

**PROVINCIA DI PARMA**  
**Comune di MEZZANI**  
**Località Casale di Mezzani**

*Proprietà:*

**SMEG S.p.A.**  
**con sede in Guastalla (RE), via Leonardo da Vinci, 4**  
**P.IVA: 07947760158**

Oggetto:

**RICHIESTA DI APPROVAZIONE**  
**del Piano Urbanistico Attuativo denominato "P3" per l'attuazione**  
**del comparto industriale su area ubicata in Casale di Mezzani ed**  
**individuata al N. C. T. del Comune di Mezzani al Foglio N° 17-**  
**mappali n. 40- 262- 47- 48- 54- 41- 44- 45- 46- 55- 56- 146- 241-**  
**246- 250- 251**

## RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICO-GEOTECNICA

*Parma, sabato 5 agosto 2017*

**Dott. Geol. Stefano Mantovani**



## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>3</b>
2.1 UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO .....	3
2.2 RISCHIO GEOMORFOLOGICO E IDRAULICO (DA NORMATIVA PAI) .....	5
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>6</b>
3.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	6
3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....	7
3.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE .....	8
3.4 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA .....	9
3.4.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	9
3.4.2 ESPOSIZIONE ED INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI ESEGUITE .....	10
3.4.3 ANALISI DEGLI ASPETTI IDROGEOLOGICI DELL'AREA .....	14
<b>4. INQUADRAMENTO SISMICO .....</b>	<b>19</b>
4.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	19
4.2 ANALISI DELLA SISMICITÀ A LIVELLO REGIONALE E PROVINCIALE .....	20
4.3 SEQUENZA SISMICA EMILIANA MAGGIO 2012 .....	25
4.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL COMUNE DI MEZZANI .....	27
4.5 MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO .....	30
4.5.1 CALCOLO DELLA Vs30 PER LA DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	30
4.5.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	34
4.5.3 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	34
4.5.4 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI DEFINITE DAL DM 14.01.2008 (AG Fo Tc) .....	36
<b>5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....</b>	<b>38</b>
5.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	38
5.2 CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI – MODELLO GEOTECNICO .....	39
5.2.1 DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI FK DEI PARAMETRI GEOTECNICI. ....	39
5.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....	42
5.3.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI .....	42
5.4 DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE E VERIFICHE DEGLI SLU E SLE .....	44
5.4.1 GENERALITÀ .....	44
5.4.2 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	46
<b>6. CONCLUSIONI .....</b>	<b>50</b>

Si allegano alla presente:

- Allegato 01 Tabulati prove penetrometriche e correlazioni geotecniche
- Allegato 02 Verifiche geotecniche

## 1. PREMESSA

A seguito di incarico conferito da **SMEG S.p.A. con sede in Guastalla (RE), via Leonardo da Vinci 4**, per la redazione dello studio geologico, sismico e geotecnico relativo al **"Piano Urbanistico Attuativo denominato P3 per l'attuazione del comparto industriale sito in Casale di Mezzani (PR)"** si è proceduto all'analisi degli aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici, sismici e geotecnici dei terreni per la valutazione della fattibilità dell'intervento edilizio proposto e delle problematiche inerenti.

Il presente studio, redatto in accordo con le prescrizioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) e con la vigente legislazione nazionale e locale, si propone di analizzare e definire le caratteristiche geologiche (litologiche, geomorfologiche e idrogeologiche), sismiche e geotecniche dell'area interessata dall'intervento per accertarne l'idoneità a tale destinazione d'uso e la fattibilità esecutiva.

## 2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

### 2.1 Ubicazione e caratteristiche generali dell'intervento

Le zona oggetto del presente studio si colloca dal punto di vista geografico nel settore settentrionale della bassa pianura parmense, nella fascia rivierasca del fiume Po, in Comune di Mezzani (PR), come rappresentato in [Figura 2.1](#) e [Figura 2.2](#).

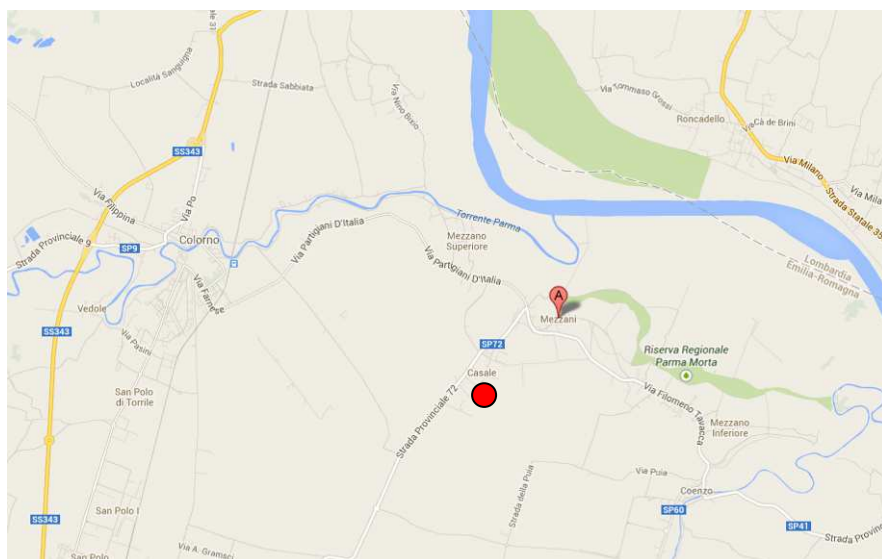


Figura 2.1 Inquadramento territoriale





Figura 2.2 – Inquadramento sito da foto aerea del sito d'intervento

L'intervento oggetto della presente relazione riguarda il Piano Urbanistico Attuativo del comparto industriale denominato P3, previsto nella zona industriale di Casale di Mezzani su richiesta della ditta proprietaria dei terreni, SMEG S.p.A. con sede in Guastalla RE, via Leonardo da Vinci, 4.

Si allega in [Figura 2.3](#) la planimetria dell'area stralciata dal POC del Comune di Mezzani.

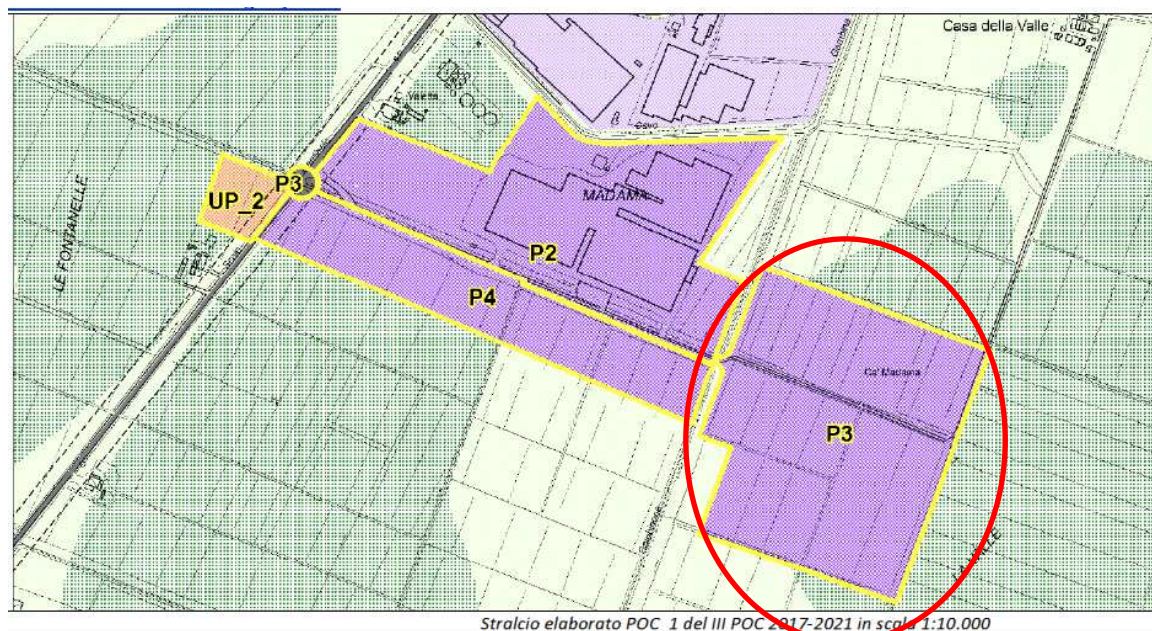


Figura 2.3 stralcio da POC

## 2.2 Rischio geomorfologico e idraulico (da normativa PAI)

Dal punto di vista morfologico l'area in esame presenta uno sviluppo pressoché pianeggiante ad una quota altimetrica slm di circa 25 - 26 m.

Lo smaltimento delle acque superficiali viene oggi assicurato a mezzo di una capillare rete scolante, che si compone di canali principali e di numerosi fossi secondari che ne permettono la raccolta e l'immissione negli alvei della rete idrica principale; il reticolo idrografico attualmente esistente è il risultato non solo della naturale evoluzione della originaria maglia drenante delle acque superficiali ma anche e soprattutto dell'azione antropica che, in tempi ed epoche successive, ne ha rettificato e/o modificato i percorsi. Si tratta in generale di aree contraddistinte da difficoltà di scolo in considerazione dei carichi urbanistici presente localmente, delle basse pendenze e delle caratteristiche litologiche dei terreni superficiali e subsuperficiali.

L'esondabilità è un evento ritenuto possibile anche se la probabilità che possa interessare l'area in oggetto è molto inferiore rispetto all'eventualità di problemi connessi alla rete scolante, che potrebbero rappresentare l'elemento di maggior criticità localmente.

All'interno del Piano di Assetto Idrogeologico e del Piano Stralcio delle Fasce Fluviale del Fiume Po, redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po, l'area in oggetto ricade nella Fascia C; tale fascia viene così identificata:

**"Fascia C di inondazione per piena catastrofica"**, costituita dalla porzione di territorio interessata da inondazione in relazione ad una piena superiore a quella di riferimento; si è assunta come portata di riferimento la piena con TR 500 anni o, in alternativa, la massima piena storicamente registrata, se corrispondente a un TR superiore ai 200 anni"

**Ad oggi non si segnalano, per l'area oggetto di studio, fenomeni morfologici in atto e/o potenziali (erosioni, subsidenze, ecc) che possano precludere la realizzazione e il normale esercizio nel tempo dell'intervento.**

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Lo studio si è articolato nelle seguenti fasi principali:

- verifica della normativa di riferimento;
- studio bibliografico relativamente ai caratteri geologici generali dell'area in oggetto e reperimento di dati geologici, idrogeologici e geotecnici relativi alla formazione geologica ivi affiorante;
- analisi delle indagini geognostiche disponibili nell'area oggetto di intervento (n° 5 prove penetrometriche statiche eseguite nell'anno 2008 e n° 1 stendimento sismico superficiale tipo MASW eseguite nelle adiacenze) per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica locale;
- analisi dei dati acquisiti, elaborazioni e sviluppo del modello geologico;
- verifica della pericolosità dell'intervento in termini geomorfologici e idrogeologici e valutazioni sulla fattibilità.

#### 3.1 Quadro normativo di riferimento

**- Decreto Ministeriale 14.01.2008**

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

**- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

**- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

**- Eurocodice 8 (1998)**

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

**- Eurocodice 7.1 (1997)**

Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali - UNI

**- Eurocodice 7.2 (2002)**

Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

**- Eurocodice 7.3 (2002)**

Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI

**- Decreto Ministeriale 11.03.1988:**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione

**- Regione Emilia-Romagna – Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16 comma 1 della L.R. 20/2000** per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica"



- **Regione Emilia-Romagna** - Testo coordinato della **Legge regionale 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico"** con le modifiche apportate dalla L.R. 6 luglio 2009, n. 6 pubblicata sul B.U.R. n. 44 del 12/03/2010.

- **Regione Emilia-Romagna** - **Circolare illustrativa prot. N. PG/09/228337 del 13 ottobre 2009** *"Conclusioni del regime transitorio delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D. M. 14 gennaio 2008 ed illustrazione dell'art. 64, comma 7, della L.R. n. 6 del 2009"*

- **Regione Emilia-Romagna** - **Circolare illustrativa prot. N. PG/10/114855 del 27 aprile 2010 "Disciplina delle varianti in corso d'opera ai fini della riduzione del rischio sismico"**

- **Regione Emilia-Romagna** - **Circolare illustrativa prot. N. PG/10/0194001 del 29 luglio 2010** *"Vademecum sulle procedure di vigilanza e controllo delle costruzioni ai fini della riduzione del rischio sismico (Titolo IV della L.R. n. 19/2008)"*

- **Piano Territoriale Paesistico Regionale (P.T.P.R.) della Regione Emilia-Romagna**

- **Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.) della Provincia di Parma**

- **Comune di Mezzani:** PSC vigente

- **R. D. L. 30 dicembre 1923 n° 3267 – Vincolo Idrogeologico**  
Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani

- **L. R. del 7 dicembre 1978 n° 47**  
Tutela ed uso del territorio

### 3.2 Inquadramento geologico generale

Il sottosuolo del territorio in oggetto risulta geneticamente legato alle vicende geologiche che hanno portato alla formazione dell'ampio bacino della Pianura Padana ed in particolare ai fenomeni di sedimentazione manifestatisi in un complesso sistema di ambienti fluviali e palustri connessi al Fiume Po. La successione dei diversi cicli alluvionali si sono sovrapposti all'ultimo deposito marino il quale affiora nella fascia pedecollinare della Provincia, immergendosi verso Nord Nord-Est fino a profondità di circa 1000-1500 m in corrispondenza del F. Po. A tale formazione succedono cronologicamente quella Pleistocenica (prevalentemente sabbioso-argillosa) e le alluvioni ghiaiose e conglomeratiche datate Gunz, Gunz-Mindel e Mindel.

I depositi terrazzati indicati con QR (Pluviale-Fluvioglaciale Riss) e Qw2 (Pluviale-Fluvioglaciale tardo Wurm), presenti nella parte alta della pianura, sono generalmente rappresentati da litologie grossolane (ghiaie, sabbie, talora sabbie-limose). Dal punto di vista geologico, l'area in esame si colloca in corrispondenza del limite settentrionale della porzione distale della conoide del fiume Taro, nella formazione denominata "Alluvioni antiche", che rappresentano la fase di livellamento della pianura da parte dei corsi d'acqua all'interno e sul contorno dei conoidi pleistocenici.

È presente l'interferenza dei depositi alluvionali del vicino t. Enza e verso nord, del Fiume Po, che hanno dato luogo ad un edificio sedimentario nel quale risulta assai difficoltoso riconoscere l'appartenenza dei depositi stessi all'uno o all'altro corso d'acqua.

Dalla "Carta geologica d'Italia" in scala 1:50.000 elaborata da ISPRA e dalla Regione Emilia Romagna si osserva che il territorio oggetto di studio rientra nell'unità geologica denominata **Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore AES**, costituita da depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide alluvionale ghiaiosa e di interconoide. Il tetto è rappresentato dalla superficie topografica, mentre il contatto di base è erosivo e discordante su unità più antiche. Lo spessore complessivo varia da 0 a 120 m circa.

In particolare si tratta del **Subsintema di Ravenna AES8**, caratterizzato da ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi costituenti dei depositi intravallivi terrazzati. Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m ed il periodo di riferimento è tra il Pleistocene Superiore e l'Olocene.

L'area rientra in questo subsintema, in particolare nell'**Unità di Modena AES8a**, caratterizzata da sabbie prevalenti con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso-argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide e di canale fluviale. Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri, il periodo di deposizione è l'Olocene.

