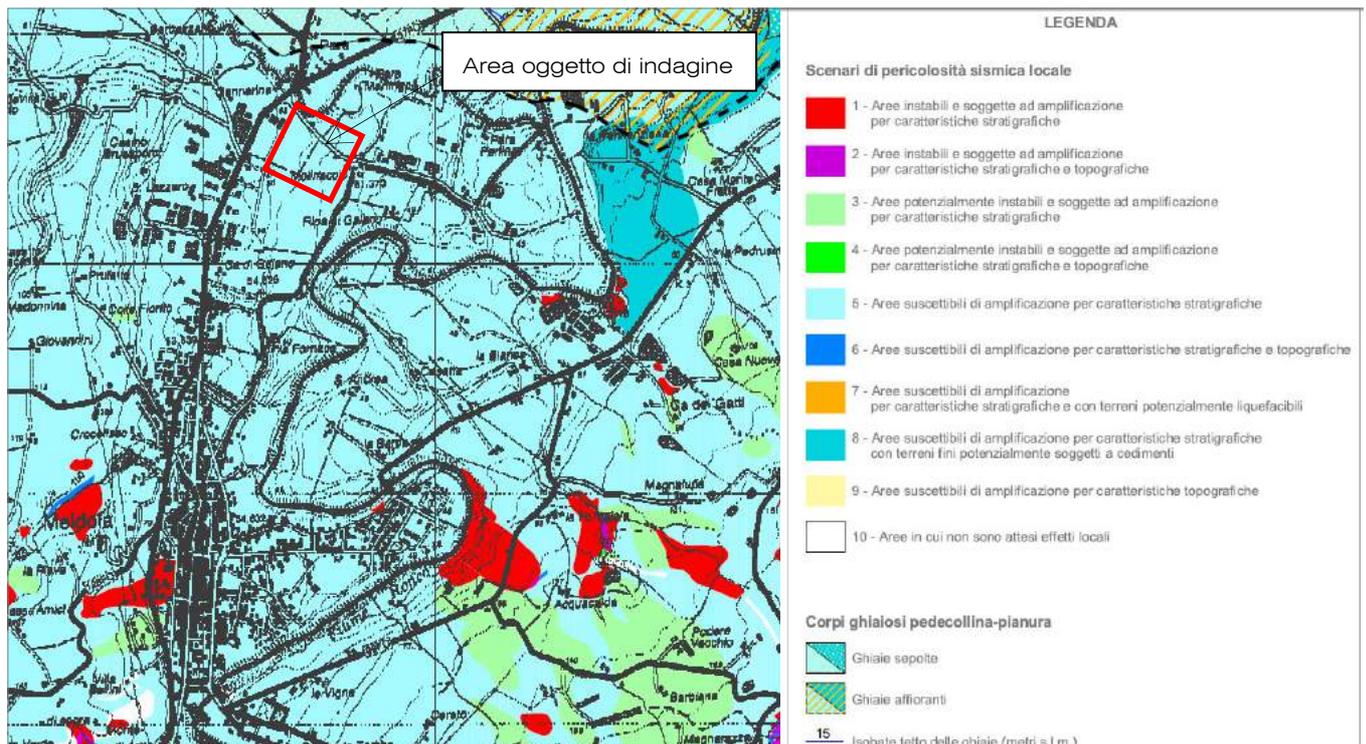
Facendo riferimento alla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" ciascuna zona è individuata mediante valori di accelerazione massima del suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s secondo lo schema riportato nella tabella.

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g)
1	$0,25 < a_g \leq 0,35$ g	0,35 g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g
4	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g

Nella figura, tratta dal sito dell'I.N.G.V., sono indicati i valori di PGA calcolati nell'area regionale; per l'area in questione risulta una PGA compresa tra 0.200 e 0.225 g..



Nella figura sottostante, tratta dal P. T. C. P. di Forlì Cesena, Tavola 6 "Rischio sismico - Carta delle aree suscettibili di effetti locali", si vede come l'area in oggetto rientra in un ambito territoriale caratterizzata da suscettibilità di amplificazione per caratteristiche stratigrafiche.



4. INDAGINE GEOGNOSTICA

4.1 - Premessa.

L'indagine geognostica è stata così articolata:

- 1) sopralluogo sull'area per prendere conoscenza di tutti gli elementi direttamente collegati con l'indagine;
- 2) verifica dello stato di conservazione degli edifici circostanti e della eventuale presenza di dissesti imputabili ai terreni di fondazione;
- 3) analisi della bibliografia contenente dati riferiti alla zona in oggetto, con particolare riferimento alle indagini relative al Piano Regolatore Generale del Comune di Meldola ed al Piano Particolareggiato del gennaio 2004;
- 4) analisi delle risultanze delle prove geognostiche eseguite sul sito in questione in occasione di dette indagini;
- 5) esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche spinte fino al rifiuto della prova e di una indagine geofisica.

I punti di sondaggio sono stati ubicati, come indicato nella pianta dell'allegato 5; in tale elaborato sono state indicate le ubicazioni delle prove eseguite nel passato sull'area e a cui si è fatto riferimento nella caratterizzazione dei terreni.

4.2 – Indagini di campagna.

a) Prove penetrometriche statiche

Le penetrometrie sono state eseguite mediante penetrometro statico dotato di spinta verticale di 200 KNw e attrezzato con punta meccanica tipo Begemann che dispone di una punta conica con apertura di 60° e manicotto laterale con una superficie di 150 cmq.

Le aste cave che compongono la batteria di perforazione, con diametro di 36 mm., sono dotate di anello allargatore per diminuire l'attrito laterale che il terreno può esercitare in particolare in presenza di terreni maggiormente argillosi.

Le prove sono state effettuate utilizzando una velocità di infissione non superiore a 2 cm/secondo.

Nel corso delle prove sono state rilevate, ogni 20 cm. di profondità, la resistenza alla penetrazione di punta e il valore dell'attrito laterale sul manicotto.

Nel successivo Elaborato 2, sono stati resi su grafico i seguenti parametri, relativi alla prova:

- la progressione della resistenza alla penetrazione della punta in kg/cmq per ogni strato di spessore pari a 0,20 m;
- l'attrito sul manicotto laterale in kg/cmq per ogni strato;
- il grafico di Rp/RI che consente di definire le litologie attraversate;
- la classificazione orientativa dei terreni secondo quanto suggerito da Schmertmann (1978) e i principali parametri meccanici.

b) Indagine geofisica

Sul sito in oggetto è stata eseguita una indagine geofisica consistente nell'acquisizione dei microtremori ambientali per una durata di 20 minuti. I risultati della indagine sono contenuti nell'allegata relazione specifica elaborata dalla "Intergeo s.r.l. – Servizi Geologici" .

In funzione dei dati ottenuti dalla indagine è stata ottenuta la velocità media di propagazione entro 30 metri di profondità delle onde di taglio V_{S30} ; tale velocità viene calcolata con l'espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$



dove V_{s30} e' la velocita' sismica, ponderata su m 30, delle onde trasversali;
 h_i e' lo spessore dell'orizzonte iesimo nei m 30 di riferimento;
 V_i e' la velocita' delle onde S dell'orizzonte iesimo di spessore h.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{s30} come riportato nella seguente tabella:

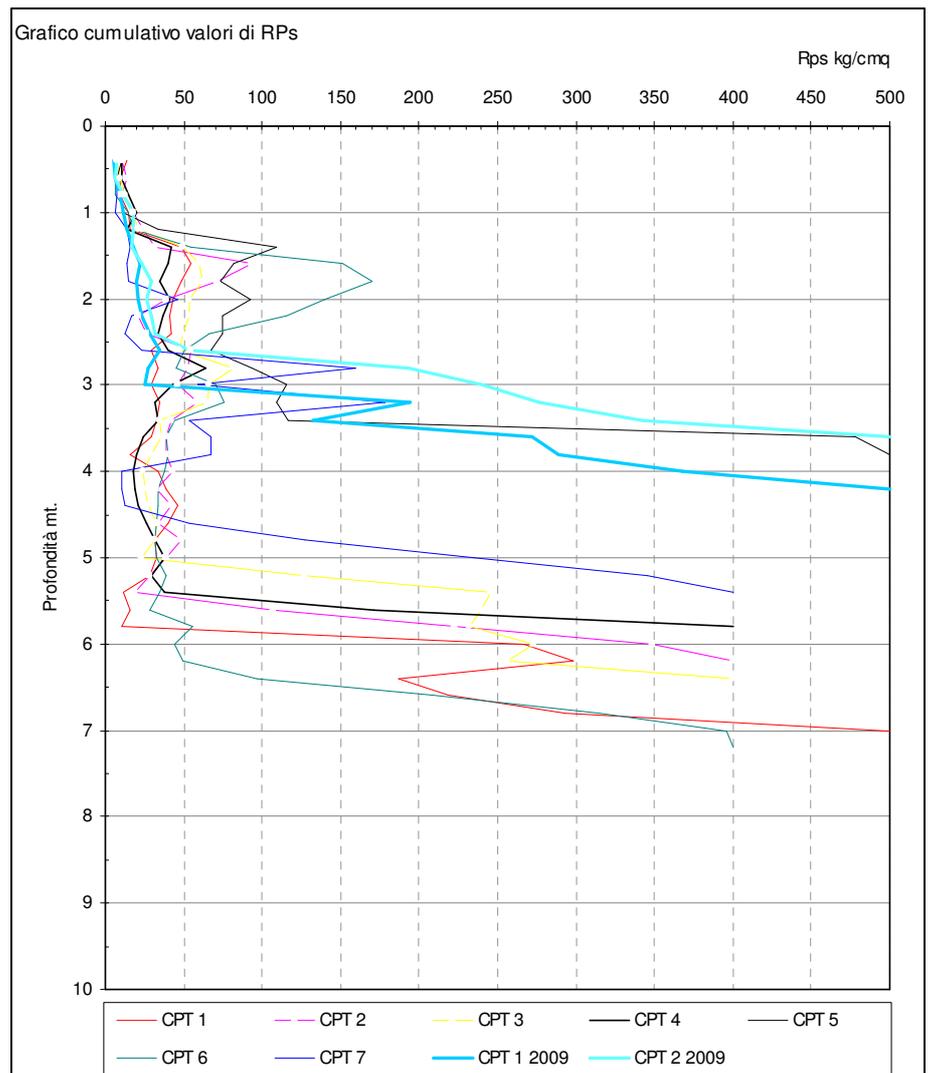
Grado	Classe	Velocità sismica (m/s)
Molto buono	A	$V_{s30} > 800$
Buono	B	$360 < V_{s30} < 800$
Discreto	C	$180 < V_{s30} < 360$
Sufficiente	D	$V_{s30} < 180$
Insufficiente	E	Strati sup. all. (5 – 20 m) tipo C e D soprastanti substrato tipo A
Molto scadente	S1	$V_{s30} < 100$
Pessimo	S2	$V_{s30} < 50$

4.3 - Risultati dell'indagine.

Le indagini, evidenziano la caratteristica tipica dei depositi alluvionali costituiti da una successione lentiforme di terreni a litologia variabile, prevalentemente argillosi, con subordinati limi e/o sabbie, quasi sempre mescolati tra loro in modo disordinato; i livelli lentiformi risultano interdigerati tra loro così da creare una continua variazione delle litologie sia in senso planimetrico che in profondità.

L'analisi dei risultati della indagine, comparati con quanto emerso dall'indagine geologica del 2004, permette di evidenziare una sensibile omogeneità del territorio relativamente alle caratteristiche meccaniche e litologiche del terreno .

Nel grafico cumulativo, proposto, sono stati inseriti i tracciati delle resistenze alla penetrazione della punta per le prove penetrometriche eseguite sia nel 2004 che nel 2009; è evidente una sostanziale uniformità tra i risultati delle prove del 2009 mentre risulta una minore resistenza complessiva rispetto alle prove del 2004 almeno facendo riferimento agli strati più superficiali. Risulta, inoltre, che la profondità del tetto della ghiaia, per le prove eseguite nel novembre 2009, viene rilevata ad una quota compresa tra 3,50 e 4,00 metri dal piano di campagna, quindi superiore a quella evidenziata dalle prove del 2004.



Infatti nella campagna di indagini relative al Piano Particolareggiato (2004) il tetto del deposito ghiaioso su cui si sono interrotte tutte le prove si raggiungeva tra 5,00 e 7,00 metri dal piano di campagna attuale, come evidenziato nella seguente tabella :

Prova penetrometrica n°	Profondità del tetto della ghiaia dal p.c. mt.
1	6,60
2	5,80
3	6,00
4	5,40
5	3,40
6	6,80
7	5,00
8	5,20
Sondaggio n° 1	6,00

Il fatto non risulta, peraltro, anomalo in quanto è nota la caratteristica ondulazione della superficie superiore dei banchi ghiaiosi soggetta nel corso della deposizione dei sedimenti a fenomeni di rimaneggiamento, erosione e rideposizione collegabili con l'attività dell'alveo fluviale.

4.4 - Serie stratigrafica locale

La comparazione tra l'interpretazione dei risultati ottenuti nel corso delle successive indagini, secondo quanto consigliato da Schmertmann (1978) e i risultati del sondaggio a carotaggio continuo, ha permesso di ricostruire con ragionevole precisione la litologia media del sito.

In particolare si può osservare:

- la copertura è rappresentata da un livello, di spessore pari a 0,70 – 1,00 metro, di terreno agrario/vegetale ricco di materiale organico litologicamente assimilabile ad argilla limosa, molto compatto, con frustoli carboniosi e calcinelli;
- da 1,00 metro, fino alla quota di 3,60 – 4,20 m. di profondità dal piano di campagna si rileva un omogeneo deposito di argilla e argilla limosa, ad elevato addensamento; all'interno si succedono sottili livelli di argille e limi argillosi molto addensati oppure intercalazioni di livelli più decisamente sabbiosi; la resistenza alla penetrazione statica risulta mediamente intorno a 20 kg/cmq e raggiunge massimi di oltre 30 kg/cmq. . Nei livelli coesivi si valuta una coesione non drenata tra 1,00 e 1,50 kg/cmq.
- a profondità superiore compare prima in banco ghiaioso sabbioso compatto che, in base al carotaggio continuo, evidenzia uno spessore non superiore a 0,60 – 1,00 metro e successivamente argille grigio azzurre compatte con lenti marnose certamente correlabili alla formazione delle argille azzurre (FAA secondo la classificazione regionale) databili al Pliocene.

4.5 Determinazione dei parametri caratteristici.

Parametri meccanici

Come si è evidenziato nel corso della indagine, i terreni superficiali denunciano caratteristiche tipiche dei terreni prevalentemente coesivi, argillosi limosi con frazione sabbiosa variabile ma sempre subordinata.

Il parametro geotecnico di riferimento è quindi la sola coesione trascurando, a fini prudenziali, l'effetto dell'angolo di attrito interno.