### 3.3 Inquadramento geologico locale

Il sistema deposizionale è composto da **argille e limi di piana inondabile**: si tratta di argille e argille limose con contenuti argillosi superiori al 40% e livelli di argille organiche di spessore anche rilevante (3-4 m) ([Figura 3.2](#))



#### **Argille e limi di piana inondabile**

Argille e argille limose con contenuto in argilla > 40%, con stratificazione non definibile, in quanto spesso le argille ed i limi sono bioturbati. Presenti anche livelli di argille organiche. Lo spessore è modesto, non superando i 2-3 metri in superficie. Nel sottosuolo indagato dai sondaggi geognostici intervalli argilloso-limosi indifferenziati possono superare i 6 metri e le argille organiche raggiungere spessori di 3-4 metri. In AES<sub>8a</sub> formano corpi di geometria allungata nelle aree depresse interposte ai depositi di argine.





Figura 3.1 - Stralcio da Carta Geologica d'Italia 1:5000 – progetto CARG – sito ISPRA

### 3.4 Caratterizzazione e modellazione geologica

#### 3.4.1 Indagini geognostiche

Per la caratterizzazione dei depositi presenti nell'area in oggetto si è fatto riferimento alle 5 prove penetrometriche statiche tipo CPT (Cone Penetration Test) eseguite nell'area in oggetto stabilimento nell'anno 2008 per la presente richiesta di variante urbanistica (Figura 3.2).

Le 5 prove erano state eseguite con un penetrometro statico Gouda da 10 ton, modello Pagani TG 63-100 kN, e per la prova da 30 m modello Pagani TG 73-200 kN, attrezzata con punta conica meccanica e manicotto laterale d'attrito tipo Begemann.

Le prove CPT01 – CPT04 erano state approfondite a 8 m dal p.c. mentre la prova CPT05 aveva indagato il terreno fino a 30 m dal p.c.

Durante l'esecuzione delle prove erano stati acquisiti, per ogni approfondimento di 20 cm, i valori di  $R_p$  (resistenza alla punta) e di  $R_l$  (resistenza laterale) (Allegato 01 – Tabulati prove penetrometriche e correlazioni geotecniche).

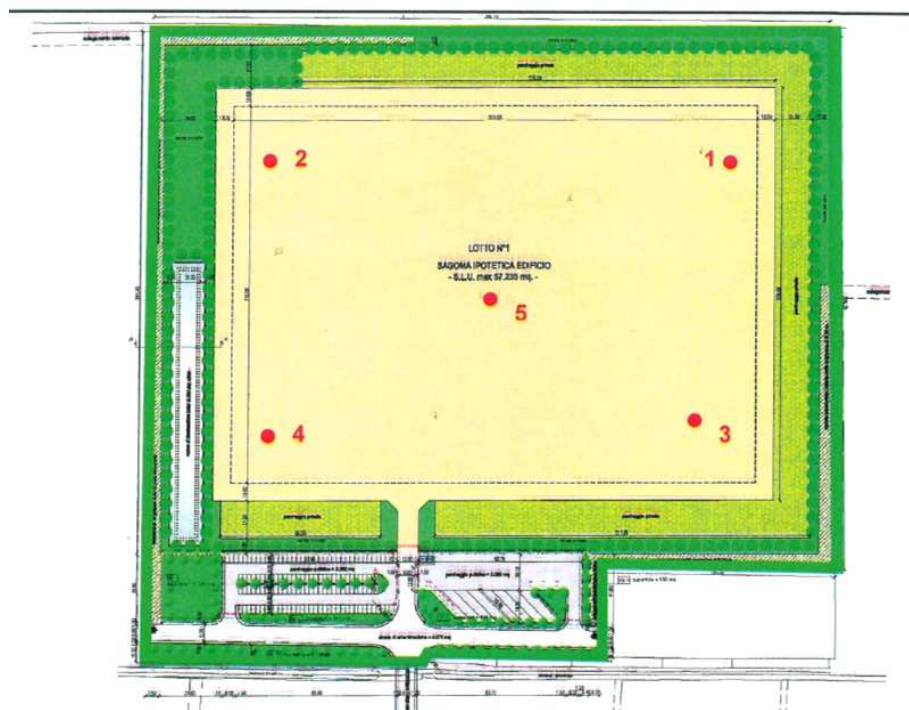


Figura 3.2 Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite nell'anno 2008

### 3.4.2 Esposizione ed interpretazione dei risultati delle indagini eseguite

Nell'ambito della caratterizzazione geologico-geotecnica del sottosuolo dell'area oggetto di studio è stata svolta un'analisi interpretativa sui risultati delle prove penetrometriche CPT del 2013. La nutrita bibliografia esistente in letteratura consente di utilizzare le equazioni empirico-sperimentali che meglio si adattano al contesto geologico in oggetto, per redarre la stratigrafia geotecnica della verticale attraversata dalle prove C.P.T.; nel caso in oggetto si è scelta la correlazione di Schmertmann (1978), le stratigrafie sono riportate in [Figura 3.3 – Figura 3.7](#); l'analisi è stata condotta seguendo una scansione corrispondente alla stratimetria, con lo scopo di ottenere, per ciascun parametro geotecnico, il valore medio ( $V_m$ ) per ciascun orizzonte litologico individuato, prendendo in considerazione tutti i dati ad esso relativi. All'interno dell'[Allegato 01 "Tabulati prove penetrometriche e correlazioni geotecniche"](#), sono riportati i dati geotecnici calcolati secondo il passo strumentale dello strumento (20 cm); gli stessi saranno utilizzati per il calcolo dei valori caratteristici come illustrato nel capitolo geotecnico.

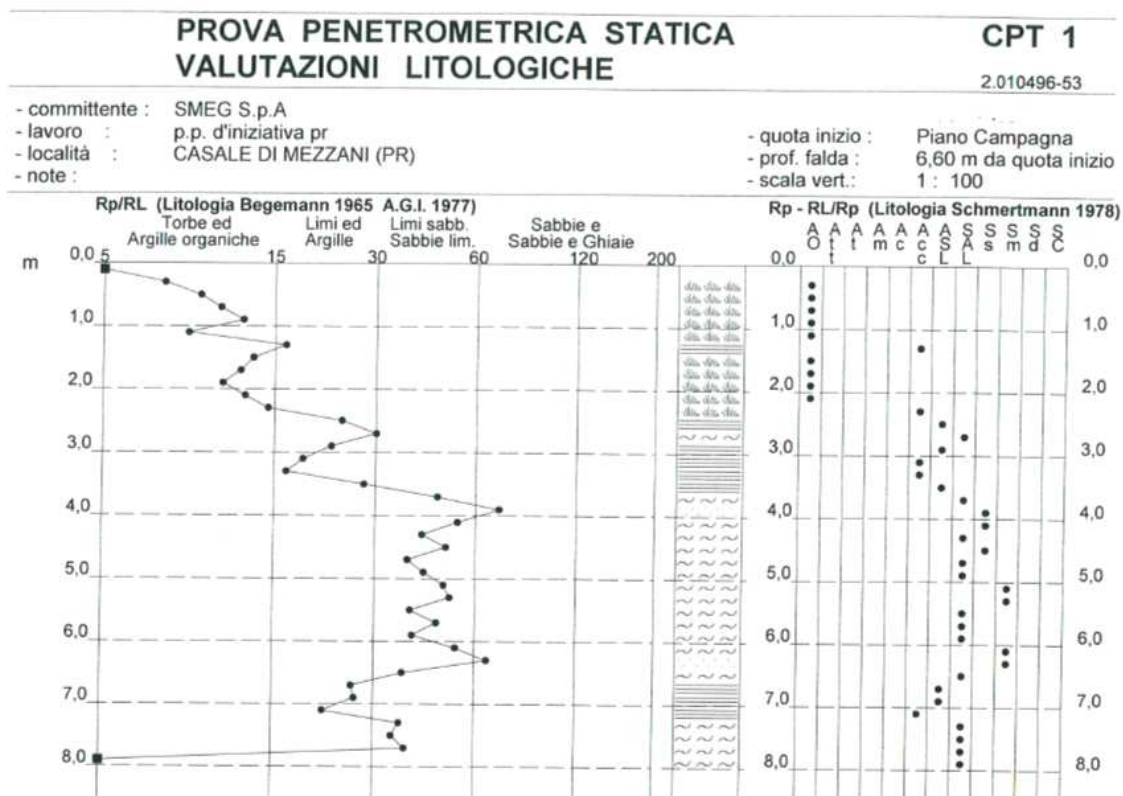


Figura 3.3 Stratigrafia della prova CPT1

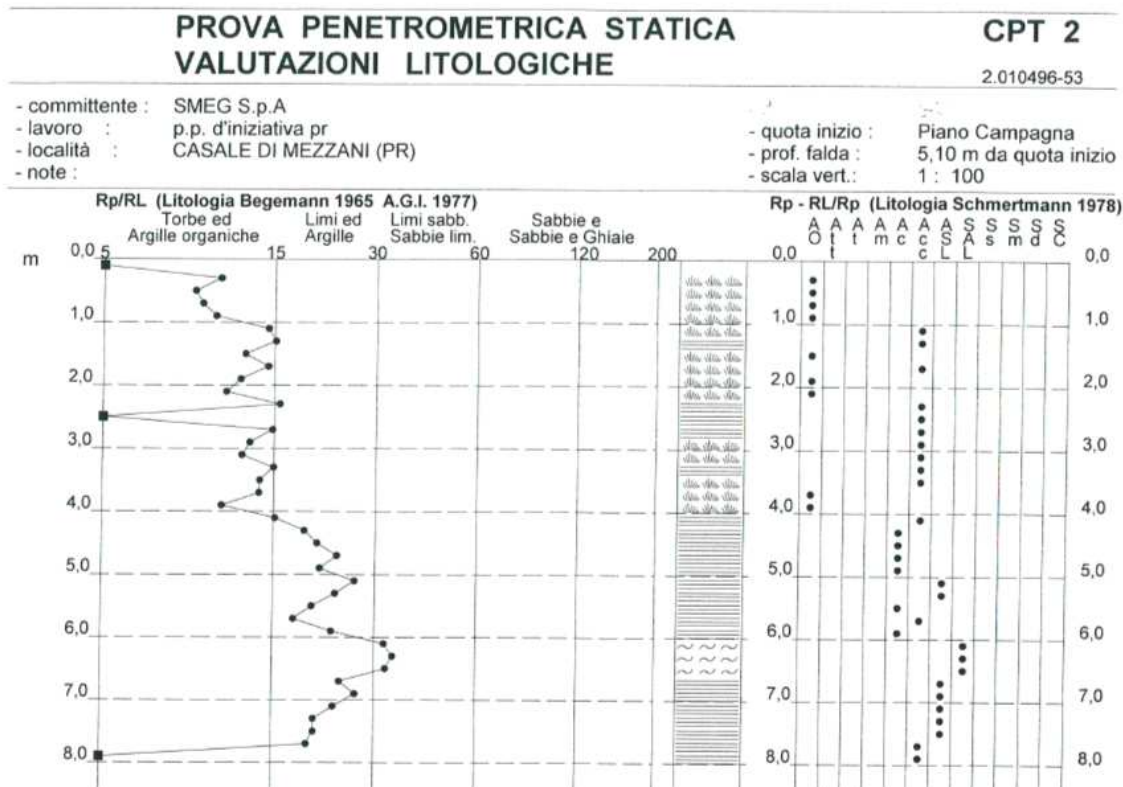


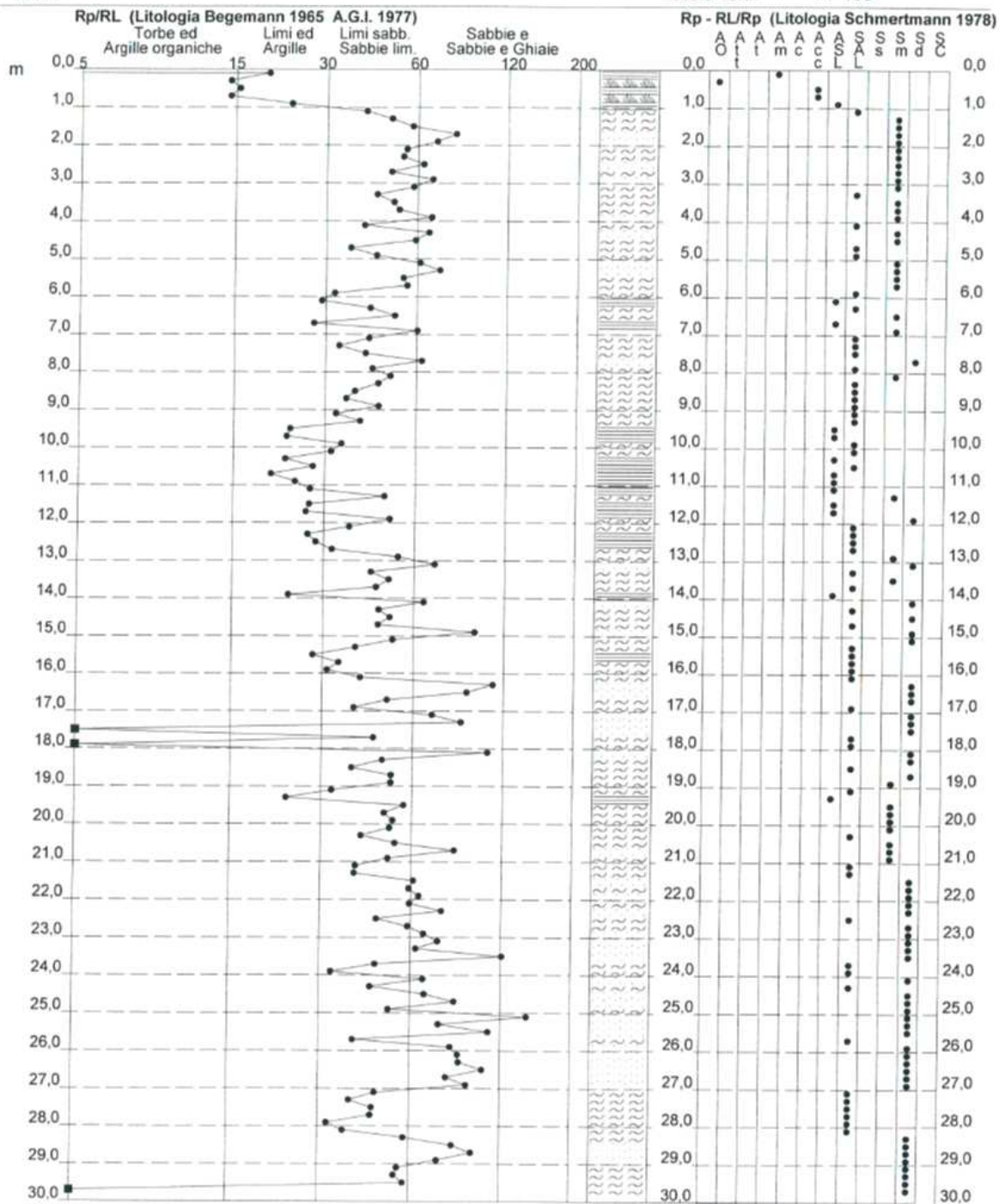
Figura 3.4 Stratigrafia della prova CPT2





## 2.010496-53

- quota inizio :      Piano Campagna
- prof. falda :        6,20 m da quota inizio
- scala vert.:         1 : 150



via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR  
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009  
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it  
*Pagina 13 di 54*



### 3.4.3 Analisi degli aspetti idrogeologici dell'area

Le conoidi alluvionali appenniniche si trovano nella zona dove i depositi grossolani (ghiaie e sabbie) di canale fluviale sono amalgamati tra loro a formare dei corpi tabulari coalescenti.

Nella pianura parmense i serbatoi acquiferi si sono formati, a partire da circa un milione di anni fa, all'interno di un sistema deposizionale di delta-conoide attribuibile ad un Paleo-Fiume Taro, il Gruppo Acquifero C. In seguito, nel Pleistocene medio-superiore, altri serbatoi si sono formati all'interno delle piane e delle conoidi alluvionali dei Fiumi Po, Taro, Parma, Enza, Baganza e Stirone: i Gruppi Acquiferi A e B. Mentre il gruppo acquifero C rappresenta un acquifero monostrato indifferenziato, i gruppi A e B sono molto più complessi in quanto formati dalla sovrapposizione di differenti sistemi deposizionali.