Il valore della **coesione non drenata** viene determinato mediante la interpretazione dei dati, ottenuti nelle prove penetrometriche statiche, con la formula $c_u = \alpha R_{ps}/N_c$ dove:

α rappresenta il fattore di riduzione dell'aderenza laterale variabile tra 0.5 e 0.9

N_c coefficiente numerico variabile tra 9 e 10.

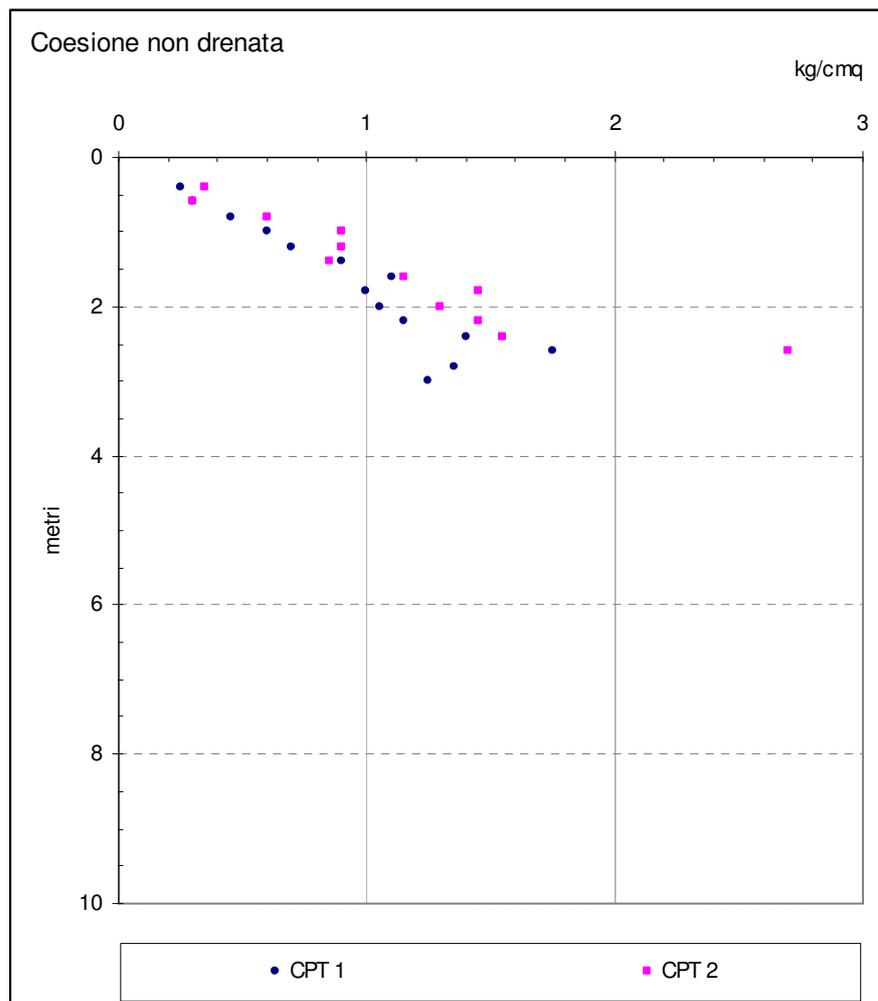


Altri Autori suggeriscono diverse formulazioni per giungere alla individuazione del valore della coesione non drenata, come Begemann che per terreni coerenti NC consiglia: $c_u = (R_p - \sigma'_{vo})/18$ dove σ'_{vo} rappresenta la tensione litostatica efficace.

Peraltro, per terreni a debole coesione, può essere utilizzata anche la semplice formula di DeBeer dove: $c_u = R_p/20$.

Il grafico successivo rappresenta la distribuzione dei valori di coesione non drenata, calcolati in base alla formula di DeBeer per le prove penetrometriche statiche eseguite sul sito, fino al tetto del banco ghiaioso sabbioso.

Si nota, molto chiaramente, che i valori della coesione evidenziano un deciso miglioramento con l'aumento della profondità; tra 1,00 e 2,00 metri dal piano di campagna il valore di coesione può essere stimato in 0,8 – 1,00 kg/cm² mentre oltre i 2,00 metri di profondità dal piano di campagna si vede che la coesione non drenata aumenta fino a valori di 1,2 – 1,6 kg/cm².



In generale, tenendo conto che l'area in esame è destinata ad uso produttivo e che gli edifici di tipo industriale /artigianale sono solitamente dotati di fondazioni su plinti prefabbricati, si può stimare una profondità di posa della fondazione tra 1,00 e 2,00 metri; viste le risultanze delle prove penetrometriche ed i caratteri meccanici complessivi dei terreni, è opportuno adottare valori di coesione non drenata compresa tra **0,8 e 1,0 kg/cm²** che risultano sicuramente cautelativi.

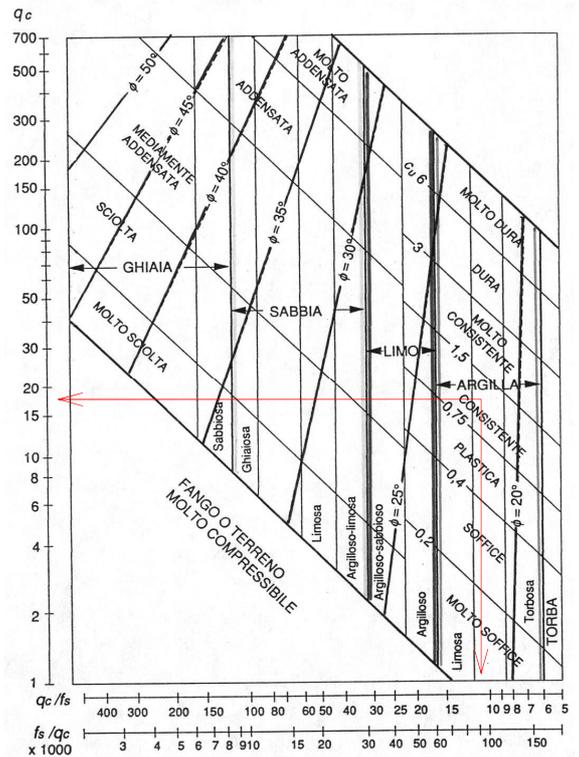
Il **modulo edometrico E** viene determinato mediante l'elaborazione di Mitchell e Gardner che si basa sulla relazione $E = \alpha R_p$ dove α rappresenta un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno.

Il valore medio riscontrato per i terreni a profondità compresa tra 1,00 e 2,00 m. dal p. c. risulta compreso tra **70 e 80 kg/cm²**.

Il valore dell'angolo di attrito interno ϕ_u viene generalmente considerato pari a 0° quando si tratta di terreni decisamente argillosi mentre per terreni a granulometria assortita dove siano presenti variabili frazioni di limi e/o sabbie il valore può essere ragionevolmente considerato $> 0^\circ$.

Tra i vari metodi per valutare l'angolo di attrito si può fare riferimento al grafico di Searle, proposto a lato, dove viene messa in relazione la resistenza alla punta Q_c ed il rapporto Q_c/f_s per giungere alla caratterizzazione meccanica delle terre.

Nel caso in oggetto, in base alle risultanze delle prove penetrometriche statiche, si assume un valore medio di Q_c intorno a 18 kg/cm^2 e di q_c/f_s intorno a 12 kg/cm^2 ; dal grafico risulta tra gli altri un valore di ϕ $20^\circ - 22^\circ$.



Il **peso specifico apparente** (per unità di volume) del terreno, sopra il livello dell'acqua, viene posto pari a $1,950 \text{ gr/cm}^3$.

Parametri sismici

Il sito, esaminato nel corso della citata indagine, non rientra in nessuna delle aree evidenziate al punto 4.2 dell'allegato A dell'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".

Ovvero, non rientra nelle seguenti tipologie di aree:

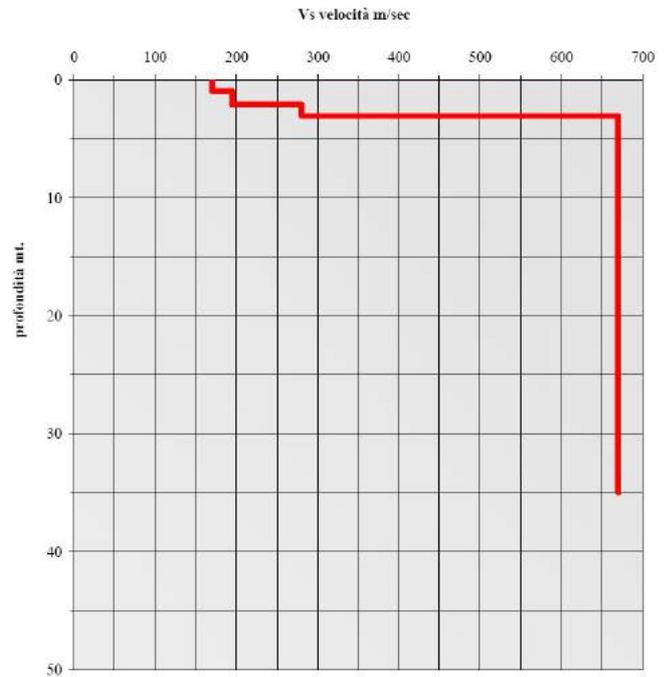
- aree soggette a liquefazione e densificazione;
- aree instabili o potenzialmente instabili;
- aree in cui le coperture hanno spessori fortemente variabili, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti;
- aree in cui è prevista la realizzazione di opere di rilevante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

L'indagine geofisica ha evidenziato un valore di $V_s 30$ pari a **589 m/sec**, come più approfonditamente descritto nella relazione specifica dell'allegato 2.

La velocità determinata permette di classificare il terreno come **Tipo B**: "Depositi di sabbia o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_s 30$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$ o coesione non drenata $c_u > 250 \text{ kPa}$)."

L'analisi del tracciato delle velocità delle onde S compreso nel tabulato dell'indagine geognostica (Elaborato Allegato) e di seguito rappresentato, per comodità di lettura, evidenzia intervalli di velocità che interpretati con l'ausilio degli elementi emersi nel corso dell'indagine geognostica e dei documenti bibliografici di cui si è preso atto, portano alla seguente tabella e relativo diagramma:

Tabella di calcolo			
da prof.mt.	a prof. mt.	Vs m/sec	Hi/Vi
0,00	1,00	170	0,005882353
1,00	2,10	195	0,005641026
2,10	3,10	280	0,003571429
3,10	35,00	670	0,04761194



Riferendosi a quanto riportato dal DM 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" Allegato B - Tabella dei parametri che definiscono l'azione sismica, per il sito in questione risultano i parametri illustrati nella successiva tabella:

T_r = tempo di ritorno in anni

a_g = accelerazione al sito in g

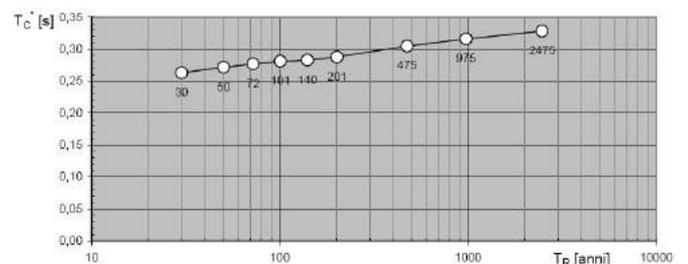
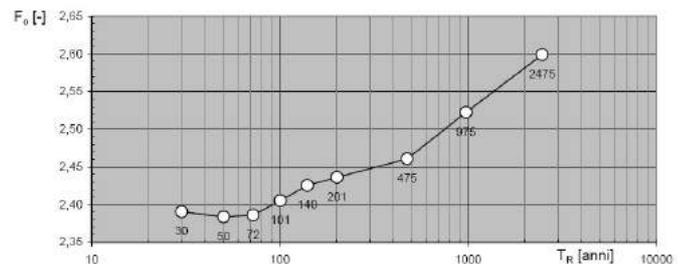
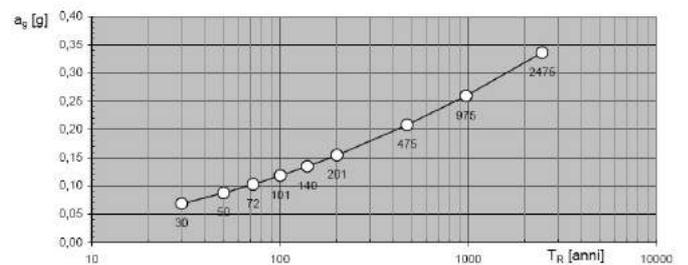
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, adimensionale

T_c^* = periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale, in secondi

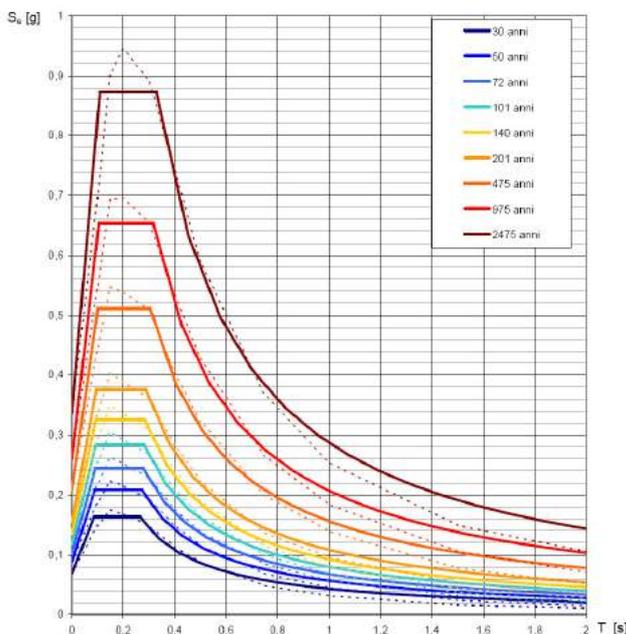
Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,069	2,390	0,263
50	0,087	2,384	0,272
72	0,102	2,386	0,277
101	0,118	2,405	0,281
140	0,134	2,425	0,283
201	0,154	2,436	0,288
475	0,208	2,461	0,305
975	0,259	2,523	0,316
2475	0,336	2,599	0,328

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

In base a quanto imposto nell'O.P.C.M. n° 3274/03, l'analisi delle condizioni sismiche deve tenere conto dei seguenti parametri:

0,25 = frazione dell'accelerazione di gravità nella zona sismica 2;

1,25 = parametro nella espressione dello spettro di risposta elastica per terreno di tipo B, C, E ;