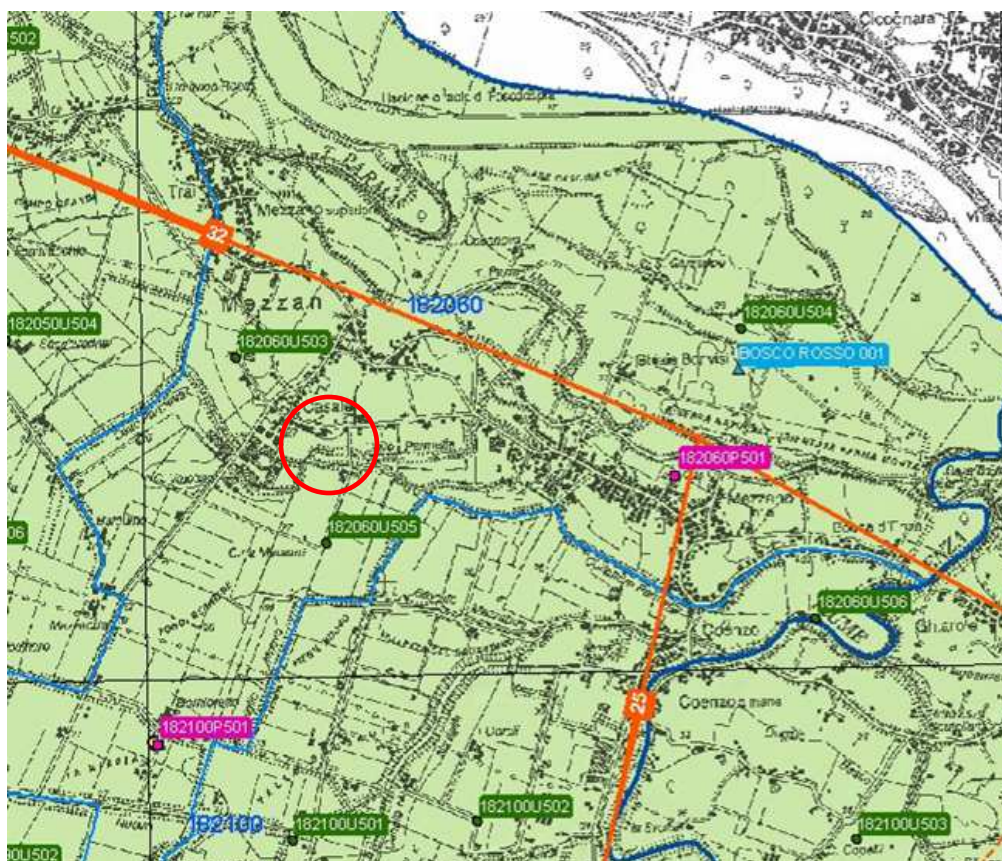


Figura 3.8 [http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/cartografia/sito\\_cartografia/web\\_gis\\_sezioni\\_geo.htm](http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/cartografia/sito_cartografia/web_gis_sezioni_geo.htm)

In Figura 3.8 è visibile il tracciato della sezione redatta dal Servizio geologico della Regione Emilia Romagna che interessa l'area di intervento, ovvero la n° 32. Nella successiva Figura 3.9 è riportata la sezione idrostratigrafica che segue l'andamento ovest-est del F. Po, nella quale sono evidenziati in diverse tonalità di marrone i corpi geologici a granulometria grossolana che costituiscono il sistema acquifero A in alternanza alle barriere di permeabilità a granulometria fine (in grigio).

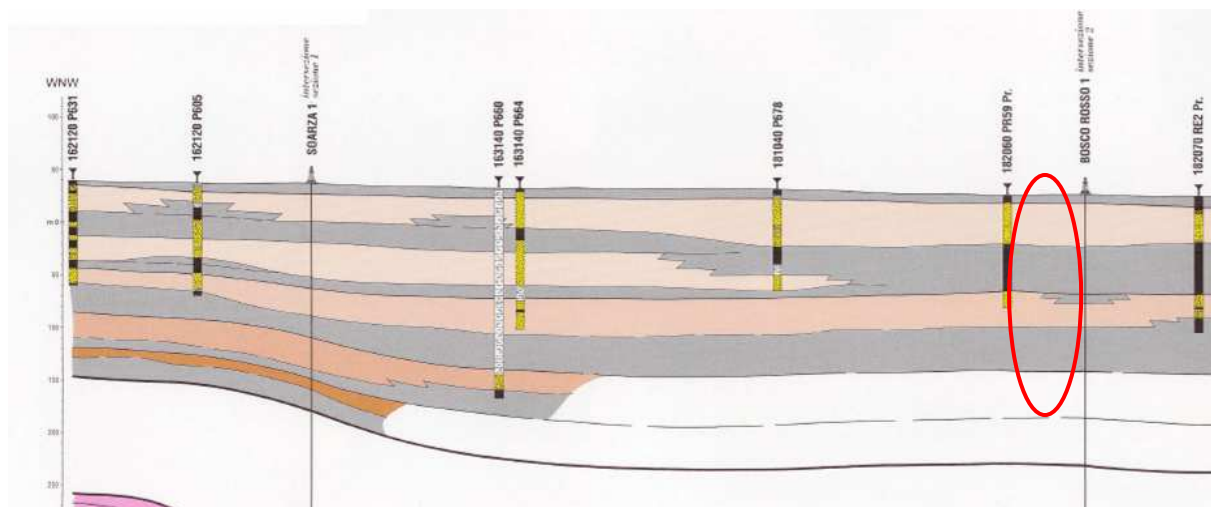



Figura 3.9 Sezione geologica esemplificativa - n° 32

UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE				ETÀ (milioni di anni)	SCALA CRONO- STRATIGRAFICA (milioni di anni)	
GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO	SISTEMA ACQUIFERO	SISTEMA ACQUITARDO			
A	A1			~ 0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE 0.125	
	A2					
	A3					
	A4					
B	B1			~ 0.35-0.45	PLEISTOCENE MEDIO	
	B2					
	B3					
	B4					
C	C1			~ 0.65		
	C2			~ 0.8		0.89 PLEISTOCENE INFERIORE
	C3					
	C4			~ 1.0		1.72 PLIOCENE
	C5			~ 2.2		MEDIO-SUPERIORE 3.55
ACQUITARDO BASALE				~ 3.9	PLIOCENE INF. MIOCENE	

SISTEMA ACQUIFERO saturo d'acqua salmastra/salata

 SISTEMA ACQUIFERO saturo d'acqua salmastra/salata

Le aree di ricarica dei tre gruppi acquiferi sono rappresentate da:

- un'area pedecollinare, relativamente ristretta, caratterizzata da ghiaie e sabbie affioranti, che ricarica l'intero gruppo acquifero e in particolare il gruppo C;
- un'area intermedia compresa tra la pedecollina e la via Emilia, in cui sono presenti zone a ghiaie affioranti, che coincide con l'area di ricarica diretta dei gruppi A e B;
- un'area a nord della via Emilia, caratterizzata da potenti depositi fini argilloso-limosi, che ricarica l'acquifero superficiale.

Per quanto riguarda i rapporti intercorrenti tra le acque sotterranee e quelle superficiali nell'area di alta pianura si osservano fenomeni di alimentazione della falda in corrispondenza dei T. Baganza e Parma; il F. Taro mostra invece, nel suo tratto centromeridionale, condizioni prevalentemente drenanti o di equilibrio con la falda soprattutto in destra idraulica.

L'assetto idrogeologico locale è complicato dalla presenza di locali e lenticolari livelli freatici, che rimangono sospesi rispetto all'acquifero principale e che sono discontinui e stagionali in quanto sensibili alle oscillazioni stagionali in fase con lo stato idrometrico del

F. Taro e dei vari canali presenti e con il quantitativo idrico derivante dall'infiltrazione efficace delle acque meteoriche.

Sul sito interattivo della Regione Emilia-Romagna sulla piezometria e qualità delle acque sotterranee nella pianura emiliano - romagnola ([http://www.regione.emilia-romagna.it/geologia/web-gis/piezometrie\\_rer.htm](http://www.regione.emilia-romagna.it/geologia/web-gis/piezometrie_rer.htm)), si individuano due pozzi della rete ARPA, localizzati nei dintorni dell'area di progetto. L'ubicazione dei due pozzi è mostrata nella successiva Figura 3.10 con l'indicazione delle oscillazioni della soggiacenza della falda. La variazione massima della falda è compresa tra -2 e -7 m dal p.c.

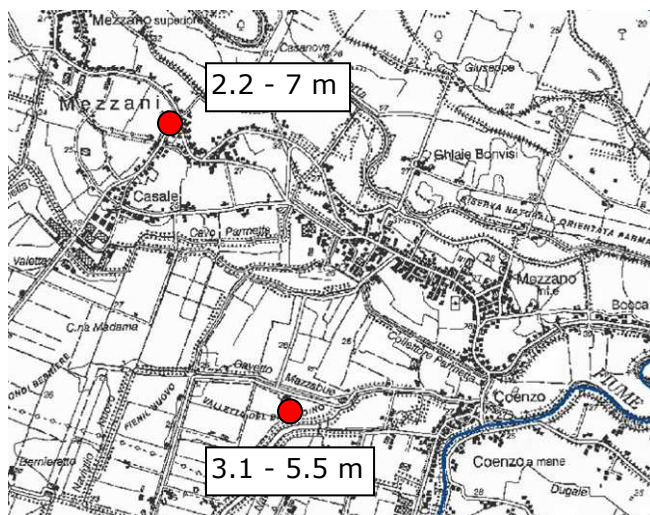


Figura 3.10 Cartografia interattiva Piezometria e qualità delle acque sotterranee della pianura emiliano-romagnola - Regione Emilia Romagna

Nel corso di una campagna geognostica eseguita dal sottoscritto in area adiacente a quella oggetto di studio, è stata rilevata la falda freatica, alimentata dalle acque di subalveo del fiume Po, ad una profondità compresa tra -5.00 e -7.00 m dal piano campagna.

Dal punto di vista idrogeologico i litotipi affioranti, essendo costituiti da materiali fini coesivi, sono caratterizzati da scarse proprietà drenanti; viceversa, i litotipi sabbiosi, siti più in profondità, sono dotati di elevata permeabilità.

Dalla ricostruzione litostratigrafica eseguita e dalla ricerca bibliografica emerge la presenza di un acquicludo superficiale, costituito da argille-limose, esteso fino ad almeno 10 metri di profondità dal piano campagna, al di sotto del quale è presente un acquifero costituito da sabbie.

Il sito in esame si trova a circa 3 km dal **Pozzo n. 912 localizzato in Loc. Serraglio**, che presenta le seguenti caratteristiche:

**Pozzo n. 912 (6102597425)**  
**Loc.** SERRAGLIO - Corte Emilia  
**Propr.** Formis  
**Uso** Irriguo  
**Perf.** Avanzini (1973)  
**q.p.c.** m 26 **liv. Stat.** m 4.00  
**Port. 1/s** 20 **Liv. Din.** m  
**Stratigrafia**  
**m** 0.00 - 16.00 Argilla  
\*16.00 - 37.50 Sabbia



A circa 2,7 km in direzione sud est è stato localizzato il **Pozzo n. 929 in Loc. Coenzo di Sorbolo:**

**Pozzo n. 929 (6150297306)**  
**Loc. COENZO – Pod. Serraglio**  
**Propr. Bianchini**  
**Uso Irriguo**  
**Perf. Avanzini (1968)**  
**q.p.c. m 25                      Liv. Stat.                      m 3.50**  
**Port. l/s 20                      Liv. Din. m**  
**Stratigrafia**  
**m                      0.00 – 7.00 Argilla**  
**\*7.00 – 37.00 Sabbia**

La falda superficiale è generalmente attestata a circa – 4,00 m dal p.c.; la chiusura del foro, verificatasi al completamento delle tre prove CPT, non ha permesso di rilevare la presenza di acqua al loro interno per l'impossibilità di calare il freatimetro all'interno dei fori.

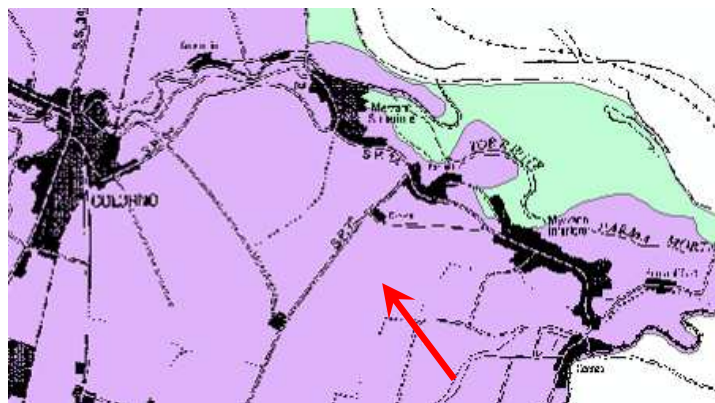
La **vulnerabilità naturale degli acquiferi** all'inquinamento rappresenta un indicatore ambientale di suscettibilità delle falde idriche al carico antropico esistente. In generale, nell'ambiente di pianura alluvionale il grado di vulnerabilità rispecchia il grado più o meno elevato di protezione che il pacco di sedimenti superficiali garantisce al sottostante acquifero saturo e permeabile nei confronti degli agenti inquinanti.

La Nuova Carta della vulnerabilità degli acquiferi della pianura parmense, la cui relazione metodologica è disponibile sul portale ambientale della Provincia di Parma (<http://www.ambiente.parma.it/page.asp?IDCategoria=2394&IDSezione=15840>), è stata redatta tramite l'intersezione di altre due carte tematiche: la Carta della vulnerabilità idrogeologica degli acquiferi e la Carta della capacità di attenuazione dei suoli all'inquinamento delle acque.

Il territorio è stato suddiviso in 4 classi definite formalmente:

- poco vulnerabile;
- vulnerabile a sensibilità attenuata;
- vulnerabile a sensibilità elevata;
- bacini drenanti direttamente su aree vulnerabili.

L'area di progetto ricade in **Area poco vulnerabile** come evidenziato in [Figura 3.11](#).



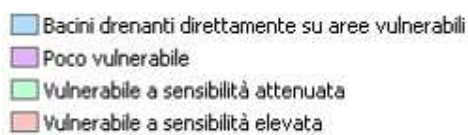


Figura 3.11 Nuova Carta della vulnerabilità degli acquiferi della pianura parmense



## 4. INQUADRAMENTO SISMICO

Nel presente capitolo si è proceduto all'analisi degli aspetti sismici dei terreni interessati dall'intervento per la definizione dell'input sismico da utilizzare nella progettazione strutturale delle opere in cemento armato.

In accordo con le prescrizioni riportate nelle "Norme tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14.01.2008 pubblicato su G.U. del 04.02.2008), nelle "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" (Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, pubblicata su G.U. n° 47 del 26.02.2009, S.O. n° 27) e nella Legislazione Sismica della Regione Emilia-Romagna, si è proceduto allo studio della risposta sismica locale mediante specifiche analisi che, nel dettaglio, hanno fatto riferimento all'approccio semplificato basato sulla categoria di sottosuolo (Paragrafo 3.2.2 e Tabelle 3.2.II e 3.2.III della NTC2008).

Lo studio eseguito ha analizzato i seguenti punti:

- quadro normativo di riferimento;
- sismicità del territorio regionale e provinciale;
- sequenza sismica emiliana maggio 2012;
- pericolosità e classificazione sismica del territorio comunale di Mezzani;
- modellazione sismica del sito, con individuazione della categoria di sottosuolo mediante misurazione diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (metodo sismico MASW – analisi multicanale delle onde superficiali – indagine eseguita nell'anno 2013), delle condizioni topografiche, vita nominale, classe d'uso e vita di riferimento dell'opera in progetto ed infine definizione delle forme spettrali come da NTC 2008.

Le risultanze dello studio hanno consentito di eseguire la caratterizzazione sismica del sito come da Vigente Normativa, ai fini di fornire alla progettazione strutturale i parametri di input sismico necessari per una corretta progettazione delle opere in cemento armato.

### 4.1 Quadro normativo di riferimento

- Regione Emilia-Romagna - L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio"
- Regione Emilia-Romagna - L.R. 31/2002 "Disciplina generale dell'edilizia" e ss.mm.ii.
- Ordinanza PCM n° 3274/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e ss.mm.ii.,.
- Regione Emilia-Romagna - Deliberazione di G.R. n° 1435 del 21/07/2003 "Prime disposizioni di attuazione dell'Ordinanza del PCM n. 3274/2003.
- Regione Emilia-Romagna - D.G.R. n. 1677 del 24/10/2005 "Prime indicazioni applicative in merito al D.M. del 14 settembre 2005 (Norme tecniche per le costruzioni)
- Regione Emilia-Romagna - Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n° 112 del 2 maggio 2007 - "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" – oggetto n° 2131.

- Decreto Ministeriale 14.01.2008 Testo Unitario – “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Regione Emilia-Romagna – Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16 comma 1 della L.R. 20/2000 per “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica”
- Regione Emilia-Romagna - Testo coordinato della Legge regionale 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico" con le modifiche apportate dalla L.R. 6 luglio 2009, n. 6 pubblicata sul B.U.R. n. 44 del 12/03/2010.
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/09/228337 del 13 ottobre 2009 - “Conclusione del regime transitorio delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D. M. 14 gennaio 2008 ed illustrazione dell'art. 64, comma 7, della L.R. n. 6 del 2009”
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/114855 del 27 aprile 2010 - “Disciplina delle varianti in corso d'opera ai fini della riduzione del rischio sismico”
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/0194001 del 29 luglio 2010 *“Vademecum sulle procedure di vigilanza e controllo delle costruzioni ai fini della riduzione del rischio sismico (Titolo IV della L.R. n. 19/2008)”*

## 4.2 Analisi della sismicità a livello regionale e provinciale

Per un'analisi dei dati relativi al territorio regionale dell'Emilia-Romagna, si è fatto riferimento al CPTI, Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani e alla base di dati ad esso collegata (database di osservazioni macrosismiche di terremoti di area italiana), operando un'estrazione degli eventi che ricadono nel territorio regionale e nelle aree immediatamente limitrofe. Dall'analisi condotta si evince quanto segue:

- l'estrazione ha fornito 382 eventi (pari al 15,4% del totale di 2480 eventi considerati nel catalogo per tutto il territorio nazionale), chiaro indizio della vivace attività sismica che interessa l'area ([Figura 4.1](#)). Il numero di eventi da solo non è un'indicazione della pericolosità di un'area, in quanto occorre verificare quali sono le energie rilasciate dai singoli eventi: si può facilmente osservare (si veda anche la mappa allegata che visualizza gli epicentri per classi di magnitudo) che tutta l'area delimitata non è mai stata interessata - negli ultimi 1000 anni - da eventi con la classe più alta di magnitudo (tipo Irpinia 1980, Abruzzo 2008). Sono però presenti le classi di magnitudo immediatamente inferiori, e in particolare sono abbastanza caratteristici per la Romagna numerosi terremoti con magnitudo paragonabili a quelle delle scosse più violente dell'ultima crisi sismica in Umbria-Marche (anni 90).



- | Periodo<br>secolare | N° e % di terremoti |      |                                   |      |                               |      |
|---------------------|---------------------|------|-----------------------------------|------|-------------------------------|------|
|                     | Totale              |      | di cui con I <sub>max</sub> > 7-8 |      | di cui con I <sub>o</sub> > 8 |      |
|                     | N°                  | %    | N°                                | %    | N°                            | %    |
| prima del<br>1100   | 2                   | 0,5  | 2                                 | 4,2  | 0                             | 0    |
| 1101 - 1200         | 4                   | 1,0  | 0                                 | 0,0  | 0                             | 0    |
| 1201 - 1300         | 7                   | 1,8  | 3                                 | 6,2  | 0                             | 0    |
| 1301 - 1400         | 17                  | 4,5  | 3                                 | 6,2  | 0                             | 0    |
| 1401 - 1500         | 23                  | 6,0  | 6                                 | 12,5 | 1                             | 7,7  |
| 1501 - 1600         | 25                  | 6,5  | 8                                 | 16,7 | 3                             | 23,1 |
| 1601 - 1700         | 20                  | 5,2  | 4                                 | 8,3  | 2                             | 15,4 |
| 1701 - 1800         | 36                  | 9,4  | 5                                 | 10,4 | 3                             | 23,1 |
| 1801 - 1900         | 86                  | 22,5 | 9                                 | 18,8 | 2                             | 15,4 |
| 1901 - 1992         | 162                 | 42,4 | 8                                 | 16,7 | 2                             | 15,4 |
| [ - 91 - 1992]      | 382                 | 100  | 48                                | 100  | 13                            | 100  |

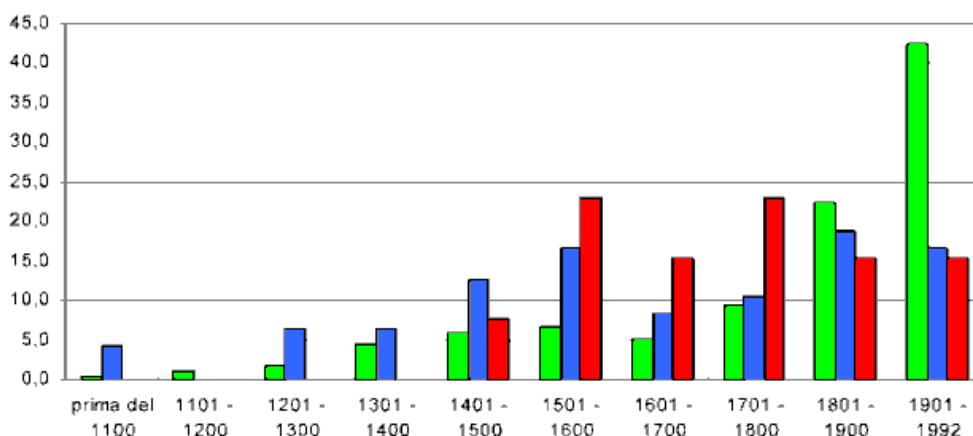


Figura 4.2 Distribuzione nel tempo dei terremoti

- La spiegazione sta nel fatto che le notizie sui terremoti storici sono influenzate dalla disponibilità e qualità delle fonti. Tenendo presente comunque una certa stabilità di rapporto tra il numero degli eventi deboli e quello degli eventi forti, l'incremento del numero di eventi con bassa energia che si osserva a partire dal 1800 è dovuto soprattutto alla disponibilità di fonti storiche più facilmente reperibili in quanto più recenti. Considerazioni di tipo storico e socio-demografico fanno però ritenere che il catalogo possa considerarsi pressoché completo per eventi con intensità epicentrali  $I_0 > VII-VIII$  grado MCS, per gli ultimi 600 anni;
- da tutti gli eventi con dati di base è possibile selezionare le notizie in modo da definire "storie sismiche" dei singoli siti, identificanti cioè la successione temporale delle intensità risentite (in una definita località) rispetto alle intensità epicentrali dei vari eventi nel corso dei secoli. Laddove però, soprattutto per le località più piccole o meno note, ci fosse scarsità di osservazioni macrosismiche (collegabili quindi a verificate documentazioni storiche tramandate da testimoni privilegiati dei vari eventi nelle diverse epoche) può essere comunque opportuno considerare "storie sismiche virtuali" dei siti composte da risentimenti presunti dedotti attraverso opportuna legge di attenuazione.

A titolo esemplificativo, si riportano - con prefissata soglia di intensità risentita  $I > V-VI$  grado MCS e ulteriore evidenziazione (in rosso) laddove  $I > VII-VIII$  grado MCS - le tabelle e i corrispondenti grafici che rappresentano la storia sismica del Comune di Parma (Figura 4.3), limitrofo al Comune di Mezzani.

In dettaglio, viene compiutamente rappresentato il concetto già espresso, secondo cui, per tutti gli eventi per i quali sono disponibili dati di base (storico-macrosismici), è possibile rappresentare le "storie sismiche" dei singoli siti, costituite dagli effetti storicamente documentati sia per terremoti vicini che lontani.

Nel grafico e nella tabella sono indicate anche l'intensità epicentrale dei singoli eventi considerati e, quando possibile, la distanza (stimata in km) dal sito in oggetto.

Ove però non siano disponibili osservazioni dirette degli effetti al sito, in assenza di documentazione storica (il che si verifica soprattutto per località di minore rilevanza storica ed economica) si considerano le "storie sismiche virtuali" schematizzate da valori calcolati (attraverso una opportuna legge di attenuazione): la circostanza è evidenziata nel grafico, per l'intensità risentita, con colori più tenui.

I >= V-VI MCS   I >= VII-VIII MCS

Invece, quando e dove esistenti, vengono considerati solo i dati osservati sintetizzati come valore massimo risentito (per un certo evento) in una o più località di un definito territorio comunale: la circostanza è evidenziata nel grafico, per l'intensità risentita, con colori più forti.

I >= V-VI MCS   I >= VII-VIII MCS

La tabella sottostante riporta anche quattro dati sintetici (oltre ai codici ISTAT e alle coordinate geografiche del capoluogo comunale): n° abitanti 1991, n° abitazioni 1991, grado di sismicità, I<sub>max</sub> osservata

C.R.	C.P.	C.C.	COMUNE		Long.	Latit.			
			abitanti1991	abitazioni1991	grado sismicità			I <sub>max</sub> os.	
Anno	m	g	La.Ep.	Lo.Ep.	I <sub>e</sub>	I <sub>s</sub> (leg.att.)	I <sub>s</sub> (DB CPTI)	Dist.(km)	Ax
8	34	27	PARMA		10 328688	44 800733			
			170520	73891	NC			8	

1222	12	25	45,48	10,68	8,5		5,5	Basso bresciano
1383	7	24	45,06	9,92	5,5	5,5	5,5	3 Parma
1409	11	15	44,80	10,33	7	7	7	4 Parma
1438	6	11	44,85	10,23	8	7	8	14 Parmense
1572	6	4	44,85	10,42	7	7	7	1 Parma
1628	11	4	44,80	10,33	7	7	7	2 Parma
1695	2	25	45,80	11,95	9,5		6,5	Asolano
1732	2	27	44,80	10,33	6	6	6	2 Parma
1738	11	5	44,91	10,03	7		7	Parma
1774	3	4	44,80	10,33	6	6	6	1 Parma
1818	12	9	44,67	10,29	7,5	6,6	7	16 Langhirano
1831	9	11	44,75	10,55	7,5	6,3	7	12 Reggiano
1832	3	13	44,77	10,47	7,5	5,9	7	21 Reggiano
1857	2	1	44,75	10,48	6,5	5,7	6,5	12 Parmense
1873	9	17	44,50	10,28	6,5		6,5	Liguria orientale
1901	10	30	45,58	10,50	8		6	Salò
1914	10	27	43,91	10,60	7		6	Garfagnana
1915	10	10	44,73	10,47	6		6	Reggio Emilia
1920	9	7	44,18	10,28	9,5	6,4	6,5	68 Garfagnana
1937	9	17	44,80	10,30	6	6		2 Parma ovest
1971	7	15	44,82	10,35	7,5	7,5	7	5 Parmense
1983	11	9	44,77	10,27	6,5		7	Parmense



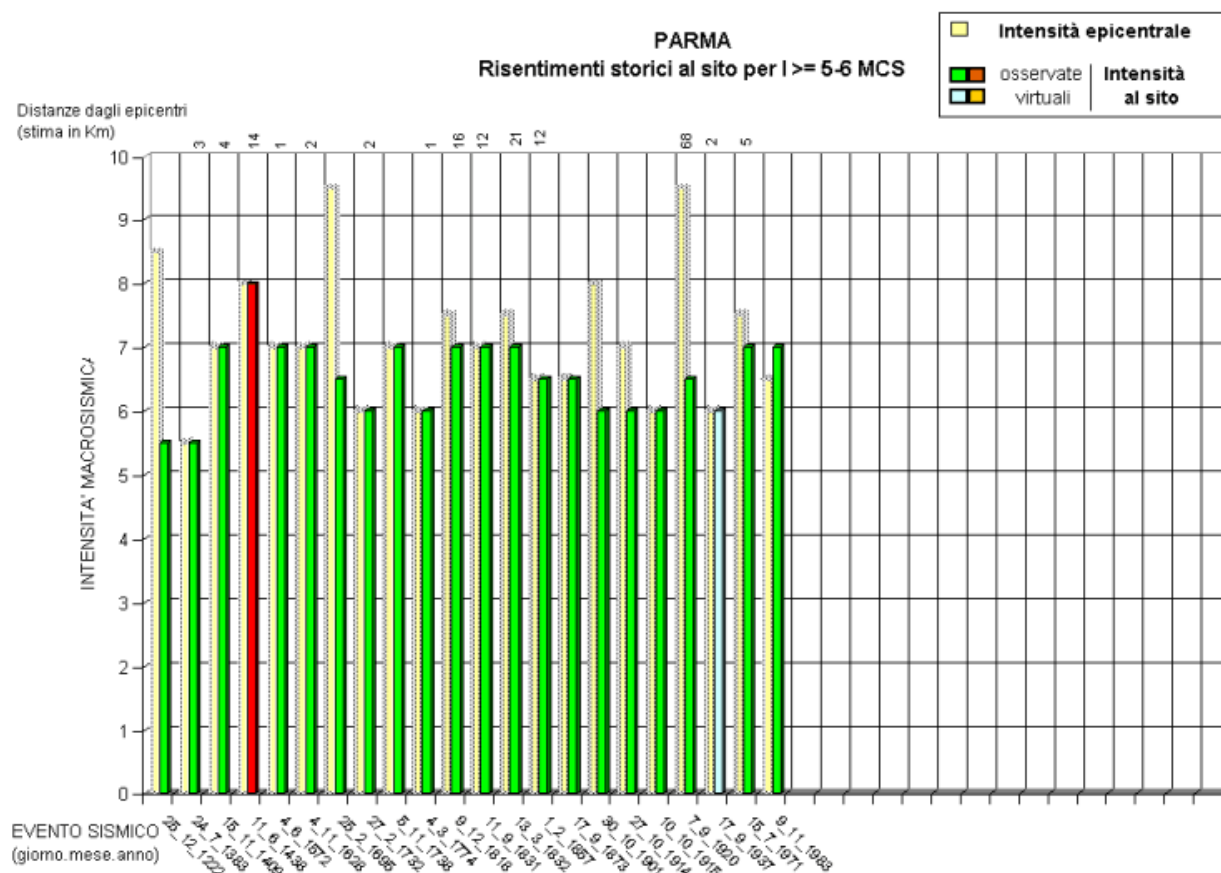


Figura 4.3: Elenco e grafico con anno di riferimento e località epicentri terremoti nel parmense.

Le osservazioni e i dati sismologici storici reperiti indicano che il territorio provinciale di Parma è interessato da una sismicità di livello da medio a medio-basso, con terremoti che storicamente hanno raggiunto intensità pari al VII – VIII grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS).

La sismicità rilevata non è distribuita in modo omogeneo su tutto il territorio provinciale, ma si concentra principalmente lungo il margine appenninico-padano, nel medio ed alto Appennino:

- 1 - l'attività presente lungo il margine appenninico-Padano è legata presumibilmente al fronte di una struttura conosciuta come Thrust pedeappenninico (Boccaletti et al., 1985, 2004);
- 2 - la sismicità dell'Alto Appennino è dovuta sia a strutture superficiali e del basamento appenninico (Boccaletti et al, 2004), sia alla sismicità del vicino areale sismo genetico della Garfagnana, in cui si sono registrati terremoti di magnitudo Richter > 6;
- 3 - l'attività sismica delle aree di pianura è determinata generalmente dall'attività delle strutture sepolte della Pianura Padana, le principali delle quali rappresentata dalle Pieghe Ferraresi e dalla Pieghe Emiliane.