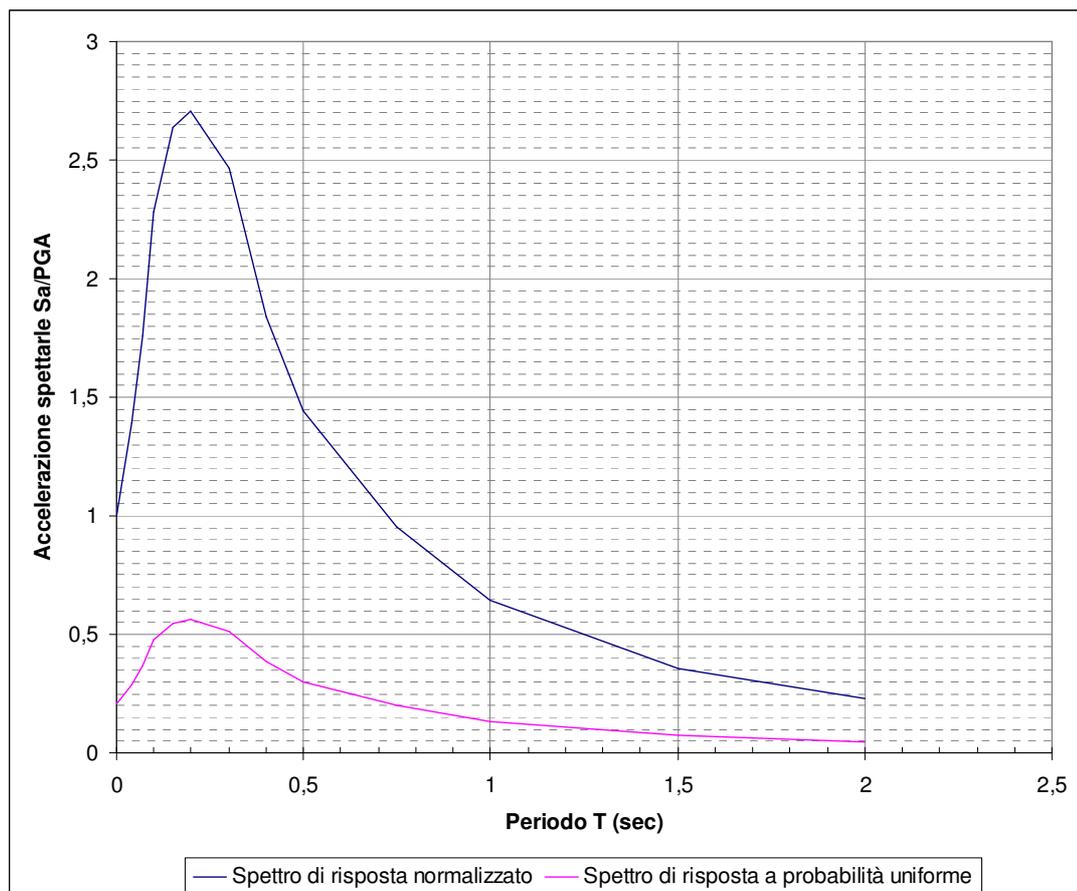
T 1 = categoria topografica per superfici pianeggianti.

A seguire si sono determinati i Fattori di amplificazione F. A. in funzione del valore di Vs30. I Fattori di Amplificazione sono riferiti al Suolo A come previsto dall'Eurocodice 8 parte prima.

Facendo riferimento all'allegato A2.1.1 – Appennino e Margine Appenninico Padano dell'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia – Romagna , per la pianificazione territoriale e urbanistica", risultano:

<i>F. A. P.G.A.</i>	Vs30	600
	F. A.	1.0
<i>F. A. INTENSITA' SPETTRALE - 0.1s < To < 0.5s</i>	Vs30	600
	F. A.	1.0
<i>F. A. INTENSITA' SPETTRALE - 0.5s < To < 1.0s</i>	Vs30	600
	F. A.	1.0

Facendo riferimento sempre all'Atto citato di seguito si allega lo spettro di risposta normalizzato, rappresentativo del moto sismico atteso per un tempo di ritorno di 475 anni (con smorzamento pari al 5%) in Emilia Romagna e lo spettro di risposta a probabilità uniforme che descrive il moto sismico atteso per il territorio comunale di Meldola.



5. VALUTAZIONI GEOTECNICHE.

5.1- Premessa

Lo scopo del presente capitolo è quello di fornire una prima valutazione dei parametri meccanici dei terreni per permettere al progettista la verifica della compatibilità delle strutture in progetto con questi, in base a quanto prescritto dalla normativa, con particolare riferimento a "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008 e Circolare 2 febbraio 2009 n. 617.

Data la caratteristica variabilità laterale dei terreni tipici dei depositi alluvionali, i parametri geotecnici forniti non possono essere assunti come validi per la progettazione esecutiva di ogni fabbricato; sarà compito del progettista, nella sede più opportuna, approfondire la conoscenza specifica dei terreni in rapporto alle caratteristiche ed alle esigenze della singola opera.

Considerando le possibili tipologie di edifici artigianali/industriali, che potranno essere realizzati nella lottizzazione, nel presente studio saranno ipotizzate fondazioni superficiali a plinti con le seguenti caratteristiche:

- profondità di posa = metri 1,50 dal piano di campagna attuale;
- dimensione del plinto = metri 2,50 x 2,50.

Per quanto riguarda le opere di urbanizzazione, viabilità e parcheggi, il progetto prevede la realizzazione di due viabilità di lottizzazione che si staccano dalla via La Gualchiera, estese con direzione sub - parallela all'attuale s.s. 310, ubicate rispettivamente a monte e a valle della progettata bretella di ingresso in Meldola. La lunghezza complessiva della viabilità, comprendente anche gli accessi laterali di collegamento ai vari lotti, risulta di circa 600 metri; ai lati della nuova viabilità saranno distribuiti gruppi di posti auto per la sosta, separati tra loro da aree verdi.

In base alle caratteristiche litologiche e meccaniche presenti si può affermare che i terreni di fondazione presentano sufficienti garanzie di portanza per opere viarie realizzate seguendo le usuali tipologie normalmente utilizzate in casi simili.

5.2 - Parametri meccanici utilizzati.

Tenendo conto che le fondazioni si intestano su terreni coerenti, sulla base dei risultati dell'indagine geognostica e della generale omogeneità delle caratteristiche dei terreni superficiali, sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici:

	CPT 1 (2009)	CPT 2 (2009)	CPT 3 (2004)
Coesione non drenata kg/cmq	0,9	1,0	0,9
Angolo di attrito interno	0°	0°	0°
Peso specifico gr/cmc	1,950	1,950	1,950

5.3 Metodologie di calcolo.

Il valore del carico di rottura viene calcolato mediante la classica formula di Hansen, per carichi applicati verticalmente, in cui la pressione ultima è:

$$p_{ult.} = c_u * N_c * s_c * d_c + \gamma * D * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma$$

dove:

- s_c, s_q, s_γ , vengono definiti come coefficienti di forma a cui vengono attribuiti valori diversi in relazione alla tipologia di fondazione;
- N_c, N_q, N_γ , sono coefficienti adimensionali variabili con l'angolo di attrito interno;
- d_c, d_q, d_γ , sono definiti come fattori di profondità;
- c_u : coesione non drenata ;
- γ : peso di volume del terreno;



- D : profondità di posa delle fondazioni ;
- B : larghezza della fondazione.

Ai fini di una più accurata verifica delle capacità portanti è stato valutato il carico di rottura anche mediante la classica estensione di Terzaghi alla teoria di Prandtl in cui:

$$p_{ult.} = v_c \cdot N_c \cdot c_u + v_t \cdot \gamma \cdot t \cdot N_q + v_b \cdot \gamma \cdot b/2 \cdot N_\gamma$$

dove:

- v_c , v_t , v_b , vengono definiti come coefficienti di forma a cui vengono attribuiti valori diversi in relazione alla tipologia di fondazione;
- N_c , N_q , N_γ , sono coefficienti adimensionali variabili con l'angolo di attrito interno;
- c_u : coesione non drenata;
- γ : peso di volume del terreno;
- t : profondità di posa delle fondazioni;
- $b/2$: larghezza della fondazione/2 .

" Il valore di pressione ultima definisce il limite oltre il quale non è possibile alcuna forma di equilibrio di un terreno. "

Il carico di esercizio viene definito applicando un coefficiente di sicurezza minimo almeno pari a 3 al carico di rottura , così come previsto dal D. M. 11 marzo 1988.

Infine si è giunti alla valutazione del carico ammissibile di un terreno anche attraverso la definizione del carico critico mediante l'applicazione della teoria di Fröhlich:

$$p_{crit.} = N_{qcrit.} (\gamma t + c \cot \emptyset) + \gamma t$$

dove:

- $N_{qcrit.}$: è un coefficiente adimensionale variabile con l'angolo di attrito interno;
- γ : peso di volume del terreno ;
- t : profondità della fondazione;
- c : coesione;
- \emptyset : angolo di attrito interno.

Nel caso, avendo posto $\emptyset = 0$, la formula precedente si riduce alla più semplice: $p_{crit.} = \pi c$

" Il carico critico è definito come il carico che può essere trasmesso da una fondazione ad un terreno senza che si producano deformazioni plastiche. "

Circa il criterio di applicabilità del limite definito da Fröhlich si deve rilevare che la pressione critica non deve essere intesa come valore massimo da applicare alla fondazione ma come un limite che è opportuno non superare in presenza di situazioni particolari.

Il carico critico è definito come il carico che può essere trasmesso da una fondazione ad un terreno senza che si producano deformazioni plastiche. La sicurezza, in condizioni di esercizio, può essere conseguita applicando una limitazione che può arrivare fino a 0,8 quando sussistono problemi di particolare cedibilità.

Le tensioni indotte nel sottosuolo sono state valutate secondo l'interpretazione dei grafici σ_z/p proposti da Steinbrenner (1934) per superfici rettangolari.

Il valore di p risultante deve essere inteso come **valore medio della pressione** sulla verticale del punto caratteristico C di coordinate $0,577a/2$ e $0,577b/2$ riferite al centro del rettangolo come proposto da Voitus von Hamme.

Il cedimento assoluto viene determinato con l'espressione proposta dal metodo di Terzaghi o della compressibilità edometrica: $H_{tot} = \theta_i / E_i \cdot S_i$ dove:

- S_i = spessore dello strato i-esimo dello spessore di 0,20 m;
- E_i = modulo edometrico dello strato i-esimo;
- θ_i = incremento di pressione calcolato in corrispondenza del punto medio dello strato i-esimo ottenute schematizzando il terreno come semispazio elastico omogeneo e isotropo.

Terzaghi e Peck suggeriscono come limite tollerabile per i cedimenti assoluti un valore di circa 2,5 cm. se si fa riferimento a terreni prevalentemente incoerenti mentre per terreni coesivi il valore tende a salire fino a circa 4,0 cm. .



Il valore di maggior cedimento nei terreni a carattere coesivo trova la spiegazione nel fatto che in questi il cedimento è funzione della consolidazione che si estende su tempi solitamente lunghi consentendo alla struttura un migliore adattamento.

L'evoluzione del cedimento nel tempo è regolata dalla equazione della consolidazione monodimensionale sviluppata dal Terzaghi ipotizzando che la relazione di Darcy ($v = k \cdot i$) e la relazione di continuità, governino la diminuzione della pressione dell'acqua nei pori.

La formula si esprime come: $t = (T_v \cdot H^2) / C_v$ dove:

- T_v = fattore di tempo;
- H = percorso di filtrazione/2;
- C_v = coeff. di consolidazione volumetrico;
- t = tempo necessario per raggiungere la consolidazione.

Dato che l'esattezza di tale valutazione è spesso inficiata dalla non certa individuazione dei percorsi di drenaggio in situ e dalla variabilità del valore di C_v per ogni i-esimo strato, i grafici devono essere intesi come individuazione dei limiti minimi e massimi entro cui si pone il percorso della consolidazione.

5.4 - Risultati delle verifiche

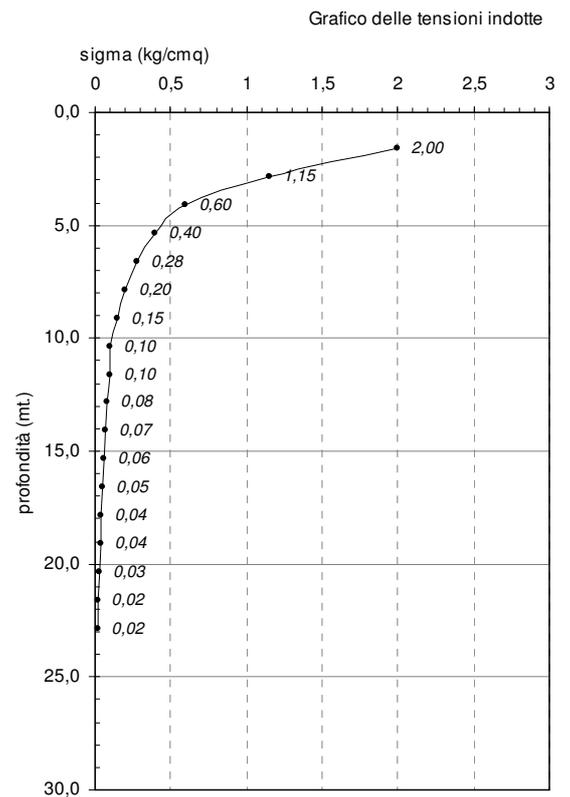
		CPT 1 (2009)	CPT 2 (2009)	CPT 3 (2004)
<i>Caratteristiche della fondazione: - PLINTI-</i>	profondità di posa mt.	1,50		
	dimensione della fondazione mt.	2,50 x 2,50		
<i>Parametri meccanici del terreno:</i>	coesione C_u kg/cmq	0,90	1,00	1,10
	angolo di attrito interno	0°	0°	0°
	peso specifico gr/cm ³	1,95	1,95	0,95
<i>Coefficienti di Terzaghi:</i>	v_c, v_t, v_b	1,3 - 1,2 - 0,6		
	N_c, N_q, N_γ	5,7 - 1 - 0		
<i>Coefficienti di Hansen:</i>	s_c, s_q, s_γ	1,19 - 1 - 0,6		
	N_c, N_q, N_γ	5,14 - 1 - 0		
	d_c, d_q, d_γ	1 - 1 - 1		
<i>Pressione ultima: kg/cm²</i>	pressione ultima secondo Terzaghi	7,04	7,78	8,53
	pressione ultima secondo Hansen	5,84	6,45	7,07
	pressione critica	2,8	3,1	3,1
<i>Pressione ammissibile: kg/cm²</i>	Pressione ammissibile (Terzaghi)	2,2	2,6	2,8
	Pressione ammissibile (Hansen)	1,9	2,0	2,2
	Carico di esercizio (Frohlich)	2,3	2,5	2,8
<i>Fattore di sicurezza</i>		3		

A conclusione della verifica è doveroso sottolineare che pur nella omogeneità complessiva dei risultati ottenuti si notano variazioni locali dei valori dovuti alla variabilità laterale dei caratteri dei depositi alluvionali; questo conferma la necessità di svolgere indagini puntuali relative ai vari edifici quando si giungerà alla fase finale della progettazione esecutiva.

E', comunque, evidente che i valori consigliati rappresentano il massimo della pressione ammissibile sul terreno per conservare il fattore di sicurezza 3.

Per quanto riguarda le opere di urbanizzazione, come parcheggi e viabilità, possono valere le stesse conclusioni relative alle fondazioni superficiali con la sola differenza della profondità di posa che sarà limitata a circa 0,80 metri dal piano di campagna.

Data la situazione stratigrafica e i valori di resistenza dei terreni, risulta che le tensioni indotte nel sottosuolo, da generiche fondazioni su plinti, impostate alle profondità di 1,50 metri dal piano di campagna attuale, con una pressione ammissibile pari a 2,0 kg/cm², subiscono una riduzione del 50% a circa 4,0 dal piano campagna, mentre si riducono a meno del 10% intorno a 8,0 m.. Il grafico rappresenta il tracciato delle tensioni indotte nel sottosuolo, in relazione alle fondazioni ipotizzate; è evidente la tendenza a disperdere le tensioni entro i primi metri sotto la fondazione.



Per la tipologia di fondazione proposta e sulla base dei parametri geotecnici imposti lo sviluppo del calcolo, correlato alla pressione ammissibile di 2,00 kg/cm², fornisce i valori di cedimento illustrati in tabella:

<i>Caratteristiche delle fondazioni:</i>			
profondità di posa da p.c. attuale metri	1,50		
dimensione della fondazione metri	2,50 X 2,50		
	CPT 1 (2009)	CPT 2 (2009)	CPT 3 (2004)
<i>Risultati ottenuti:</i>			
cedimento teorico cm.	1,60	1,20	1,40

In conclusione si può affermare che l'area oggetto di studio presenta caratteristiche meccaniche ampiamente sufficienti per la realizzazione delle opere che presumibilmente faranno parte del Piano urbanistico (manufatti prefabbricati di tipo industriale/artigianale); in generale e come dato preliminare, si può ritenere accettabile una pressione ammissibile sul terreno pari a 2,00 kg/cm² a cui corrisponde un cedimento medio di circa 1,4 cm.

In base alle risultanze delle indagini eseguite e della conoscenza specifica del luogo, le caratteristiche meccaniche dei terreni possono essere considerate omogenee su tutta l'area di Piano.

5.5 - Modulo di Winkler.

Il coefficiente di sottofondo statico o modulo di reazione del terreno viene definito secondo Winkler come: $k = p/w$ dove: p = pressione e w = corrispondente deformazione.

Sulla base delle molte valutazioni sperimentali presentate da vari Autori e ricavate da prove con piastra standard, per i terreni esaminati, si può assumere un valore del coefficiente di sottofondo come di seguito indicato:

- terreno coerente normalconsolidato, valore compreso tra 1 e 5 kg/cm²;
- terreno coerente SC, valore compreso tra 15 e 25 kg/cm²;

- sabbia mediamente compatta valore compreso tra 3 e 7,5 kg/cm²;
- sabbia compatta, valore compreso tra 7,5 e 15 kg/cm²;
- sabbia e ghiaia compatta valore compreso tra 10 e 30 kg/cm².

Nel caso in questione, viste le caratteristiche dei terreni, può essere considerato, indicativamente, un valore intorno a 2-3 kg/cm².

E' importante ricorda che, salvo casi in cui il valore di k sia determinato sperimentalmente per un dato terreno, i valori teorici di k non possono essere assunti come caratteristici del terreno di fondazione se non come pura indicazione ideale.

5.6 – Liquefazione dei terreni

La vigente normativa classifica il territorio comunale di Meldola come area sismica in zona 2 equivalente alla precedente **II^a categoria** (grado di sismicità S = 9); risulta, quindi, necessario applicare le opportune verifiche per accertare se il sito è potenzialmente soggetto al fenomeno della liquefazione

Con riferimento alla Normativa sismica le verifiche per accertare se un sito è potenzialmente soggetto al fenomeno della liquefazione, vengono effettuate con accelerazioni al suolo di 0,25 g. (240 gal); gli aspetti più importanti che possono essere ricordati per l'identificazione di un sito potenzialmente liquefacibile sono stati riportati da più Autori e sono sinteticamente:

- 1) I terremoti che inducono il fenomeno della liquefazione nelle aree di pianura sono, in genere, caratterizzati da magnitudo > 6, da durate prolungate > 15 secondi, da accelerazioni massime sul sito $a_{max} > 0,10$ g;
- 2) i terreni che manifestano la tendenza alla liquefazione sono costituiti per la gran parte da materiali granulari fini, saturi e non consolidati, con granulometria uniforme ($U_c < 5$) e con densità medio – bassa e ricadono per la massima parte nei depositi di delta, fluviali e marini recenti, riporti, sedimenti secondari, paludi o meandri abbandonati;
- 3) la liquefazione difficilmente interessa strati di profondità superiore a 15 metri;
- 4) la presenza di percentuali di argilla o di ghiaia, ovvero, un certo grado di cementazione fra granuli riducono in maniera sostanziale la suscettibilità alla liquefazione;
- 5) strati superficiali certamente non liquefacibili, con spessori superiori a 3 metri, contrastano la liquefazione di strati sottostanti;
- 6) strati impermeabili che limitano uno strato potenzialmente liquefacibile concorrono a rendere maggiormente difficoltoso che questo sotto un evento sismico possa fluidificarsi.

Gli elementi raccolti, nel corso della indagine, possono senz'altro escludere che in caso di evento sismico, si possa verificare il fenomeno della liquefazione; infatti:

- ❖ Non sono stati rilevati, superficialmente, importanti livelli sabbiosi sciolti interessati dal livello della falda. Infatti dall'analisi delle prove geognostiche si evince che alcuni sottili livelli non coesivi sono individuabili tra i 2,00 e 5,00 metri di profondità dal piano di campagna ma secondo l'interpretazione la litologia è ascrivibile a limi sabbiosi o sabbie limose con argilla. I livelli sabbiosi in senso stretto sono limitati a spessori centimetrici e sempre interclusi tra altri livelli coesivi .
- ❖ I terreni tipici della zona presentano, come è stato evidenziato, granulometrie in genere molto ben assortite, buon addensamento della frazione incoerente e apprezzabili valori di coesione non drenata della frazione coesiva; si ricorda, a questo proposito, che più Autori confermano che il fenomeno della liquefazione non si verifica per terreni sciolti con un contenuto in argilla almeno pari al 20% (nella documentazione "Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica" prodotto da CNR nel 1984 si fa riferimento allo stesso dato).
- ❖ Sono presenti fino alla profondità indagata importanti livelli coesivi impermeabili che racchiudono sempre i sottili strati più permeabili; nel metodo semplificato di Sherif e Ishibashi, 1978, gli Autori giungono alla conclusione che si possono escludere pericoli di liquefazione quando i primi 5 metri di terreno sono sicuramente non liquefacibili. Nel caso specifico lo spessore dello strato superficiale coesivo risulta superiore a 6 metri e a parere dello scrivente, viste tutte le caratteristiche litologiche e meccaniche, può essere ritenuto

ampiamente sufficiente per contrastare l'eventuale liquefazione del sottile livello incoerente sottostante.

❖ Allo stesso modo Ishihara e Perlea (1984) mettono in relazione lo spessore dello strato non liquefacibile e quello sottostante liquefacibile. Essi giungono alla conclusione che per accelerazioni di 200 gal uno strato superficiale, non liquefacibile, di spessore pari a 3 metri impedisce di fatto la liquefazione di un sottostante deposito di spessore < a 3 metri. Per accelerazioni al suolo di 300 gal gli spessori diventano rispettivamente di 5 metri per lo strato superiore e di 4 metri per quello inferiore. Questa conclusione conferma pienamente quanto riportato precedentemente.

❖ Il Consiglio Nazionale delle Ricerche (1983) ha suggerito alcuni criteri per la classificazione dei fenomeni di liquefazione e per la valutazione della suscettibilità dei depositi che sono stati raccolti nella tabella:

Tabella 4. Suscettibilità alla liquefazione in base all'età dei depositi (CNR, 1983)

Suscettibilità alla liquefazione	Tipo di deposito	Età di deposizione	Prof. della falda
Elevata	Fluviale Deltizio	Olocene (susce. max per i depositi più recenti)	Entro 5 m dalla superficie
Da intermedia a elevata	Colluviale Sabbie eoliche sature	Pleistocene	Suscettibilità decrescente al crescere della profondità della falda
Da bassa a intermedia	Conoidi alluvionali piani e terrazzi alluvionali, di spiaggia, di estuario		
Nulla	Morenico, lateritico	Pre-pleistocene	

Dalla tabella si può concludere che i terreni appartenenti a conoidi alluvionali, piani e terrazzi alluvionali databili al Pleistocene, come nel caso in questione, sono classificati come a suscettibilità bassa o intermedia.

Va citato, infine, quanto consigliato da Seed e Idriss (1967) che con il loro noto metodo, più volte rivisto dallo stesso Seed con altri Autori, hanno suggerito una formula attraverso la quale può essere effettuata la verifica alla liquefazione. Il fattore di resistenza alla liquefazione può essere espresso dalla relazione $F = (\tau/\sigma_v)_{lim} / (\tau_{av}/\sigma_v)$ dove:

$(\tau/\sigma_v)_{lim}$ = resistenza alla liquefazione;

$(\tau_{av}/\sigma_v) = \tau_{max} = 0,65 * (a_{max}/g) * r_d * \gamma * z$ (rapporto di sforzo ciclico che provoca liquefazione) con:

- o a_{max} : accelerazione massima in superficie = 0,25 g;
- o g : accelerazione di gravità;
- o r_d : coefficiente riduttivo che secondo Seed e Idriss vale tra 0,98 e 1,0 fino a 10 metri di profondità;
- o γ : peso di volume del terreno;
- o z : profondità dello strato da verificare.

Nello sviluppo della formula di cui sopra dovrà risultare un valore $F > 1,3$ per definire un terreno non liquefacibile; i risultati numerici dell'elaborazione sono visibili nella relativa colonna dei grafici penetrometrici statici .

Sulla base di quanto fin qui relazionato e dei criteri di valutazione adottati si può escludere che i terreni di fondazione siano ascrivibili alla fascia dei terreni a rischio di liquefazione in caso di evento sismico, con un'accelerazione al suolo pari a 0,25 g.

5.7 – Altezza critica degli scavi

In considerazione della brevità dei tempi di esecuzione degli scavi e dei successivi reinterri, la verifica della stabilità viene condotta in condizioni non drenate; si trascura quindi il tempo ed il fenomeno del lento rigonfiamento delle pareti dello scavo che nell'ipotesi di tempi molto lunghi sono causa di franamenti.

Secondo la teoria di Rankine o degli stati limite in condizioni non drenate, ponendosi in termine di tensioni totali, per una scarpata a pareti verticali risulta l'altezza critica: $h_{crit} = 2 c_u / \gamma$



La coesione non drenata dei terreni superficiali di copertura risulta mediamente di circa 7,0 t/mq ; dalla relazione di cui più sopra si avrebbe : $h_{crit} \approx 7 \text{ m}$.

Tra gli Autori che, in vario modo, si sono occupati del problema dell'altezza critica degli **scavi verticali**, Tomlinson, sulla base di più esperienze, suggerisce che a terreni mediamente coesivi, con una c_u tra 2 e 4 t/mq, corrisponde generalmente una H_{crit} tra 1,5 e 3 m., ad una c_u tra 4 e 8 t/mq corrisponde generalmente una H_{crit} tra 3 e 5 m., per una coesione molto elevata ≈ 10 t/mq l'altezza critica sale approssimativamente a 8 metri; tale affermazione è sostanzialmente proporzionata anche per il caso in questione

Peraltro si deve tenere conto che l'altezza critica dipende dalla coesione non drenata c_u , parametro quest'ultimo molto influenzabile da varie grandezze come: disturbi, fessurazioni, infiltrazioni, contenuto in acqua, ecc.

La scelta del coefficiente di sicurezza η , al fine di ricavare l'altezza ammissibile del fronte di scavo, va effettuata di volta in volta tenendo conto, nel corso dei lavori, di tutti i fattori interessati; risulta infatti: $H_{amm} = H_{crit}/\eta$

Nello specifico caso, oggetto della presente relazione, presi in esame tutti i parametri a disposizione, le caratteristiche meccaniche dei terreni e la situazione generale dell'area, si può ritenere accettabile un coefficiente di sicurezza pari a 3 per cui risulterebbe un'altezza ammissibile: $H_{amm} = 2,4 \text{ m}$.

Il dato suggerito è comunque da ritenere **teorico** per uno scavo verticale non armato; si rimanda al responsabile della sicurezza sul cantiere la verifica dell'applicabilità di tale dato, teorico, sulla base delle osservazioni degli scavi e delle reali condizioni in cui si sviluppano i lavori ed eventualmente dell'uso di appropriati mezzi di sostegno

Particolare attenzione deve essere posta alla eventuale comparsa di fessurazioni, fratture o rigonfiamenti sulle pareti esposte, dopo lo scavo; questi sintomi indicano la decompressione dei terreni e l'abbattimento dei parametri meccanici; in questo caso il valore della C_u deve essere ritenuto molto più basso di quanto indicato e l'altezza critica deve essere assunta rigorosamente pari alla metà di quanto suggerito.

Uguale prudenza deve essere posta nel caso di scavi in presenza di acqua; nel caso è senz'altro indispensabile operare con la massima prudenza e adottare tutte le opportune precauzioni per assicurare la stabilità degli scavi e la sicurezza degli operatori.

5.8 - Spinta delle terre

Il calcolo viene sviluppato secondo quanto consigliato da Rankine, che definisce la spinta attiva esercitata ad 1/3 dell'altezza dello sbanco, calcolato dalla base, secondo la nota legge:

$$P_a = (\gamma \times H_1^2 / 2 \times K_a) + (\gamma_a \times H_2^2 / 2) + (q \times K_a)$$

dove:

<i>PARAMETRI</i>	
γ = Densità naturale:	1,950 t/mc
γ_a = peso del terreno in acqua:	0,950 t/mc
\emptyset = angolo di attrito interno:	20°
H_1 = altezza dello sbanco sopra il livello dell'acqua:	1,50 mt.
H_2 = altezza dello sbanco sotto il livello dell'acqua:	0 mt.
q = sovraccarico:	0 t/mq
K_a = coefficiente di spinta attiva = $\tan^2(45 - \emptyset / 2)$:	0,49
Spinta attiva P_a =	1,1 t/m.l.

Nella valutazione si è tenuto conto di un angolo di attrito interno delle terre di 20°, nel tratto tra il piano di campagna e la quota di imposta della fondazione, valore che appare coerente con quanto detto al precedente punto 4.5.



6. CONCLUSIONI.

Come già detto in premessa la presente indagine ha lo scopo di caratterizzare i terreni dal punto di vista geologico, geomorfologico e idrogeologico, di definire la fattibilità geologica dell'intervento e di individuare i principali parametri meccanici dei terreni, tenendo conto dei contenuti del D. M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e della successiva Circolare n. 617 del 2.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008".