### 4.3 Sequenza sismica emiliana Maggio 2012

In questo paragrafo si vuole aggiornare il contenuto della precedente sezione con l'analisi degli eventi simili del maggio 2012 avvenuti nei territori delle provincie di Modena e Ferrara. La fonte bibliografica è il "Rapporto macrosismico sui terremoti del 20 e del 29 maggio 2012 nella pianura padano-emiliana" (Arcoraci et al. - INGV-Roma, 2 INGV-Bologna) disponibile sul sito: [http://terremoti.ingv.it/images/pdf/QUEST\\_Emilvia2012\\_RapportoFinale.pdf](http://terremoti.ingv.it/images/pdf/QUEST_Emilvia2012_RapportoFinale.pdf)).

Il 20 maggio 2012 un forte terremoto di magnitudo  $M_L=5.9$  è avvenuto alle ore 4:03 locali interessando una vasta porzione della Pianura Padana tra le regioni dell'Emilia Romagna, il Veneto e la Lombardia colpendo in particolare le provincie di Ferrara, Modena, Mantova, Bologna e Rovigo. La forte scossa delle 4:03, localizzata a Finale Emilia (MO), ha dato inizio a un'importante e lunga sequenza sismica che è proseguita nelle settimane successive con oltre 2460 repliche, di cui sette con  $M_L \geq 5$ , come rappresentato nelle figure successive.

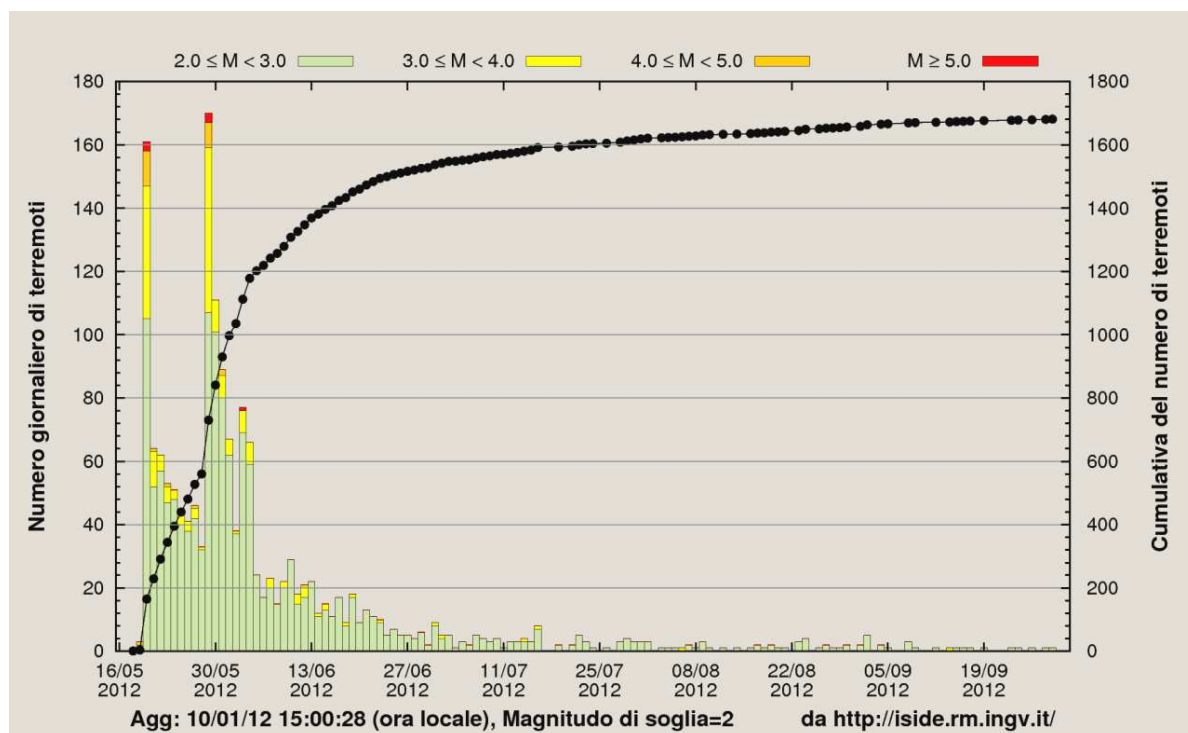


Figura 4.4 Numero giornaliero di terremoti e curva cumulativa dal 16/05 al 19/09 2012 nell'area padano-emiliana

Aggiornata al 2012-10-01,13:00:05 UTC, numero di eventi 2466

	Oggi	Ieri	2gg fa	Precedenti
$M_L < 3.0$	0	0	1	2242
$3.0 \leq M_L < 4.0$	0	0	0	189
$4.0 \leq M_L < 5.0$	0	0	0	27
$M_L \geq 5.0$	0	0	0	7



Figura 4.5 n° di eventi totali al 1 ottobre 2012

La zona della Pianura Padana interessata dalla sequenza sismica è caratterizzata da una modesta sismicità storica; infatti nel raggio di 30-40 km dagli epicentri delle scosse

principali del 20 e 29 maggio, le informazioni storiche contenute nei più recenti cataloghi sismici non riportano eventi significativi, con la sola eccezione del forte terremoto che colpì la zona di Ferrara il 17 novembre 1570 (magnitudo equivalente  $M_w=5.5$ ). Nell'autunno dell'anno 1570 iniziò una lunga e complessa sequenza sismica che durò molti mesi con eventi sismici segnalati per i 4 anni successivi.

Uno studio recente segnala, inoltre, un evento avvenuto il 6 aprile 1639 a Finale Emilia con intensità  $I=7-8$  MCS, non ancora inserito nei principali cataloghi parametrici italiani. L'area in oggetto è stata interessata nel tempo sporadicamente anche da sismicità 'minore', con eventi di magnitudo medio-basse: un esempio relativamente recente è il terremoto dell'8 maggio 1987 ( $M_w=4.6$ ) che ha colpito la bassa modenese con effetti di intensità pari al 6 grado MCS in località come Camposanto, San Felice sul Panaro e Finale Emilia, poi danneggiate durante la sequenza del maggio-giugno 2012.

Più significativa, invece, la sismicità che interessa il settore settentrionale dell'Appennino e la fascia pedappenninica emiliana, caratterizzata da eventi frequenti di magnitudo moderata nell'area tra Parma e Modena. In alcuni casi gli effetti di questa sismicità sono arrivati a lambire anche parte della zona di pianura maggiormente colpita dai terremoti del maggio 2012. Un esempio è rappresentato dall'evento di Correggio (RE) del 15 ottobre 1996 ( $M_w=5.4$ ).

L'elaborazione dei dati della sequenza del 2012 ha portato ad alcune considerazioni:

- La maggior parte dei crolli totali o quasi totali (danno di grado 5) sono stati rilevati nell'edilizia produttiva (capannoni industriali, cascinali, fienili), e in quella monumentale. Sul totale del patrimonio abitativo i crolli sono stati invece numericamente limitati.
- Il danno all'edilizia monumentale è risultato essere gravissimo, soprattutto per quanto riguarda chiese, campanili e torri. La maggior parte di questi edifici è costruita in mattoni, quasi mai rinforzati da catene come comunemente ci si sarebbe aspettato per strutture di tali dimensioni e geometrie.
- L'edilizia residenziale recente ha sofferto generalmente in modo contenuto, mentre nei centri storici il danno è risultato più diffuso e più grave.
- Per il solo terremoto del 20 maggio ( $M_l 5.9$ ) l'intensità epicentrale  $I_0=7$  ( $I_{max}=7$ ) sembra indicare una buona risposta dell'edilizia residenziale. Le scosse del 29 maggio sembrano essere state la causa principale dei danni all'edilizia civile, probabilmente per la maggiore vicinanza dell'epicentro ai centri abitati rispetto al sisma del 20 maggio.
- Per l'intera sequenza l'intensità epicentrale  $I_0=7-8$ , ( $I_{max}=8$ ) rappresenta il cumulo degli effetti su tutta l'area colpita (circa 90 località), e descrive efficacemente l'aggravamento successivo agli eventi sismici del 29 maggio.
- Sia per la scossa del 20 maggio che per quelle del 29 maggio si osserva un'attenuazione molto decisa degli effetti soprattutto in direzione N-S. Le scosse del 29 maggio hanno, inoltre, determinato lo spostamento verso ovest dell'area dei massimi effetti.

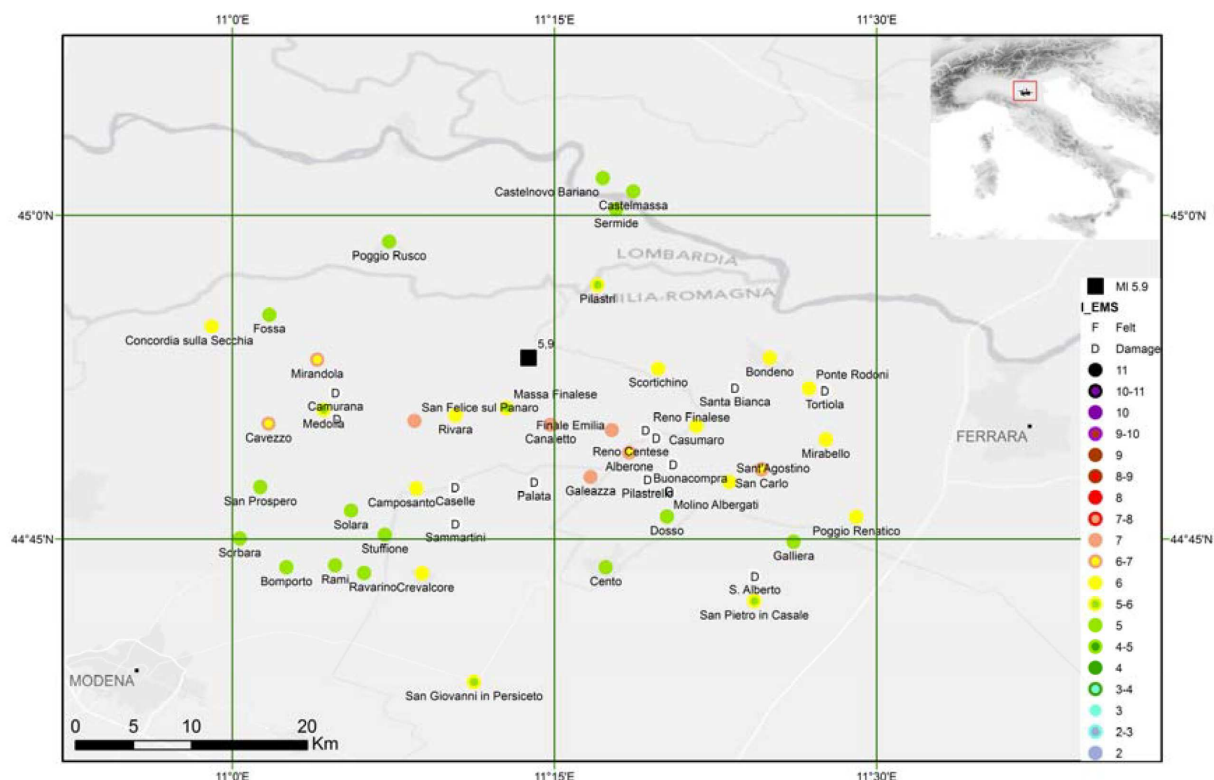


Figura 4.6 Mappa delle intensità del terremoto del 20 maggio 2012

#### 4.4 Classificazione sismica del Comune di Mezzani

Negli ultimi 20 anni sono stati condotti in Italia numerosi progetti di ricerca multidisciplinari (geologia, geofisica, sismologia) volti a ricostruire la storia tettonica passata ed attuale della penisola italiana. Lo scopo finale era quello di definire le caratteristiche sismogenetiche del territorio e, di conseguenza, la sua pericolosità sismica. Tali progetti hanno portato alla suddivisione del territorio della penisola italiana in una serie di zone all'interno delle quali si dovrebbero manifestare attività sismogenetiche con uno specifico stile tettonico prevalente e con tassi di sismicità e distribuzioni di magnitudo costanti nel tempo, almeno su periodi dell'ordine del millennio.

L'INGV, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha messo a punto un database delle sorgenti sismogenetiche sia individuali (porzioni di faglie che si muovono durante i terremoti) sia composite su tutto il territorio italiano, disponibile sul sito <http://diss.rm.ingv.it/diss>. I limiti delle sorgenti sono stati definiti sulla base delle informazioni tettoniche e geologico-strutturali e delle differenti caratteristiche della sismicità, quali distribuzione spaziale e frequenza degli eventi, massima magnitudo ecc.

Il territorio del Comune di Mezzani dista circa 13 km dalla sorgente sismogenetica ITCS009 "Busseto-Cavriago", come indicato nel Database DISS Versione3 dell'INGV, detta sorgente è caratterizzata dai seguenti parametri:

- minima profondità 2 km,
- max profondità 8 km,

- max magnitudo 5.6 Mw,
- velocità di scorrimento 0.1 – 0.5 mm/anno.



Figura 4.7 Sorgente sismogenetica ITCS009 - DISS Working Group (2010) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas.  
<http://diss.rm.ingv.it/diss/>

Per la valutazione della pericolosità sismica di base, il primo elaborato di riferimento è rappresentato dalla *"Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale"*, elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e recepita dall'OPCM n° 3519 del 2005.

Successivamente tale Mappa è stata revisionata e quella definitiva è stata approvata con OPCM n° 3519 del 28 aprile 2006 (all. 1b) e pubblicata in G.U. n° 108 del 11.05.2006.

In tale mappa sono indicati i valori di accelerazione di picco al suolo  $a(g)$  con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente ad un Tempo di ritorno di 475 anni) riferita a suoli molto rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s, Cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005) per l'intero territorio nazionale. L'accelerazione orizzontale massima del suolo come definita dall'OPCM 3519/2006, corrisponde a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA.

Successivamente l'INGV ha predisposto un servizio di consultazione on-line sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> che consente di visualizzare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, interrogabile su diversi parametri dello scuotimento su griglia regolare a passo  $0,05^\circ$  (Figura 4.8). Le mappe in questione riportano due distinti parametri dello scuotimento:  $a(g)$  (accelerazione orizzontale massima del suolo) e  $Se(T)$  (Spettro di risposta Elastico in funzione del periodo  $T$ , in accelerazione).



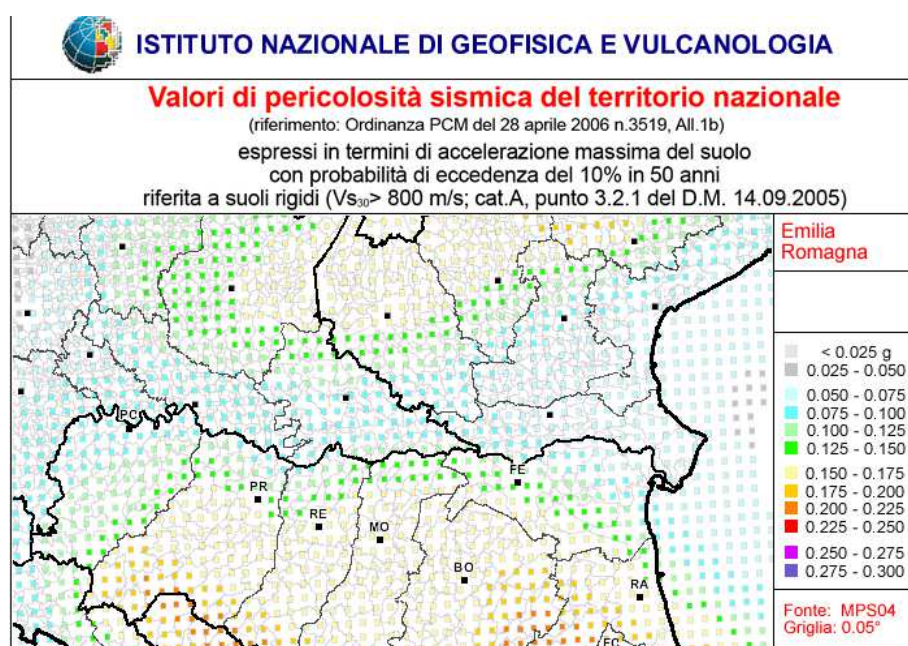


Figura 4.8 Mappe consultabili sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>

Si è provveduto a visualizzare e consultare le mappe relative al Comune di Mezzani: in Figura 4.9 è riportato l'estratto della Mappa di pericolosità sismica per il territorio del Comune di Mezzani espressa in termini di  $a(g)$  e probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni ( $TR = 475$  anni).