Le valutazioni geotecniche proposte, sono state eseguite assumendo i dati medi, prudenziali, rilevati nel corso della indagine di campagna; prima di rendere esecutiva la progettazione degli edifici dovranno essere condotte specifiche indagini, relative ad ogni edificio, che accertino gli effettivi valori di tutti i parametri e che li mettano in relazione con la tipologia delle fondazioni prescelte e con ogni altra caratteristica costruttiva.

I risultati delle indagini svolte nell'area in oggetto e riferiti nei precedenti capitoli hanno messo in luce l'idoneità geologica del sito ad ospitare l'intervento previsto; si esprime pertanto parere positivo alla fattibilità geologica dell'opera.

In sede di progettazione si consiglia di tenere conto delle seguenti prescrizioni :

- Nel corso dei lavori di costruzione ed anche ad edifici terminati, dovranno essere adottate tutte le precauzioni possibili alfine di evitare che possano causarsi delle infiltrazioni di acqua nel sottosuolo; date le caratteristiche dei terreni presenti, eventuali infiltrazioni possono causare un cambiamento dei parametri meccanici con rapido ed evidente decadimento delle capacità portanti.
- Durante le operazioni di escavazione, si dovrà avere cura di depositare il terreno scavato alla massima distanza possibile dal ciglio dello scavo; un eventuale appesantimento localizzato in vicinanza dello scavo avrebbe come risultato una proporzionale riduzione dell'altezza ammissibile.
- Sarà, inoltre, della massima importanza ridurre al massimo i tempi di lavorazione con i fronti di scavo esposti agli eventi meteorologici.

Si vuole ribadire , che le verifiche delle capacità portanti delle fondazione sono state condotte considerando il piano di campagna così come si presenta allo stato attuale; pertanto la profondità di posa e la capacità portante deve essere intesa con riferimento a questa situazione.

Data: dicembre 2015

IL TECNICO

Dott. Geol. Piero Feralli



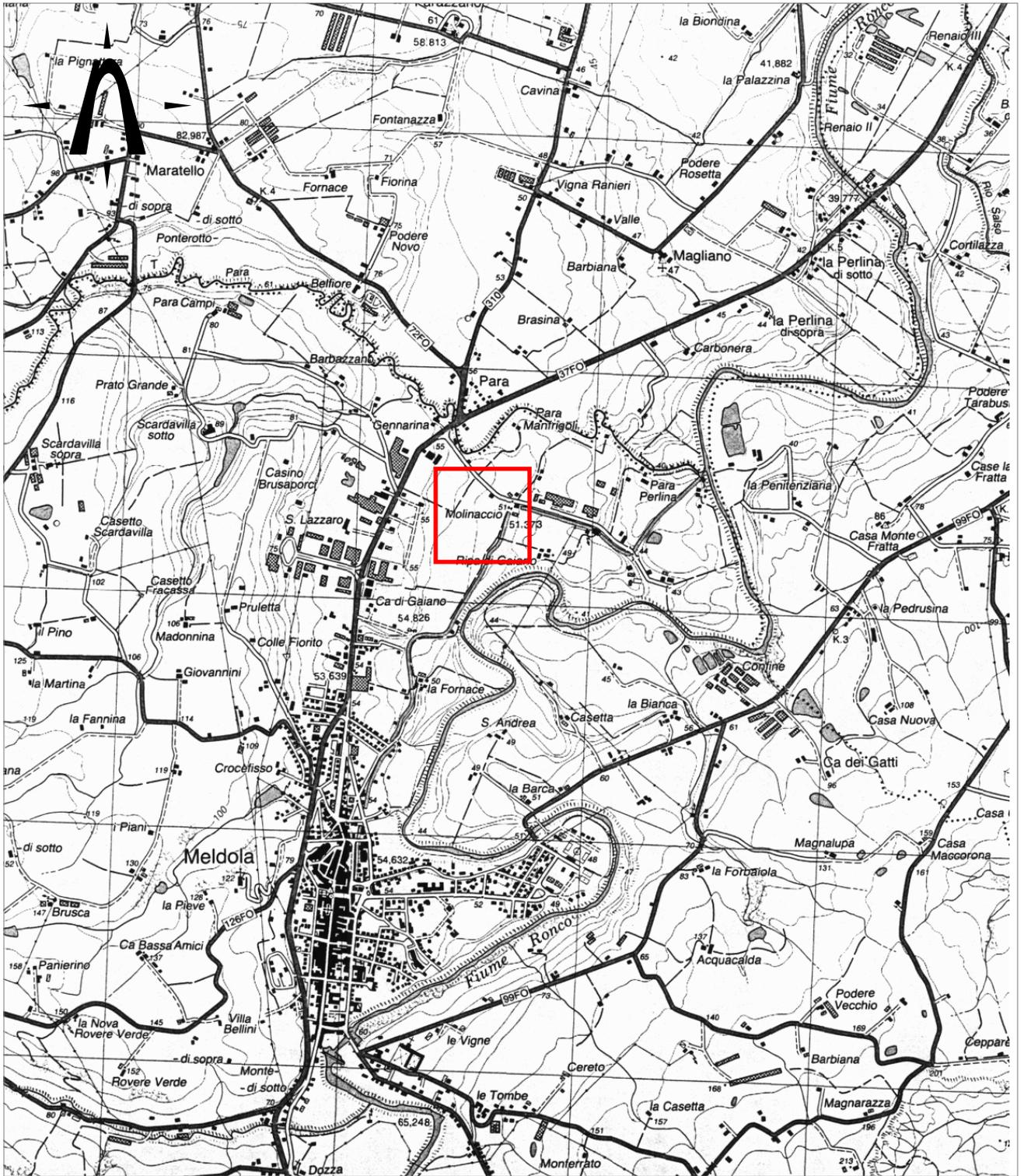
A handwritten signature in black ink, appearing to read "P. Feralli", written over the bottom right portion of the professional stamp.

ELABORATI GRAFICI E TECNICI

► ELABORATO 1 - ALLEGATI CARTOGRAFICI:

- a) stralcio dalla Carta Topografica Regionale, in scala 1:25.000 (TAV. 1);
- b) stralcio dalla Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000 (TAV. 2);
- c) stralcio dalla Mappa del Comune di Meldola in scala 1:2.000 (TAV. 3);
- d) carta geologica di inquadramento in scala 1:5.000 (TAV. 4);
- e) planimetria con ubicazione delle prove geognostiche (TAV. 5).





Allegati Cartografici

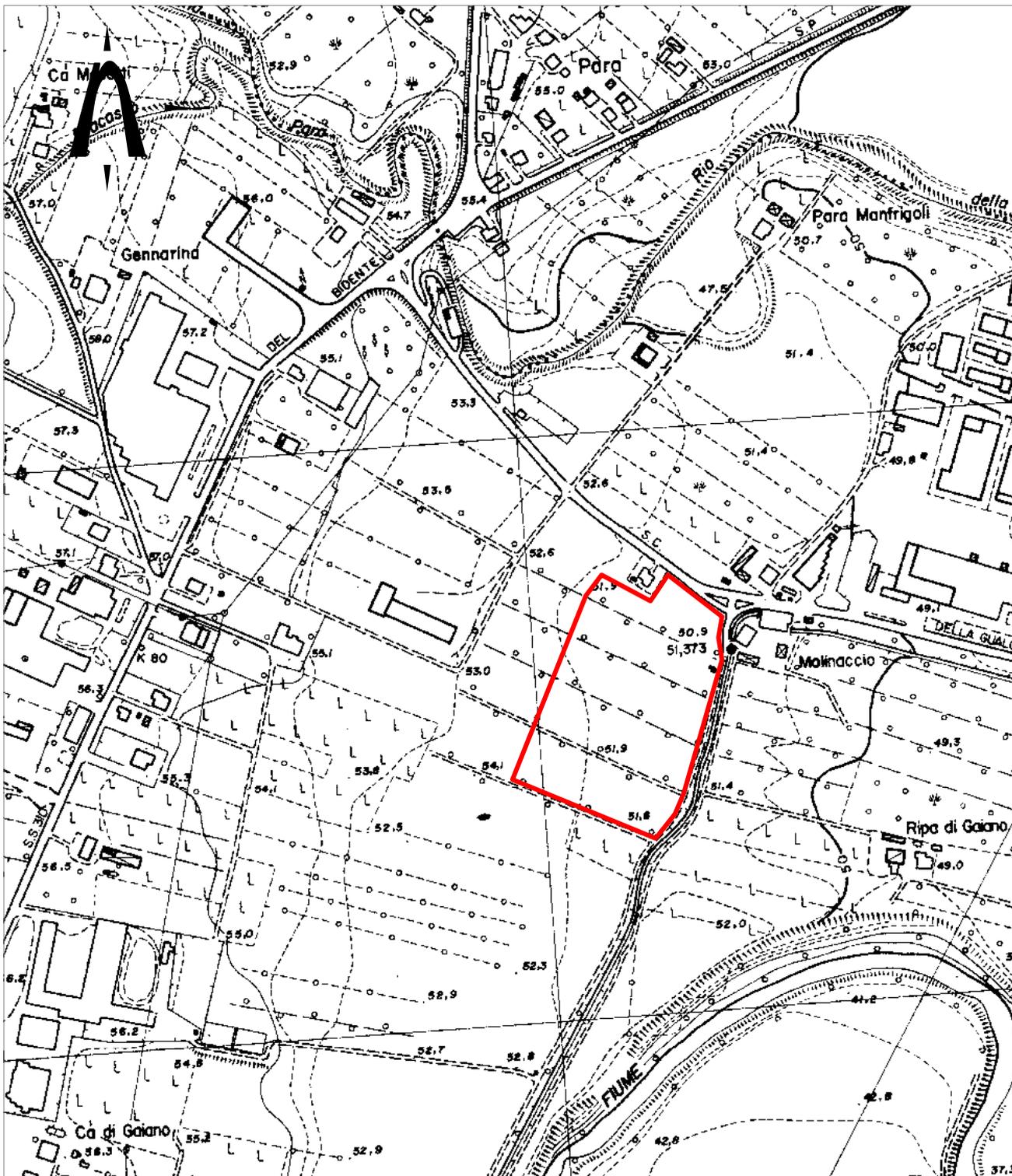
TAVOLA N° 1

Planimetria Generale

dalla Carta Topografica Regionale scala 1:25.000 - Tav. 255 N.O. "FORLIMPOPOLI"

Legenda: Area oggetto di indagine





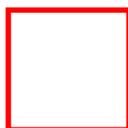
Allegati Cartografici

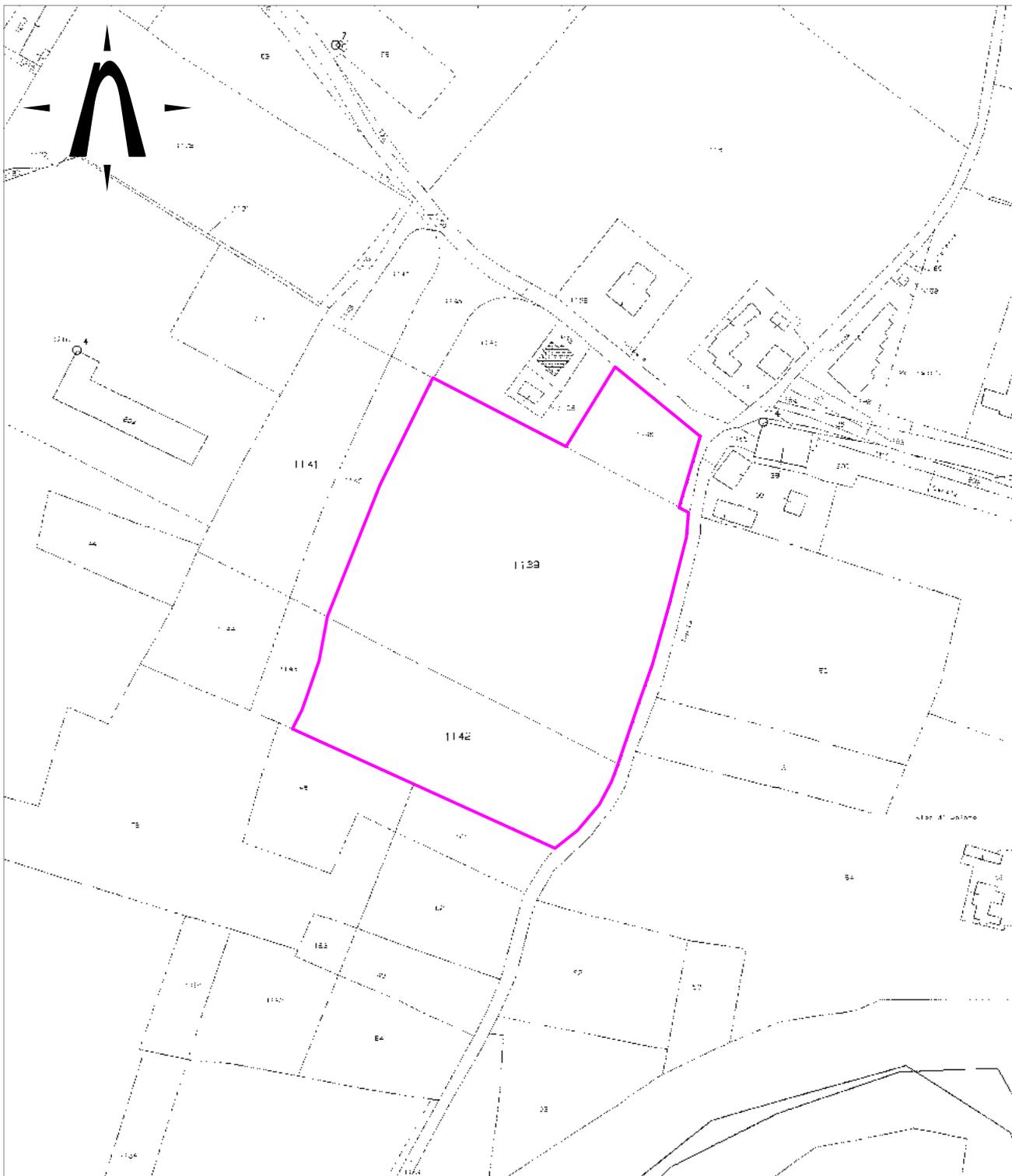
TAVOLA N° 2

Planimetria

dalla Carta Topografica Regionale scala 1:5.000 - Tav. 255051 "MELDOLA NORD"

Legenda: Area oggetto di indagine





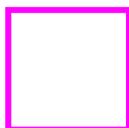
Allegati Cartografici

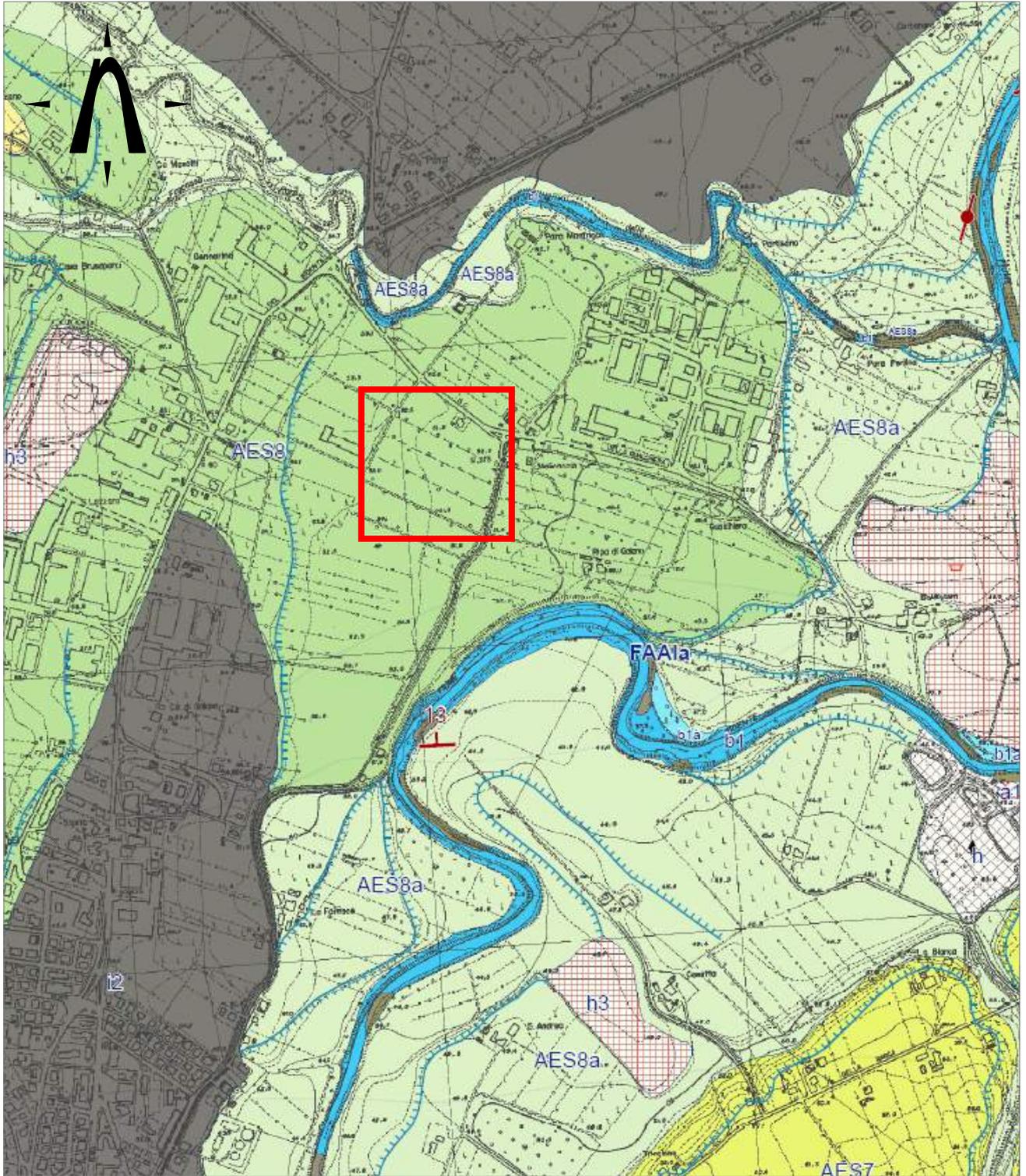
TAVOLA N° 3

Planimetria Catastale

Dal Foglio 4 del Comune di Meldola scala 1:2.000

Legenda: Area oggetto di indagine





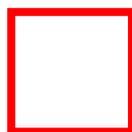
Allegati Cartografici

TAVOLA N° 4

Inquadramento geologico

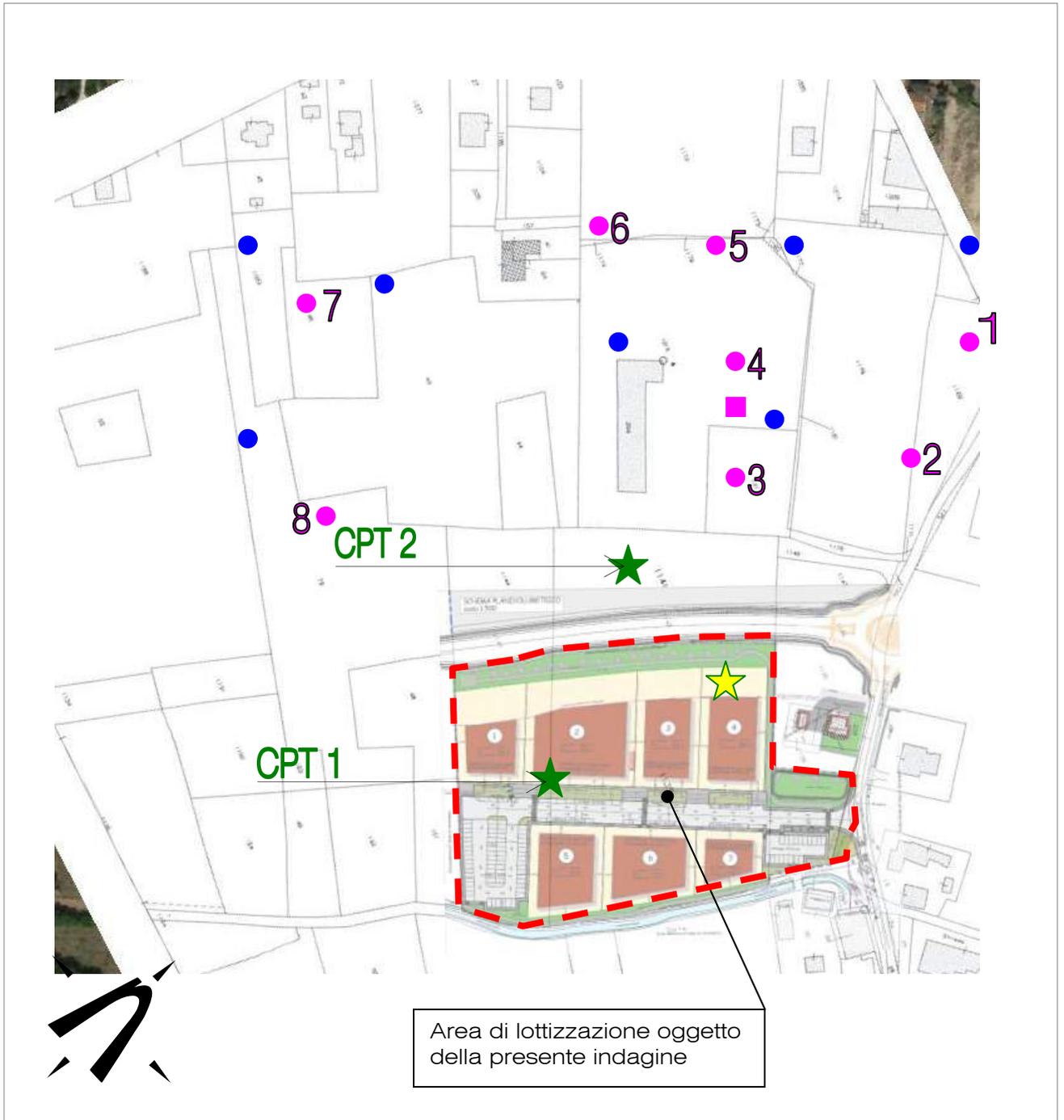
Dalla carta geologica della R.E.R. sezione 255050 "Meldola" scala 1:10.000

Legenda: Area oggetto di indagine



la legenda delle formazioni è
riportata nella relazione - capitolo 3





Allegati Cartografici

TAVOLA N° 5

Ubicazione delle prove geognostiche

- Legenda:
- Prove penetrometriche di PRG (1996) ●
 - Prove penetrometriche Piano Part. (2004) ●
 - Sondaggio a carotaggio ■
 - Prove penetrometriche Indagine (2009) ★
 - Prova geofisica ★



ELABORATI GRAFICI E TECNICI

► ELABORATO 2 - INDAGINI GEOGNOSTICHE:

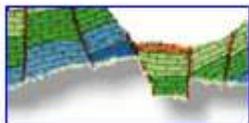
Prove penetrometriche :

CPT 1 in data novembre 2009 – prof. da p.c. metri 4,20

CPT 2 in data novembre 2009 – prof. da p.c. metri 3,60

Relazione geofisica





INTERGEO s.r.l. - **Servizi Geologici**

Via Rancaglia, 37 47899 Serravalle - RSM

Codice Operatore Economico - SM21197

Tel. 320 2447949 - 333 2208376

www.intergeosm.com - mail: info@intergeosm.com

Località:

Meldola (FC) – via Gualchiera

Oggetto:

Indagine sismica passiva a stazione

Data:

Novembre 2009

Premessa

Il giorno 24/11/2009 a Meldola (FC) in via Gualchiera è stata eseguita un'indagine sismica passiva a stazione singola al fine di stimare il profilo della velocità delle onde di taglio (V_s) per fornire la categoria di suolo di fondazione secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (2008), ex DM 14/09/2005;

A tal fine è stata effettuata, sul terreno indagato, un' acquisizione di microtremori ambientali della durata di 20'.

Strumentazione utilizzata e modalità esecutive

Le misure di microtremore ambientale sono state effettuate per mezzo di un registratore sismico mostrato in figura 1.



Fig. 1

La registrazione avviene senza l'utilizzo di alcun strumento di energizzazione del terreno.

Lo strumento di registrazione è stato installato, previa pulizia del terreno da erba e radici, in posizione orizzontale (tramite bolla sferica).

La strumentazione di acquisizione ha le seguenti specifiche:

Sensori triassiali (N-S, E-W, verticali 4.5 Hz);

Amplificatori;

Digitalizzatore;

Convertitore A/D a 24 bit;

Durata registrazioni: 20 minuti;

Posizionamento GPS;

Procedure di analisi dati per stazioni singole H/V

Dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero, è stata ricavata la curva H/V.

La curva H/V è stata invertita creando un modello sintetico più vicino alla curva sperimentale.

La velocità media delle onde di taglio nei primi 30m di terreno viene calcolata ai sensi di legge (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, ex DM 14/09/2005) con la seguente formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

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

Allegati: 1 e 2

Località: Meldola (FC) - via Gualchiera

Start recording: 24/11/09 11:10:12

End recording: 24/11/09 11:30:12

Channel Labels: North South; East West; Up Down

GPS location: data not available

Max. H/V at $20 \pm 0,90$ Hz. (in the range 3,0 - 37 Hz.)

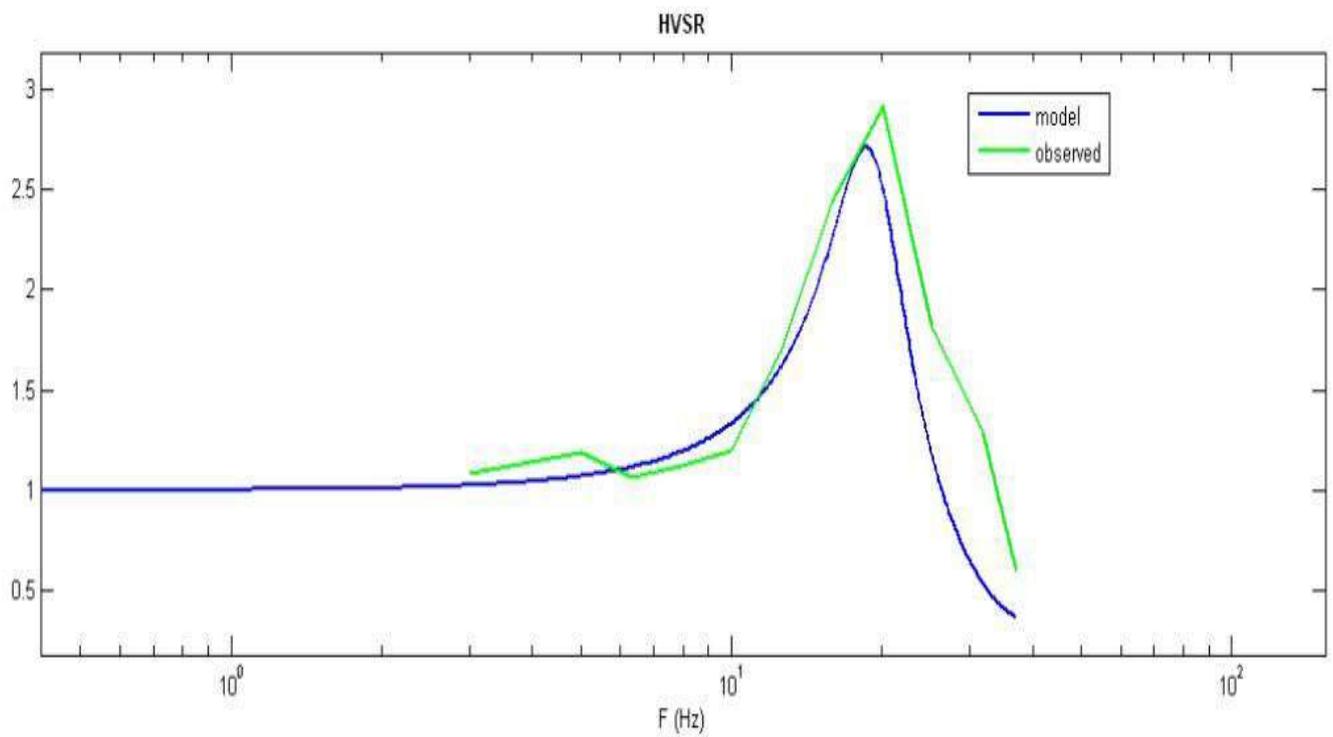
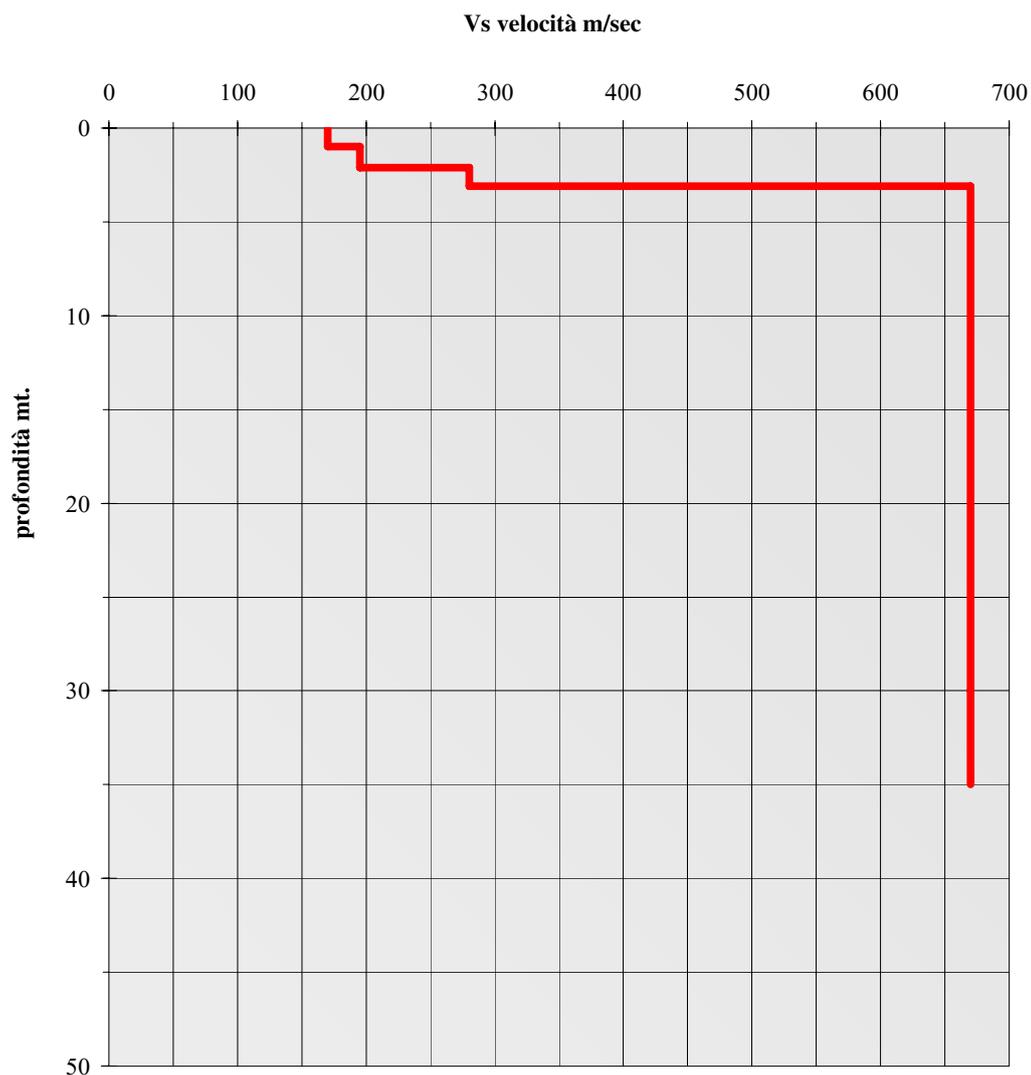