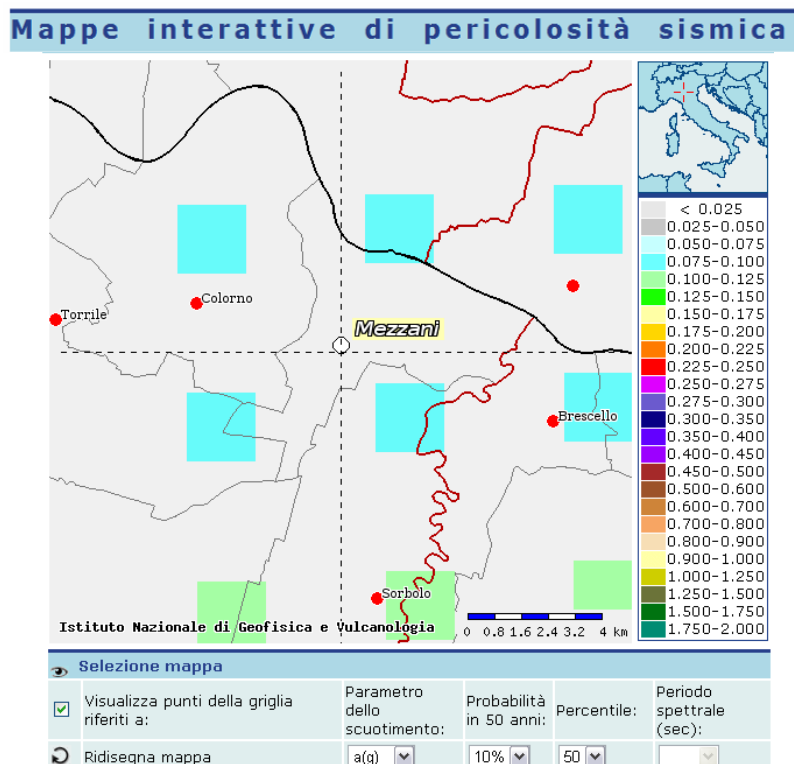


Figura 4.9 Mappa pericolosità sismica Comune di Mezzani

Dalla carta si evince che il territorio del Comune di Mezzani ricade in un areale in cui si possono verificare terremoti caratterizzati da un'accelerazione massima del suolo ( $a_{max}$ ) pari a  $0.075 \div 0.100$  g.

Tali valori sono coerenti con quanto riportato nell'Allegato A4 della D.A.L. Regione Emilia-Romagna n° 112 del 2.5.2007, che attribuisce al Comune di Mezzani un valore di accelerazione di piccolo al suolo  $a_g$  (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) di 0.091 g.

Secondo la Classificazione Sismica del Territorio Italiano con la pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003, "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" (Supplemento Ordinario n. 72 della G.U. n. 105 del 8.05.2003) **il Comune di Mezzani risulta classificato nella zona 3 (grado di pericolosità basso)**.

A tale zona, considerata con "grado di sismicità bassa" ( $S = 6$ ), risulta assegnato un intervallo di valori dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ed in particolare, ai fini della determinazione delle azioni sismiche, risulta assegnato un valore ( $a_g/g$ ), di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, pari a: 0,15.

#### 4.5 Modellazione sismica del sito

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "*pericolosità sismica di base*" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

##### 4.5.1 Calcolo della Vs30 per la definizione della categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può far riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento ([Tabella 4.1](#) e [Tabella 4.2](#)).

La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento (bedrock), ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

CLASSE	DESCRIZIONE
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di <b>Vs,30</b> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs,30</b> compresi tra 360 m/s e 800 m/s ( <b>NSPT,30</b> > 50 nei terreni a grana grossa e <b>cu,30</b> > 250 kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs,30</b> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < \text{NSPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < \text{cu,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <b>Vs,30</b> inferiori a 180 m/s ( <b>NSPT,30</b> < 15 nei terreni a grana grossa e <b>cu,30</b> < 70 kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con <b>Vs</b> > 800 m/s).

Tabella 4.1 - Categorie di sottosuolo

CLASSE	DESCRIZIONE
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di <b>Vs,30</b> inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < \text{cu,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 4.2 - Categorie di sottosuolo speciali

Per la determinazione della categoria di sottosuolo sono state utilizzate misurazioni della velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità (**Vs30**) di una prova sismica MASW (Multichannel Analysis Surface Waves) eseguita nelle adiacenze del sito, nella lottizzazione artigianale di Casale; i dati acquisiti sono stati elaborati mediante il software winMASW 4.3 Standard, per ricostruire il profilo della velocità delle onde di taglio **Vs** (Figura 4.10 e Figura 4.11).

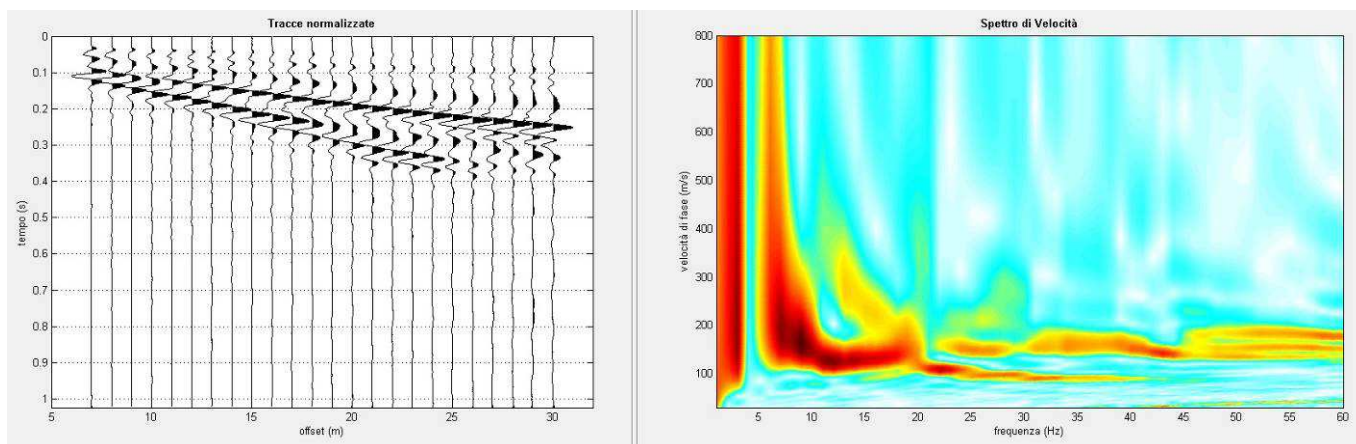


Figura 4.10 Tracce normalizzate e spettro di velocità

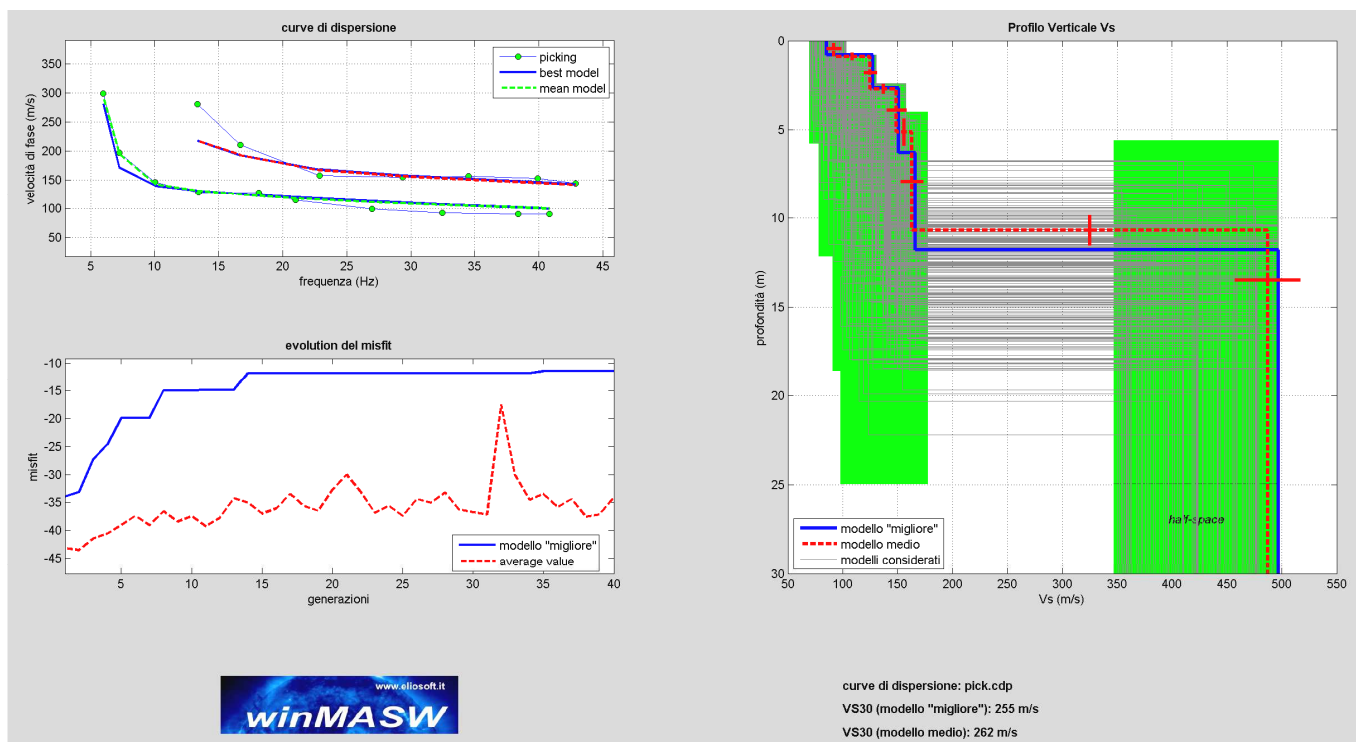


Figura 4.11 Risultati dell'inversione della curva di dispersione determinata tramite analisi di dati MASW. In alto a sinistra: curve di dispersione piccate e curve del modello individuato dall'inversione. Sulla destra il profilo verticale Vs identificato. In basso a sinistra l'evolversi del modello al passare delle "generazioni" (l'algoritmo utilizzato per l'inversione delle curve di dispersione appartiene alla classe degli Algoritmi Genetici -Dal Moro et Al., 2007).

Dall'esame del grafico sottostante si possono fare le seguenti osservazioni (Figura 4.12):

- fino a 0,90 m. dal p.c. presenza di materiale con velocità di Vs attorno a 92 m/s e densità di 1,7 g/cm<sup>3</sup>;
- tra 0,90 e 2,70 m. dal p.c. presenza di materiale con velocità di Vs di 125 m/s e densità di 1,7 g/cm<sup>3</sup>;
- tra 2,70 e 5,10 m. dal p.c. si registra un lieve aumento delle velocità fino a 149 m/s densità di 1,8 g/cm<sup>3</sup>;



- tra 5,10 e 10,70 m. dal p.c. si registra un lieve ulteriore aumento delle velocità fino a 163 m/s e densità di 1,8 g/cm<sup>3</sup>;
- da 10,70 a 30,00 m. dal p.c. si ha un nuovo aumento di velocità fino a 487 m/s e densità di 2,0 g/cm<sup>3</sup>.

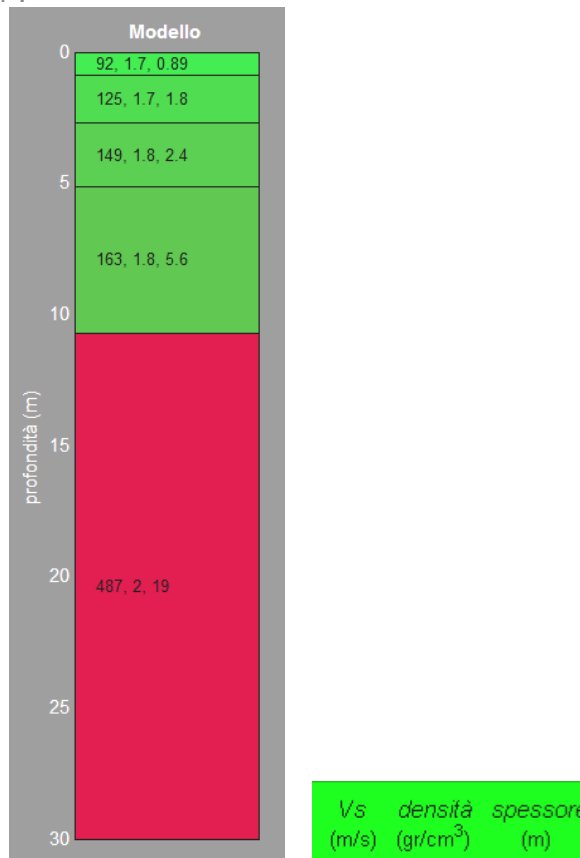


Figura 4.12 orizzonti sismostratigrafici

L'elaborazione della prova restituisce anche stime approssimative di Vp, densità e moduli elastici:

Stima VP (m/s): 192, 260, 310, 339, 911

Stima densità (gr/cm<sup>3</sup>): 1.66, 1.73, 1.77, 1.79, 2.03

Stima modulo di Poisson: 0.35, 0.35, 0.35, 0.35, 0.30

Stima modulo di taglio (MPa): 14, 27, 39, 48, 482

Stima modulo di compressione (MPa): 42, 81, 118, 143, 1043

Stima modulo di Young (MPa): 38, 73, 106, 129, 1253

Stima modulo di Lamé (MPa): 33, 63, 92, 111, 722

**Il valore di Vs30 calcolato è di 262 m/s (considerando come riferimento il piano campagna).**

Con riferimento ai dettami delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14 gennaio 2008) il sito in esame rientra nella categoria di suolo rispondente alla **categoria C**: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

(ovvero  $15 < NSPT30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina)".

#### 4.5.2 Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata in [Tabella 4.3](#); per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

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

Tabella 4.3 Categorie topografiche

**Al sito, caratterizzato da superfici pianeggianti, è stata attribuita una categoria topografica T1.**

#### 4.5.3 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

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 [Tabella 4.4](#) e deve essere precisata nei documenti di progetto.

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

Tabella 4.4 Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

**Le opere trattate nel presente progetto sono attribuibili al tipo di costruzione 2, con vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni;** la vita di esercizio dell'immobile in oggetto può essere ragionevolmente stimata in circa 50 anni.

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.*

**La costruzione oggetto di intervento rientra in classe d'uso II.**

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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  dipende della classe d'uso come definito nel cap. 2 delle NTC del 2008 (Figura 4.13).

**Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R = V_N C_U$  (anni)**

	Classe d'uso →	I	II	III	IV
		Coeff. $C_U$ →	0,70	1,00	1,50
TIPI DI COSTRUZIONE	$V_N$	$V_R$			
<b>1</b> Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10	35	35	35	35
<b>2</b> Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50	35	50	75	100
<b>3</b> Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100	70	100	150	200

Figura 4.13 Calcolo  $V_R$  come da Tabella NTC 2008

Sulla base di quanto sopra si evince che, nel caso in esame, il periodo di riferimento  $V_R$  è:

$$V_R = V_N \times C_U = >50 \text{ anni} \times 1,00 = \underline{\underline{>50 \text{ anni}}}$$

#### 4.5.4 Definizione delle forme spettrali definite dal DM 14.01.2008 (ag Fo Tc)

La pericolosità sismica costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. È definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa **ag** in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A**), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente **Se (T)**, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza **P<sub>VR</sub>**, nel periodo di riferimento **V<sub>R</sub>**. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della nuova normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento **P<sub>VR</sub>**, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

**ag** accelerazione orizzontale massima al sito;

**F<sub>o</sub>** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

**T<sub>c</sub>\*** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla normativa, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di **ag**, **F<sub>o</sub>** e **T<sub>c</sub>\*** necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Nel presente studio è stato utilizzato un programma online, associato al sistema Google, che permette di ricavare i parametri sismici locali dell'area interessata dall'intervento.

Impostando come dati input una **classe II per le strutture previste, una vita nominale di 50 anni, una categoria di sottosuolo C e una categoria topografica T1**, ne risultano i parametri sismici seguenti (Tabella 4.5, Figura 4.14):

Accelerazione max ag/g	0.13 6
Coefficiente intensità sismica terreno Khk	0.02 72
Coefficiente intensità sismica struttura Khi	0.36 21

Tabella 4.5 - Coefficienti sismici



Via  n°   
Comune  Cap   
Provincia

**WGS84 (°)**  
Latitudine   
Longitudine    
Isole

Mappa Satellite  
  
Google  
44.907437, 10.42944  
☒ Visualizza vertici della  
maglia di appartenenza

(1)\* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.  
(2)\* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)\* Coordinate WGS84 (°)  
Latitudine  Longitudine   


---

(1)\* Coordinate ED50 (°)  
Latitudine  Longitudine   


---

Classe dell'edificio  
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...  
Du = 1  
Vita nominale (Opere provvisorie ≤ 10, Opere ordinarie > 50, Grandi opere > 100)  
Interpolazione  
Media ponderata

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub> [s]
Operatività (SLO)	30	0,037	2,566	0,223
Danno (SLD)	50	0,045	2,557	0,257
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,092	2,663	0,314
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,113	2,696	0,327
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI**  
☐ Muri di sostegno ☐ Paratie  
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni  
☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.  
H (m)   
us (m)   
Categoria sottosuolo   
Categoria topografica 

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
Cc * Coeff. funz categoria	1,72	1,64	1,54	1,52
St * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]   

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,011	0,013	0,027	0,041
kv	0,006	0,007	0,014	0,020
Amax [m/s²]	0,543	0,657	1,348	1,656
Beta	0,200	0,200	0,200	0,240

\* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

Figura 4.14 – Parametri sismici sito di intervento

## 5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si è proceduto all'analisi degli aspetti geotecnici dei terreni interessati dalle opere in progetto e alle verifiche geotecniche di cui alle NTC2008 per la valutazione delle problematiche connesse alla realizzazione dell'opera.

In accordo con le prescrizioni riportate nelle "Norme tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14.01.2008 pubblicato su G.U. del 04.02.2008), nelle "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" (Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, pubblicata su G.U. n° 47 del 26.02.2009, S.O. n° 27) e nella vigente Legislazione nazionale e locale, è stato eseguito uno studio articolato nelle seguenti fasi principali:

- caratterizzazione geologica e geotecnica delle unità litotecniche e definizione dei valori caratteristici dei principali parametri geotecnici;
- definizione delle azioni di progetto (carichi agenti sulla struttura, azioni statiche e dinamiche);
- Verifiche geotecniche.

### 5.1 Quadro normativo di riferimento

- Decreto Ministeriale 14.01.2008  
Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici  
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici  
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998)  
Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997)  
Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002)  
Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002)  
Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI
- Decreto Ministeriale 11.03.1988:  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione

- Regione Emilia-Romagna – Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16 comma 1 della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica"
- Regione Emilia-Romagna - Testo coordinato della Legge regionale 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico" con le modifiche apportate dalla L.R. 6 luglio 2009, n. 6 pubblicata sul B.U.R. n. 44 del 12/03/2010.
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/09/228337 del 13 ottobre 2009 *"Conclusione del regime transitorio delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D. M. 14 gennaio 2008 ed illustrazione dell'art. 64, comma 7, della L.R. n. 6 del 2009"*
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/114855 del 27 aprile 2010 *"Disciplina delle varianti in corso d'opera ai fini della riduzione del rischio sismico"*
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/0194001 del 29 luglio 2010 *"Vademecum sulle procedure di vigilanza e controllo delle costruzioni ai fini della riduzione del rischio sismico (Titolo IV della L.R. n. 19/2008) "*
- R. D. L. 30 dicembre 1923 n° 3267 – Vincolo Idrogeologico  
Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani
- L. R. del 7 dicembre 1978 n° 47 Tutela ed uso del territorio

## **5.2 Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni – modello geotecnico**

### **5.2.1 Definizione dei valori caratteristici $f_k$ dei parametri geotecnici.**

*Concetto dei valori caratteristici secondo l'Eurocodice 7*

L'Eurocodice 7: "Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules" [1], introduce il concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU (stati limite ultimi ovvero potenziale presenza di una superficie di rottura) o di SLE (stati limite di esercizio ossia deformazioni di tipo elastico o di consolidazione a prescindere dallo stato di rottura).

L'EC7, al punto 2.4.5.2 2(P), definisce quanto segue:

*"Il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite".*

I punti salienti della precedente definizione sono i seguenti:

- Stima cautelativa: si tratta di una stima (il vocabolo prende in considerazione l'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi nonché all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio), che deve essere a favore della sicurezza.

- Valore che influenza l'insorgere dello stato limite: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura del terreno al collasso verticale della

fondazione. Se esaminiamo, invece della rottura al collasso verticale, la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza.

Si pone in evidenza che l'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica. Questa non è resa obbligatoria (come vedremo non costituisce un 'principio' e pertanto non deve essere necessariamente adottata dai singoli stati membro); tuttavia, non vengono esplicitamente espressi altri metodi di natura oggettiva, se non, al punto 2.4.5.2 12(P), l'eventuale utilizzo di tavole standardizzate (a discrezione degli stati membro). Il ricorso a valori caratteristici tabulati ha un costo, che consiste nella maggiorazione della cautela ed il conseguente sovradimensionamento delle strutture di fondazione.

#### *Determinazione valori caratteristici e di progetto*

Partendo dai valori medi dei parametri di resistenza al taglio (coesione e angolo di attrito) ricavati dalle indagini, già illustrati nei paragrafi precedenti, si è proceduto alla determinazione analitica dei **valori caratteristici**.

Per **valore caratteristico** s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di 28° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5% (frattile 5%), vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 28°: quindi **il valore caratteristico  $k$  rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.**

I valori caratteristici di  $c'$  e  $\phi'$  sono determinabili con le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}(1) \quad \phi'_k &= \phi'_m (1 + X \cdot V_\phi) \\(2) \quad c'_k &= c'_m (1 + X \cdot V_c)\end{aligned}$$

dove:

$\phi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

$c'_k$  = valore caratteristico della coesione;

$\phi'_m$  = valore medio dell'angolo di attrito;

$c'_m$  = valore medio della coesione;

$V_\phi$  = coefficiente di variazione (COV) di  $\phi'$ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $\phi'$ ;

$V_c$  = coefficiente di variazione (COV) di  $c'$ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $c'$ ;

$X$  = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.



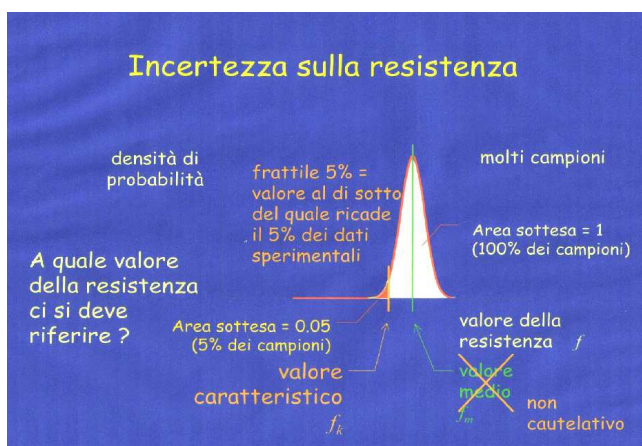


Figura 5.1 Schema grafico ripreso da Gherzi, 2004 e Aiello, 2009

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di  $X$  uguale a  $-1,645$  (Figura 5.1):

Frattile	50%	25%	10%	5%
$X$	0	0,674	1,282	1,645

Di conseguenza le precedenti relazioni diventano:

- (1)  $\phi'_k = \phi'_m (1 + X \cdot V_\phi)$
- (2)  $c'_k = c'_m (1 + X \cdot V_c)$
- (3)  $\phi'_k = \phi'_m (1 - 1,645 V_\phi^\circ)$
- (4)  $c'_k = c'_m (1 - 1,645 V_c^\circ)$

° coefficiente di variazione = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

In realtà, le **Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulle Norme Tecniche** per le Costruzioni indicano che, nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per una corretta scelta dei valori caratteristici, può essere giustificato assumere valori prossimi a quelli medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità oppure quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti; tali condizioni si verificano nei terreni di sedime di fondazioni superficiali, in corpi di frana e in strutture rigide.

Valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici sono maggiormente giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni meno resistenti del volume significativo, oppure nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti per insufficiente rigidità; è il caso dei terreni di base dei pali, delle verifiche a scorrimento di un muro.

Per il presente lavoro, il calcolo è stato eseguito utilizzando il software CVSoil della ditta GEOSTRU.

Nella successiva [Tabella 5.1](#) si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici calcolati sulla base dei dati riportati in [Allegato 04](#) "Verifiche geotecniche".

[Tabella 5.1 Parametri geotecnici valori caratteristici](#)

PARAMETRI CARATTERISTICI									
strati	prof	spessore	$C_u$	$E_d$ coesivi	$\gamma$	$\gamma_{saturo}$	$\Phi$	$E_v$	$E_d$ incoerenti
n°	m	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	°	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1	9,00	9,00	0.90	54.40	1.90	1.98	30,16	71.86	106.51
2	13,00	4,00	1.78	90.95	2.02	2.10	33,91	105.09	97.07

## 5.3 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

### 5.3.1 Caratterizzazione delle azioni elementari

#### Definizioni

AZIONE è qualunque causa o insieme di cause che induce stati limite in una struttura.

Si esplica in modo:

- diretto (Forze concentrate, carichi distribuiti)
- indiretto (variazioni di umidità e  $T^\circ$ , ritiro, cedimenti di vincolo, spostamenti)
- degrado endogeno ed esogeno (rispettivamente, alterazione naturale e agenti esterni)

La risposta strutturale è:

- statica (non provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti)
- pseudostatica (azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente)
- dinamica (provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti).

Variazione della loro intensità nel tempo:

**G – permanenti:** agiscono durante tutta la vita nominale  $V_N$  della costruzione in modo costante:

- $G_1$  (peso proprio degli elementi strutturali, del terreno, forze indotte dal terreno, pressione dell'acqua se costante nel tempo);
- $G_2$  (peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; spostamenti e deformazioni imposti di previsione progettuale);
- $P$  pretensione e precompressione; ritiro e viscosità; spostamenti differenziali.

**Q – variabili:** hanno valori istantanei diversi fra loro nel tempo : di lunga durata o di breve durata rispetto alla  $V_N$ :

- $Q_{k1}$  azione variabile principale;
- $Q_{k2}$  ,  $Q_{k3}$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla principale.

Le  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$  deducibili dalla tabella 2.5, NTC.

#### Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni ( + vuol dire : combinato con):

**1 - Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli **stati limite ultimi (SLU)**:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**2 - Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) irreversibili**, da utilizzarsi nelle **verifiche alle tensioni ammissibili** (In zona sismica 4, per costruzioni di tipo 1 e 2, Classe d'uso I e II)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**3- Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) reversibili**:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**4 - Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**5 - Combinazione sismica**, impiegata per gli **stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E** (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

**6 - Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

## 5.4 Determinazione della tensione e verifiche degli SLU e SLE

### 5.4.1 Generalità

Le opere strutturali nel loro complesso, devono essere adeguatamente progettate, eseguite e collaudate, oltre ad essere sottoposte a regolari manutenzioni, con livelli di sicurezza conformi a quanto stabilito nella normativa di riferimento.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici del DM 14 gennaio 2008, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi (SLU)**: capacità di garantire le prestazioni della struttura evitando il collasso, la perdita di equilibrio, crolli sia totali che parziali, provocare danni gravi ambientali e sociali, ecc.;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.



Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso; il superamento di uno SLU ha carattere irreversibile (collasso strutturale), mentre per lo SLE può essere sia reversibile che irreversibile.

In particolare gli **stati limite ultimi** si riferiscono a:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce danni strutturali significativi a cui si associa una perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni strutturali;

Mentre gli **stati limite di esercizio** si riferiscono a:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

Le *probabilità di superamento* nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente (Figura 5.1).

Stati limiti		$P_{VR}$ nel periodo $V_R$
Stati limiti di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limiti ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 5.1 - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Il calcolo dei parametri geotecnici come disposto dalle NTC del 2008, è composto da:

- calcolo del *carico limite*, che rappresenta la pressione che produce la rottura del complesso terreno-opera di fondazione, tale valore limite dipende sia dalle caratteristiche geometriche dell'opera sia dalle proprietà fisico-meccaniche del terreno di fondazione e pertanto non rappresenta una caratteristica intrinseca del terreno;

- determinazione del *fattore di sicurezza* sulla base del *carico di progetto* previsto sulle fondazioni;

- *verifiche di sicurezza* relative agli stati limite ultimi (SLU) o carichi limite e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE)

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

#### Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

- dove **Ed** è il valore di progetto dell'azione, dipendente da diversi coefficienti parziali che esprimono le azioni, i parametri e la geometria del progetto (DOMANDA).

- **Rd** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (CAPACITA').

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

#### Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Cd$$

- dove **Ed** è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e

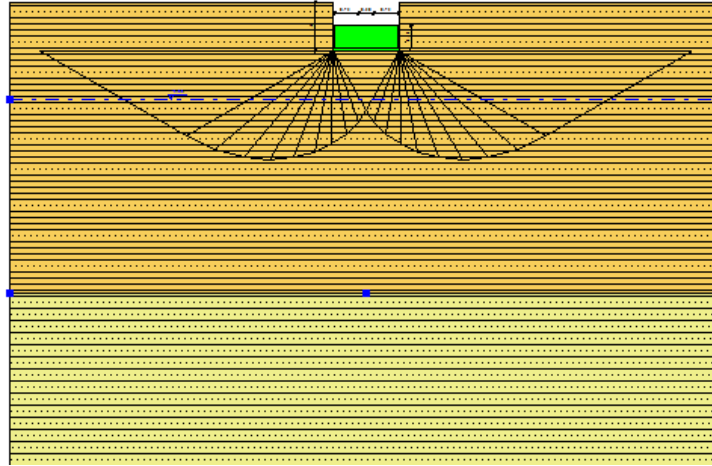
- **Cd** è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

### 5.4.2 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche preliminari per la fattibilità dell'intervento sono state eseguite contemplando i seguenti dati input:

- tipologia di fondazione: è stata implementata una fondazione del tipo a plinto di dimensioni 2m x 2m e profondità di appoggio a circa -1.5 m dalla quota del piano di campagna;



- parametri per la definizione dell'azione sismica:

- categoria topografica T1,
- vita nominale  $V_n \geq 50$  anni,
- classe d'uso II,
- periodo di riferimento  $V_r \geq 50$  anni,
- Categoria di sottosuolo C,
- accelerazione max  $a_g/g = 0.136$
- coefficiente intensità sismica terreno  $K_{hk} 0.0272$
- coefficiente intensità sismica struttura  $K_{hi} 0.3621$

- condizioni di verifica: sia drenate sia non drenate;

- quota della falda: la falda è stata cautelativamente considerata a - 3 m;

- carichi: non essendo disponibile il valore dei carichi che verranno a gravare sulle fondazioni, non è stato possibile applicare le tensioni al terreno di fondazione e le verifiche eseguite forniscono solo i valori del carico limite e delle resistenze di progetto, cui il progettista strutturale dovrà riferirsi per ottenere i fattori di sicurezza che riterrà di conseguire.