Tabella di calcolo			
da prof.mt.	a prof. mt.	Vs m/sec	Hi/Vi
0,00	1,00	170	0,005882353
1,00	2,10	195	0,005641026
2,10	3,10	280	0,003571429
3,10	35,00	670	0,04761194



Dall'analisi dell'indagine si può affermare che il sito è caratterizzato da una velocità delle onde di taglio (Vs30) di **589 m/sec**, calcolata dalla profondità di - 1,00mt. a 31,00 mt, corrispondente ad un terreno di tipo **B**.

Codice interno:
69/09

Data emissione:
aprile 2016



VENTURINI E ASSOCIATI – studio di geologia

dott. geol. Pierluigi Venturini - dott. geol. Piero Feralli

Via Moro Petruccio n° 3 - 47121 FORLÌ

tel. 0543 . 20127 – 0543 . 30793 – fax. 0543-091027 email: venturinieassociati@virgilio.it

P. IVA 03373640402

Provincia di Forlì - Cesena
COMUNE DI MELDOLA

Progetto:

*PIANO URBANISTICO ATTUATIVO (P. U. A.)
RIGUARDANTE UN'AREA PRODUTTIVA DI
ESPANSIONE SITA NEL COMUNE DI
MELDOLA, VIA GUALCHIERA – LOTTO "A".*

**INDAGINE GEOGNOSTICA E
RELAZIONE GEOLOGICA CON
INDICAZIONI GEOTECNICHE.**

- INTEGRAZIONE -

Committente:

CONSORZIO "LA GUALCHIERA"
V.le Roma n. 172 – Meldola (FC)
c.f. 03678070404

Il tecnico

dott. geol. Piero Feralli

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO (P. U. A.) RIGUARDANTE UN'AREA
PRODUTTIVA DI ESPANSIONE SITA NEL COMUNE DI MELDOLA, VIA
GUALCHIERA – LOTTO "A".**

**INDAGINE GEOGNOSTICA E RELAZIONE GEOLOGICA
CON INDICAZIONI GEOTECNICHE.**

- INTEGRAZIONE -

Per rispondere alla richiesta d'integrazione della Provincia di Forlì Cesena con oggetto "Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa privata riguardante un'area produttiva di espansione sita nel Comune di Meldola, via Gualchiera – Area A – Proprietà: Consorzio "la Gualchiera", si relaziona quanto segue:

→ Indagine geofisica

Sul sito in oggetto è stata eseguita un'indagine geofisica consistente nell'acquisizione dei microtremori ambientali per una durata di 20 minuti; in funzione dei dati dell'indagine è stata ottenuta la velocità media di propagazione entro 30 metri di profondità delle onde di taglio V_{s30} ; tale velocità viene calcolata con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}} \quad \text{dove } \begin{array}{l} V_{s30} \text{ e' la vel. sismica, ponderata su m 30, delle onde trasversali;} \\ h_i \text{ e' lo spessore dell'orizzonte iesimo nei m 30 di riferimento;} \\ V_i \text{ e' la velocita' delle onde S dell'orizzonte iesimo di spessore h.} \end{array}$$

Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{s30} come riportato nella seguente tabella:

Grado	Classe	Velocità sismica (m/s)
Molto buono	A	$V_{s30} > 800$
Buono	B	$360 < V_{s30} < 800$
Discreto	C	$180 < V_{s30} < 360$
Sufficiente	D	$V_{s30} < 180$
Insufficiente	E	Strati sup. all. (5 – 20 m) tipo C e D soprastanti substrato tipo A
Molto scadente	S1	$V_{s30} < 100$
Pessimo	S2	$V_{s30} < 50$

→ Risposta sismica locale

Il sito, esaminato nel corso della citata indagine, non rientra in nessuna delle aree evidenziate al punto 4.2 dell'allegato A dell'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".

Ovvero, non rientra nelle seguenti tipologie di aree:

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

L'indagine geofisica ha evidenziato un valore di $V_s 30$ pari a **589 m/sec**, come più approfonditamente descritto nella relazione specifica dell'allegato 2.

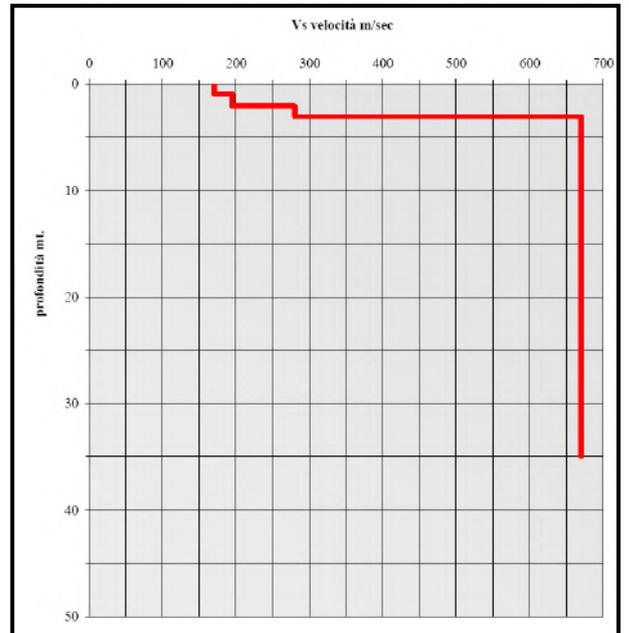
Secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.11 delle N.T.C. 2008, la velocità determinata permette di classificare il terreno come **Tipo B**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s30

compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa o coesione non drenata $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)."

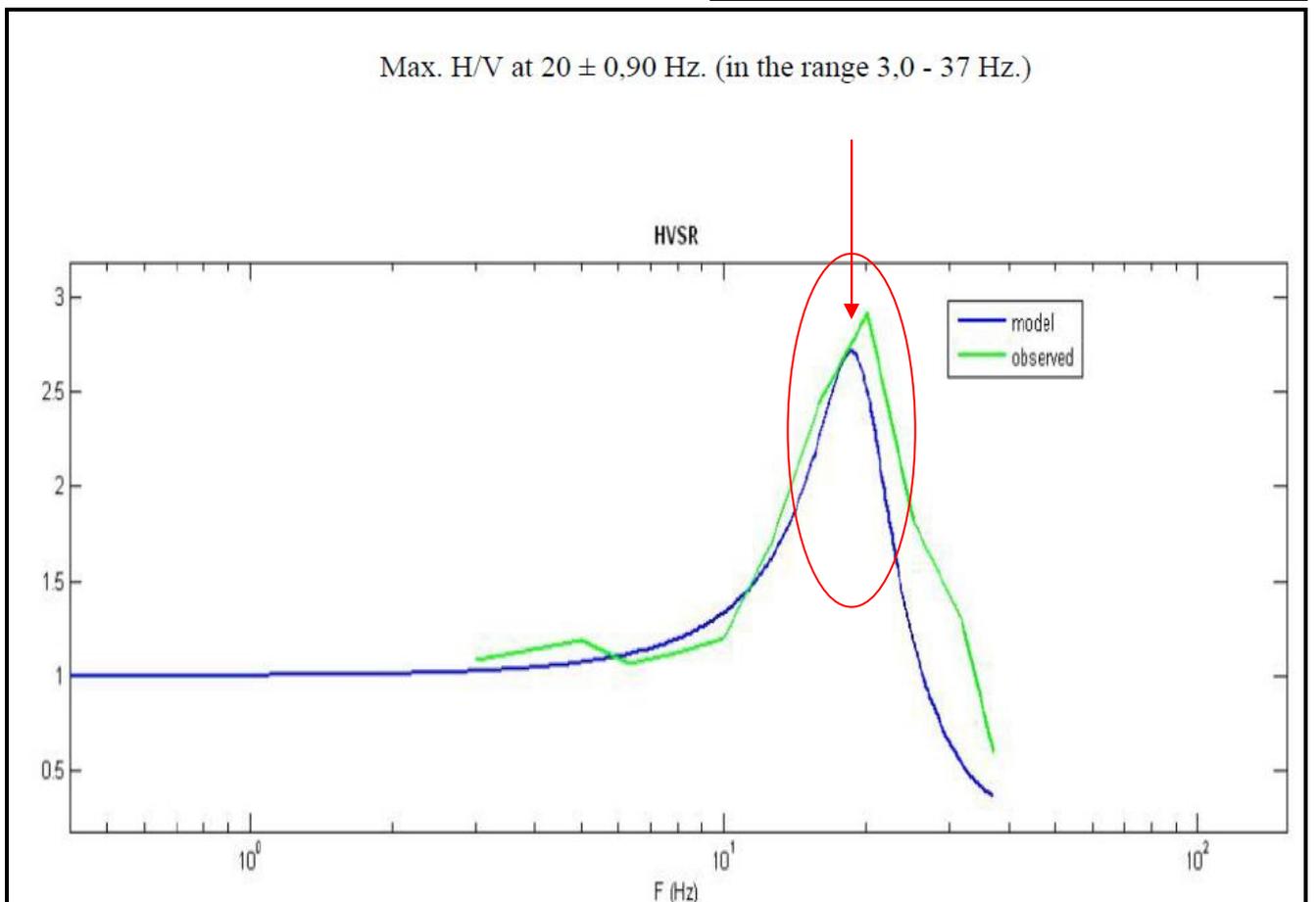
L'analisi del tracciato delle velocità delle onde S compreso nel tabulato dell'indagine geognostica (Elaborato allegato alla relazione geologica 69/09 del dicembre 2015) e di seguito rappresentato, per comodità di lettura, evidenzia intervalli di velocità che interpretati con l'ausilio degli elementi emersi nel corso dell'indagine geognostica e dei documenti bibliografici di cui si è preso atto, portano alla seguente tabella e relativo diagramma.

Tabella di calcolo			
da prof.mt.	a prof. mt.	Vs m/sec	Hi/Vi
0,00	1,00	170	0,005882353
1,00	2,10	195	0,005641026
2,10	3,10	280	0,003571429
3,10	35,00	670	0,04761194

La curva H/V "Rapporto spettrale verticale su orizzontale" ottenuta dall'indagine sismica passiva a stazione singola, precedentemente descritta, viene utilizzata per la determinazione delle frequenze caratteristiche di risonanza del sito; tale curva viene rappresentata nel grafico successivo.



Analizzando i dati emersi, si evidenzia che il tracciato del rapporto spettrale, orizzontale su verticale H/V, segnala un picco significativo nelle alte frequenze ($\cong 20$ Hz), relativo a perturbazioni significative di origine antropica nei livelli vicini alla superficie mentre nelle basse frequenze ($\approx 1,0 - 2,0$ Hz), di maggiore interesse ingegneristico, non sono rilevabili picchi significativi a causa dell'assenza di contrasti di impedenza sufficientemente marcati.



Facendo riferimento all'allegato A2 dell'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" approvato con Delibera di G. R. 2193 del 21/12/2015 vengono determinati i Fattori di amplificazione F. A. in funzione del valore di V_{S_H} .

I Fattori di Amplificazione sono riferiti al Suolo A come previsto dall'Eurocodice 8 parte prima.

L'area ricade nel settore Appennino (*zone collinari e montane*) come indicato nel punto A2.1.1 dell'Atto citato, con substrato non rigido, caratterizzato da $V_s < 800$ m/s; risultano i seguenti fattori di amplificazione:

	V_{S_H}	F. A.
F. A. P.G.A.		2.0
F. A. INTENSITA' SPETTRALE SI1: $0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$	205 m/sec	1.7
F. A. INTENSITA' SPETTRALE SI2: $0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$		1.4

→ Parametri sismici

Riferendosi a quanto riportato dal DM 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" vengono definiti gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche di progetto per il sito con le seguenti coordinate:

- Longitudine: $12,069091^\circ$;
- Latitudine: $44,141365^\circ$.

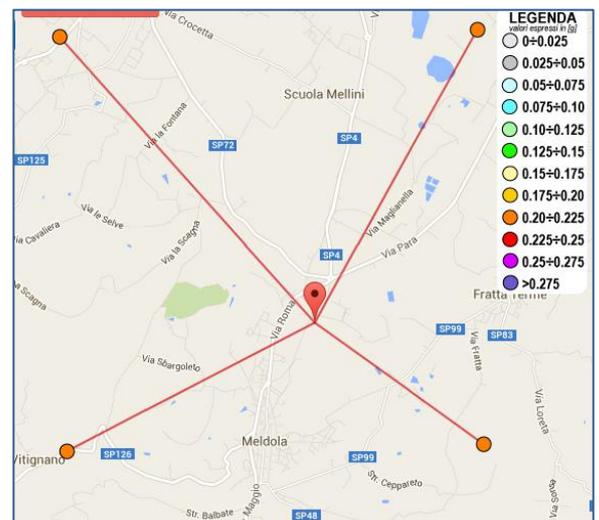
La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in tre fasi:

- Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV);
- Fase 2: Scelta della strategia di progettazione;
- Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto.

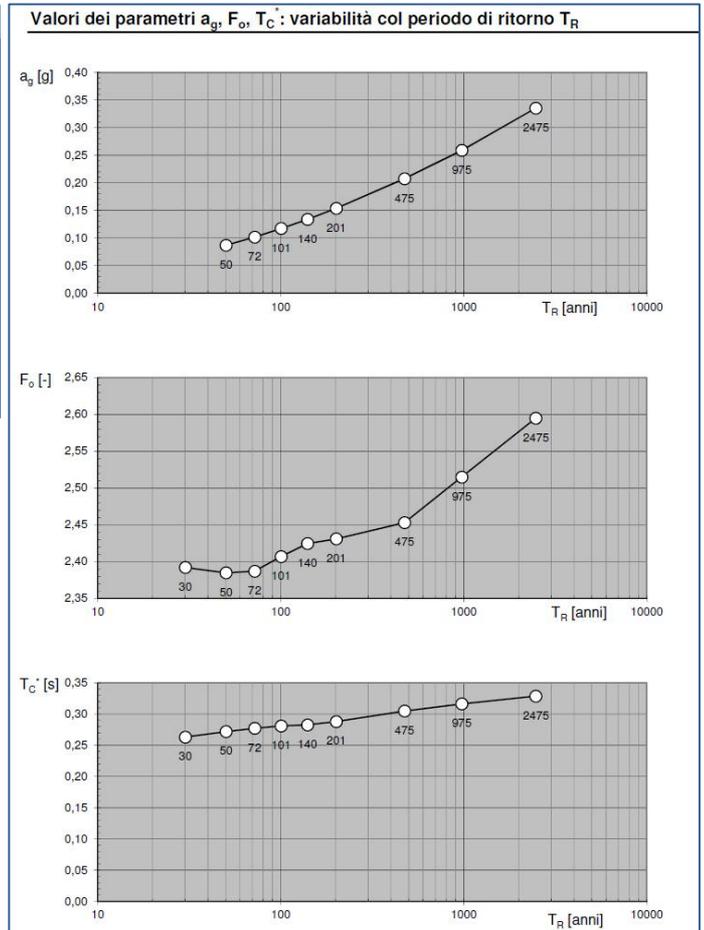
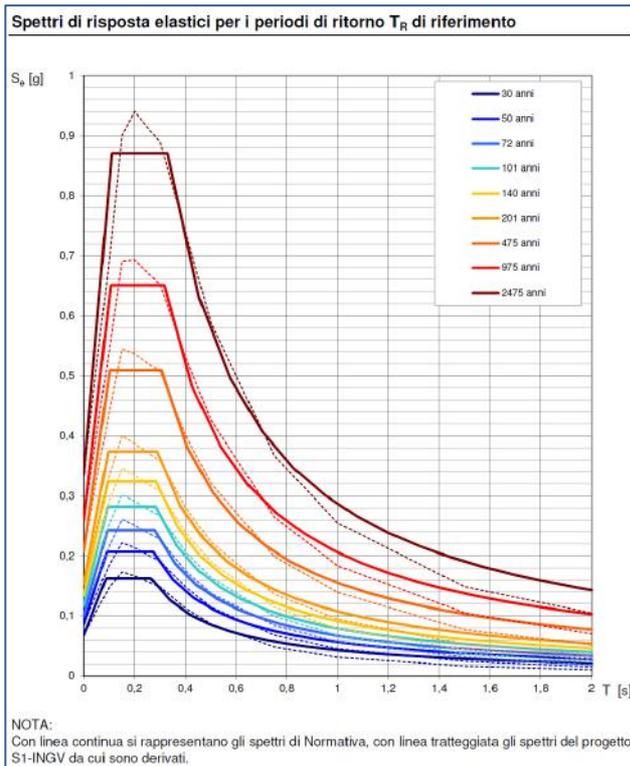
✓ **FASE 1: Tabella dei parametri** che definiscono l'azione sismica, per il sito in questione; risultano i parametri illustrati nella successiva tabella e grafici, con:

- T_r = tempo di ritorno in anni
- a_g = accelerazione al sito in g
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, adimensionale
- T^*c = periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale, in secondi.

Questi parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento i cui nodi non distano fra loro più di 10 km., per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno.



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento			
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
30		2,392	0,263
50	0,087	2,385	0,272
72	0,102	2,387	0,277
101	0,117	2,407	0,281
140	0,134	2,425	0,283
201	0,154	2,431	0,288
475	0,207	2,453	0,305
975	0,259	2,515	0,316
2475	0,335	2,595	0,329



FASE 1
 Elaborazioni effettuate mediante il software Spettri – NTC ver. 1.03 dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il territorio del Comune di Meldola.

✓ **FASE 2: Scelta della strategia di progettazione.**

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I dell'allegato A delle NTC 2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, 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 D.M. 5 novembre 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.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U : $V_R = V_N \times C_U$

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

L'edificio in progetto viene classificato in classe II, da cui: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50$.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, 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 sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti 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, 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 sono:

- **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 tabella 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare 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%

Ai fini della definizione dell'Azione Sismica di progetto occorre valutare gli effetti che le condizioni stratigrafiche locali hanno sulla Risposta Sismica Locale.

Sulla base degli esiti dell'indagine geofisica presa in considerazione, risulta, come già detto una V_{s30} pari a **589 m/sec**, il suolo di fondazione dell'area di studio ricade quindi nella categoria di tipo **B**.

Per la determinazione dell'azione sismica occorre considerare anche il contributo derivante dalla morfologia superficiale.

Per condizioni topografiche complesse occorre predisporre specifiche analisi di Risposta Sismica Locale; nel caso in cui la topografia non presenti particolare complessità, è possibile adottare la classificazione della tabella 3.2.IV.

Tabella 3.2.IV – *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 $i > 30^\circ$

Trattandosi di zona pianeggiante, l'area in esame ricade nella **categoria T1**, a cui non è attribuibile alcun fenomeno di amplificazione sismica legato alle condizioni topografiche.

Dal punto di vista progettuale, lo spettro di risposta elastico in accelerazione riveste particolare importanza nella definizione delle Azioni Sismiche da adottare. Esso viene riferito ad uno smorzamento ξ convenzionale pari al 5% e la sua forma spettrale dipende dai fattori precedentemente citati (pericolosità di base a_g , stratigrafia, topografia, probabilità di superamento nel periodo di riferimento riferiti agli stati limite di progetto).

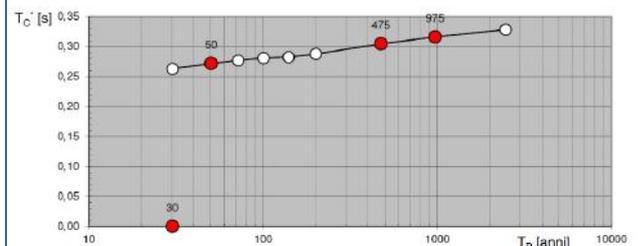
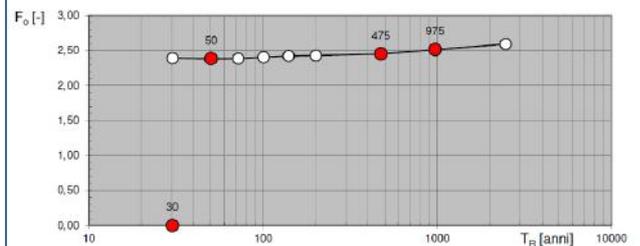
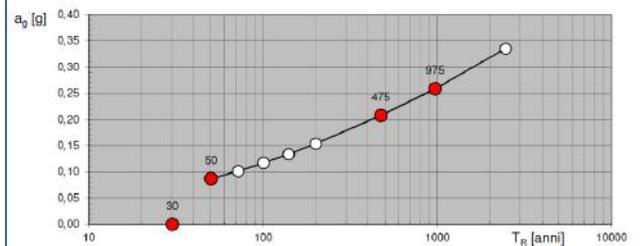
Nella successiva tabella e relativi grafici vengono riportati gli Spettri in accelerazione orizzontale relativi agli stati limite per l'area di studio, caratterizzati, come precedentemente osservato, da probabilità di superamento differenti nel periodo di riferimento V_R .

Nel caso specifico, tali spettri si riferiscono a costruzioni ordinarie Tipo 2 con vita nominale V_N di 50 anni e classe d'uso II.

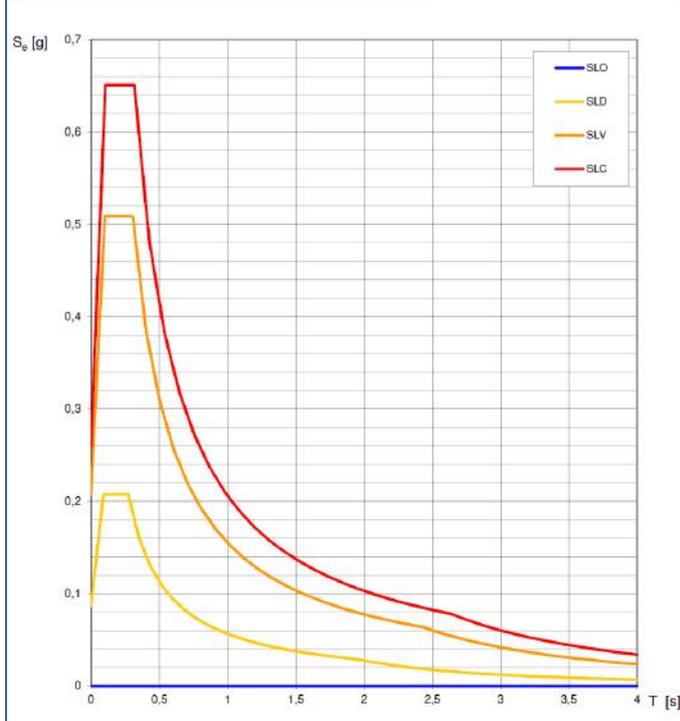
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLO	30	0,000	#DIV/0!	#DIV/0!
SLD	50	0,087	2,385	0,272
SLV	475	0,207	2,453	0,305
SLC	975	0,259	2,515	0,316

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C in funzione del periodo di ritorno T_R



Spettri di risposta elastica per i diversi Stati Limite



FASE 2
 Elaborazioni effettuate mediante il software Spettri – NTC ver. 1.03 dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il territorio del Comune di Meldola.

✓ **FASE 3: Determinazione dell'azione di progetto**

Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita, di seguito vengono riportati gli spettri di risposta corrispondenti alle due componenti dell'accelerazione in superficie, quella orizzontale e quella verticale.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_h	0,207 g
F_0	2,453
T_C	0,305 s
S_B	1,197
C_G	1,395
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,197
η	1,000
T_B	0,142 s
T_C	0,425 s
T_D	2,430 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_B \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_G \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_z / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

$T_C \leq T < T_D$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	S_e [g]
0,000	0,248
0,142	0,606
0,425	0,609
0,521	0,497
0,616	0,420
0,712	0,364
0,807	0,321
0,902	0,287
0,998	0,259
1,093	0,237
1,189	0,218
1,284	0,202
1,380	0,188
1,475	0,175
1,571	0,165
1,666	0,155
1,761	0,147
1,857	0,139
1,952	0,133
2,048	0,126
2,143	0,121
2,239	0,116
2,334	0,111
2,430	0,107
2,504	0,100
2,579	0,095
2,654	0,089
2,729	0,084
2,803	0,080
2,878	0,076
2,953	0,072
3,028	0,069
3,103	0,066
3,177	0,062
3,252	0,059
3,327	0,057
3,402	0,054
3,477	0,052
3,551	0,050
3,626	0,048
3,701	0,046
3,776	0,044
3,850	0,042
3,925	0,041
4,000	0,041

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_{sv}	0,128 g
S_B	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti	
F_v	1,508
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_B \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)

$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_z}{g} \right)^{0,5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \leq T < T_B$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

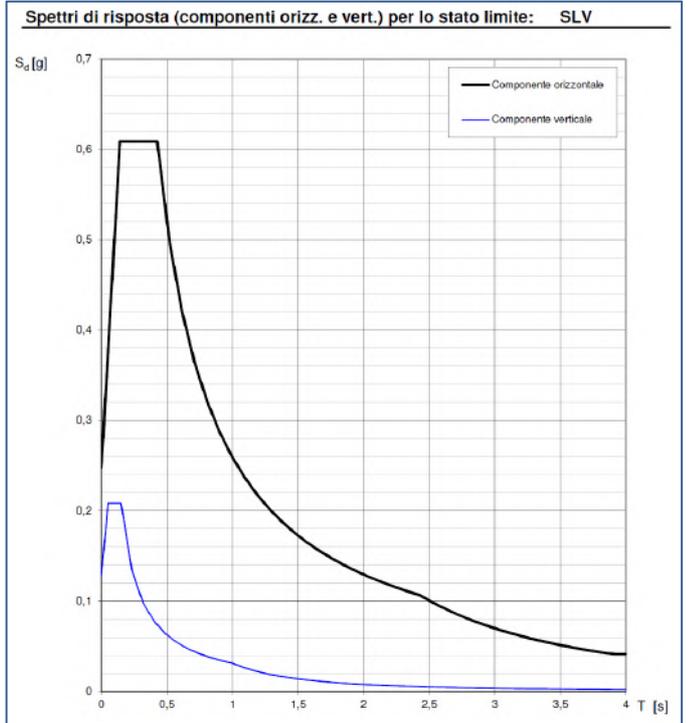
$T_B \leq T < T_C$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \leq T < T_D$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$ $S_y(T) = a_z \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	S_e [g]
0,000	0,128
0,050	0,209
0,150	0,209
0,235	0,133
0,320	0,098
0,405	0,077
0,490	0,064
0,575	0,054
0,660	0,047
0,745	0,042
0,830	0,038
0,915	0,034
1,000	0,031
1,094	0,026
1,188	0,022
1,281	0,019
1,375	0,017
1,469	0,014
1,563	0,013
1,656	0,011
1,750	0,010
1,844	0,009
1,938	0,008
2,031	0,008
2,125	0,007
2,219	0,006
2,313	0,006
2,406	0,005
2,500	0,005
2,594	0,005
2,688	0,004
2,781	0,004
2,875	0,004
2,969	0,004
3,063	0,003
3,156	0,003
3,250	0,003
3,344	0,003
3,438	0,003
3,531	0,003
3,625	0,002
3,719	0,002
3,813	0,002
3,906	0,002
4,000	0,002

FASE 3
 Elaborazioni effettuate mediante il software Spettri - NTC ver. 1.03 dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il territorio del Comune di Meldola.



Data: aprile 2016

IL TECNICO
Dott. Geol. Piero Feralli