- i dati geotecnici utilizzati per eseguire le verifiche sono riportati in [Tabella 5.1](#); nel calcolo si è optato per la condizione che contempla la media pesata delle stratificazioni in quanto più cautelativa; inoltre è stata considerata la correzione dei parametri di Terzaghi (riduzione a 2/3);

- Verifiche: per quanto riguarda le verifiche agli SLU è stato utilizzato l'Approccio 2. Inoltre sono state eseguite le verifiche in condizioni sismiche, utilizzando lo stesso Approccio 2, inserendo un fattore correttivo delle azioni (carichi) pari a 1 e contemplando gli effetti

inerziali indotti dal sisma sulla determinazione di  $R_d$  secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1995).

I **risultati delle verifiche geotecniche** sono riportati nell'**Allegato 02** denominato **"Verifiche geotecniche"**, mentre nelle tabelle sottostanti vengono illustrati i dati salienti delle stesse:

**Tabella 5.2 - Verifiche geotecniche in condizioni DRENATE**

Carico limite

Normativa

Stati Limite NTC 2008 Approccio 2

Genera combinazione

Opzioni di Analisi (DC)

Assegna carichi

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R3	0	0	0	0	0	0	Progetto
2	Sisma	0	0	0	0	0	0	Progetto
3	S.L.E.	0	0	0	0	0	0	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3.1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1		1	1	1	1	1	2.3	1.1
2		1	1	1	1	1	2.3	1.1
3		1	1	1	1	1	1	1

Risultati

Carico limite verticale

Verifica a scorrimento

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m²)	Tensione [Ed] (kN/m²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m³)
A1+M1+R3	HANSEN (1970)	396.02	172.18	0.00	--	--	* Rottura	15840.86
*	TERZAGHI	336.93	146.49	0.00	--	--	* Rottura	13477.10
	MEYERHOF	372.62	162.01	0.00	--	--	* Rottura	14904.80
	VESIC (1975)	428.96	186.51	0.00	--	--	* Rottura	17158.47
	Brinch - Hansen	413.40	179.74	0.00	--	--	* Rottura	16536.12
Sisma	HANSEN (1970)	396.02	172.18	0.00	--	--	* Rottura	15840.86
	TERZAGHI	336.93	146.49	0.00	--	--	* Rottura	13477.10
	MEYERHOF	372.62	162.01	0.00	--	--	* Rottura	14904.80
	VESIC (1975)	428.96	186.51	0.00	--	--	* Rottura	17158.47
	Brinch - Hansen	413.40	179.74	0.00	--	--	* Rottura	16536.12

**Tabella 5.3 - Verifiche geotecniche in condizioni NON DRENATE**

Carico limite verticale Verifica a scorrimento									
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [R <sub>d</sub> ] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [E <sub>d</sub> ] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [F <sub>s</sub> =Qult/E <sub>d</sub> ]	Condizione di verifica [E <sub>d</sub> <R <sub>d</sub> ]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )	
A1+M1+R3	HANSEN (1970)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32	
	TERZAGHI	479.49	208.48	0.00	--	--	* Rottura	19179.73	
	MEYERHOF	457.53	198.93	0.00	--	--	* Rottura	18301.22	
	VESIC (1975)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32	
*	Brinch -	403.90	175.61	0.00	--	--	* Rottura	16156.07	
Sisma	HANSEN (1970)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32	
	TERZAGHI	479.49	208.48	0.00	--	--	* Rottura	19179.73	
	MEYERHOF	457.53	198.93	0.00	--	--	* Rottura	18301.22	
	VESIC (1975)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32	
	Brinch - Hansen	403.90	175.61	0.00	--	--	* Rottura	16156.07	

Per il calcolo dei fattori di sicurezza secondo quanto previsto nelle nuove “*Norme Tecniche delle Costruzioni*” è necessario, quando disponibile il carico di progetto, verificare la disuguaglianza esplicitata al paragrafo 5.4.1 e confrontare le resistenze di progetto con la tensione massima progettuale applicata al piano di posa.

Il progettista, quindi, sulla base del valore di pressione progettuale e sulla base del coefficiente di sicurezza reale che sceglierà di adottare, potrà determinare il valore di carico massimo da applicare.



## 6. CONCLUSIONI

Il presente studio, redatto per conto della ditta **SMEG S.p.A. con sede in Guastalla (RE), via Leonardo da Vinci 4**, analizza gli aspetti geologici, sismici e geotecnici dei terreni interessati dal **"Piano Urbanistico Attuativo denominato P3 per l'attuazione del comparto industriale sito in Casale di Mezzani (PR)"** per la valutazione della fattibilità dell'intervento edilizio proposto.

**Dal punto di vista geologico** l'area rientra nell'Unità di Modena AES8a, caratterizzata da sabbie prevalenti con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso-argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide e di canale fluviale.

Per la caratterizzazione dei depositi presenti nell'area in oggetto si è fatto riferimento ad una campagna di indagini eseguita nell'anno 2008, consistente in n° 5 prove penetrometriche statiche tipo CPT approfondite a 8 e 30 m dal p.c. e in una prova sismica MASW eseguita nelle adiacenze dell'area.

La sequenza litostratigrafica, ricostruita sulla base delle indagini geognostiche, è così sintetizzata:

- **UL1:** da 0 a 9 m dal p.c. - Argilla inorganica molto compatta- strato a comportamento prevalentemente coesivo;
- **UL2:** da 9 a 30 m dal p.c. - Argilla sabbiosa e limosa e sabbie limose - strato a comportamento prettamente attritivo.

Per quanto riguarda la pericolosità connessa ai tematismi geomorfologici, idrogeologici e sismici non si segnalano particolari situazioni di rischio:

- dal punto di vista geomorfologico, nel sito di intervento non si ravvisano né incompatibilità fra le opere previste e le normative del PAI, né situazioni tali da richiedere l'esecuzione di interventi per la messa in sicurezza morfologica;

- dal punto di vista idraulico si segnala che l'esondabilità è un evento ritenuto possibile anche se la probabilità che possa interessare l'area in oggetto è molto inferiore rispetto all'eventualità di problemi connessi alla rete scolante, che potrebbero rappresentare l'elemento di maggior criticità localmente. - dal punto di vista idrogeologico, l'acquifero si presenta poco vulnerabile con un livello piezometrico che si attesta a circa 5-7 m dal p.c. come risultato dalle prove geognostiche.

A conclusione dell'analisi geologica si ritiene che l'intervento possa ritenersi fattibile senza particolari problematiche.

**Dal punto di vista sismico** le analisi evidenziano quanto segue:

- le osservazioni e i dati sismologici storici reperiti indicano che il territorio provinciale di Parma è interessato da una sismicità di livello da medio a medio-basso, con terremoti che storicamente hanno raggiunto intensità pari al VII – VIII grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS);

- Il territorio del Comune di Mezzani dista circa 13 km dalla sorgente sismogenetica ITCS009 "Busseto-Cavriago" caratterizzata da terremoti di magnitudo max pari a 5.6 Mw, con profondità comprese tra 2 e 8 Km;

- le mappe interattive della pericolosità sismica consultabili sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia indicano che il territorio del Comune di Mezzani ricade in un areale in cui si possono verificare terremoti caratterizzati da un'accelerazione massima del suolo ( $a_{max}$ ) pari a  $0.075 \div 0.100$  g; tali valori risultano coerenti con le tabelle di cui all'Allegato A4 della D.A.L. Regione Emilia-Romagna n° 112 del 2.5.2007, che attribuisce al Comune di Mezzani un valore di accelerazione di piccolo al suolo  $a_g$  (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) di 0.091 g;

- Secondo la Classificazione Sismica del Territorio Italiano (pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003) il Comune di Mezzani risulta classificato nella zona 3 (grado di pericolosità basso);

- Il parametro  $V_{s30}$ , velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità, è stato determinato utilizzando una prova sismica MASW eseguite nelle adiacenze che ha fornito un valore pari a 262 m/s, cui corrisponde una Categoria di Sottosuolo di tipo **categoria C**: "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del  $V_{S30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*".

- al sito oggetto di intervento, caratterizzato da superfici pianeggianti e comunque con deboli inclinazioni (inferiori ai  $15^\circ$ ), è stata attribuita una categoria topografica T1;

- le opere di cui al presente progetto sono attribuibili ad una classe d'uso II (affollamento normale) con vita nominale VN pari a 50 anni, e periodo di riferimento VR pari a 50 anni;

- i parametri sismici del sito, calcolati sulla base dei dati di cui sopra, sono riportati nella seguente tabella:

Accelerazione max $a_g/g$	0.136
Coefficiente intensità sismica terreno $K_{hk}$	0.0272
Coefficiente intensità sismica struttura $K_{hi}$	0.3621

Le risultanze dello studio sismico hanno consentito la caratterizzazione sismica del sito ed in particolare la definizione dell'azione sismica di riferimento come da Vigente Normativa, necessaria per una corretta progettazione delle opere in cemento armato.

**Dal punto di vista geotecnico**, lo studio ha fornito le seguenti risultanze:

- è stato effettuato il calcolo dei valori caratteristici sui parametri geotecnici medi e i risultati sono espressi in [Tabella 6.1](#).

Tabella 6.1 Parametri geotecnici (valori caratteristici)

PARAMETRI CARATTERISTICI									
strati	prof	spessore	C <sub>u</sub>	E <sub>d</sub> coesivi	γ	γ <sub>saturo</sub>	Φ	E <sub>v</sub>	E <sub>d</sub> incoerenti
n°	m	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	°	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1	9,00	9,00	0.90	54.40	1.90	1.98	30,16	71.86	106.51
2	13,00	4,00	1.78	90.95	2.02	2.10	33,91	105.09	97.07

La fattibilità geotecnica dell'intervento è stata indagata impostando le verifiche con i seguenti dati input:

- fondazione a plinto 2.0 x 2.0 m;
- prof. di posa 1.5 m dal p.c.;
- falda attestata a 3 m dal p.c.;
- Valutazione dell'azione sismica: classe II per le strutture previste, una vita nominale di 50 anni, periodo di riferimento  $V_r \geq 50$  anni, una categoria di sottosuolo C (262 m/s) e una categoria topografica T1, Accelerazione max  $a_g/g$  0.136, Coefficiente intensità sismica terreno Khk 0.0272, Coefficiente intensità sismica struttura Khi 0.3621;
- condizioni di verifica: sia drenate sia non drenate;
- carichi di progetto: non essendo disponibile il valore dei carichi che verranno a gravare sulle fondazioni, non è stato possibile applicare le tensioni al terreno di fondazione e le verifiche eseguite forniscono solo i valori del carico limite e delle resistenze di progetto, cui il progettista strutturale dovrà riferirsi per ottenere i fattori di sicurezza che riterrà di conseguire.
- Verifiche agli SLU utilizzando l'Approccio 2 di cui alle NTC 2008;
- Verifiche in condizioni sismiche sempre con l'Approccio 2, inserendo un fattore correttivo delle azioni pari a 1 e contemplando gli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione di Rd secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1995);

Le verifiche geotecniche hanno prodotto i seguenti risultati (Tabella 6.2 e Tabella 6.3):

Tabella 6.2 - Verifiche geotecniche in condizioni DRENATE

Risultati								
Carico limite verticale Verifica a scorrimento								
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	396.02	172.18	0.00	--	--	* Rottura	15840.86
*	TERZAGHI	336.93	146.49	0.00	--	--	* Rottura	13477.10
	MEYERHOF	372.62	162.01	0.00	--	--	* Rottura	14904.80
	VESIC (1975)	428.96	186.51	0.00	--	--	* Rottura	17158.47
	Brinch - Hansen	413.40	179.74	0.00	--	--	* Rottura	16536.12
Sisma								
	HANSEN (1970)	396.02	172.18	0.00	--	--	* Rottura	15840.86
	TERZAGHI	336.93	146.49	0.00	--	--	* Rottura	13477.10
	MEYERHOF	372.62	162.01	0.00	--	--	* Rottura	14904.80
	VESIC (1975)	428.96	186.51	0.00	--	--	* Rottura	17158.47
	Brinch - Hansen	413.40	179.74	0.00	--	--	* Rottura	16536.12

Tabella 6.3 - Verifiche geotecniche in condizioni NON DRENATE

Carico limite verticale		Verifica a scorrimento						
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed < Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32
	TERZAGHI	479.49	208.48	0.00	--	--	* Rottura	19179.73
	MEYERHOF	457.53	198.93	0.00	--	--	* Rottura	18301.22
	VESIC (1975)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32
*	Brinch -	403.90	175.61	0.00	--	--	* Rottura	16156.07
Sisma								
	HANSEN (1970)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32
	TERZAGHI	479.49	208.48	0.00	--	--	* Rottura	19179.73
	MEYERHOF	457.53	198.93	0.00	--	--	* Rottura	18301.22
	VESIC (1975)	493.28	214.47	0.00	--	--	* Rottura	19731.32
	Brinch - Hansen	403.90	175.61	0.00	--	--	* Rottura	16156.07

Per il calcolo dei fattori di sicurezza secondo quanto previsto nelle nuove "Norme Tecniche delle Costruzioni" è necessario, quando disponibile il carico di progetto, verificare la disuguaglianza esplicitata al paragrafo 4.6.1 e confrontare le resistenze di progetto con la tensione massima progettuale applicata al piano di posa.

Il progettista, quindi, sulla base del valore di pressione progettuale e sulla base del coefficiente di sicurezza reale che sceglierà di adottare, potrà determinare il valore di carico massimo da applicare.

Gli studi condotti hanno evidenziato che l'area interessata dal "**Piano Urbanistico Attuativo denominato P3 per l'attuazione del comparto industriale sito in Casale di Mezzani (PR)**" non presenta problematiche e risulta **idonea alla realizzazione dell'intervento** da un **punto di vista geologico, sismico e geotecnico**, fatte salve le seguenti prescrizioni tecniche:

- le quote di progetto del piano terreno del fabbricato dovranno attestarsi ad un livello quanto più elevato rispetto al piano stradale (compatibilmente con i raccordi alle strutture esistenti) per mantenere un franco di sicurezza nei confronti di eventuali situazioni di crisi della rete idrica secondaria;
- nelle fasi costruttive, al fine di attestare i corpi fondali in orizzonti litologici a soddisfacente competenza e di tutelare il substrato di fondazione dal gelo e dalle più significative variazioni di umidità stagionali, la base delle fondazioni dovrà essere collocata a profondità non inferiori a 1.50 m dall'attuale piano di campagna;
- l'andamento generale della superficie finale di appoggio della fondazione dovrà essere pianeggiante e priva di inclinazioni, tale da garantire la stabilità dell'opera; in particolare non dovranno riscontrarsi gradini, risalti e cambiamenti bruschi di pendenza in qualsiasi direzione;
- le operazioni di scavo dovranno essere condotte con tutti gli accorgimenti affinché la superficie finale risulti fresca e non sconnessa dalle operazioni stesse; prima di iniziare il getto del calcestruzzo dovrà essere controllato, zona per zona, che la superficie di fondazione non abbia subito alterazioni ed in particolare dovranno essere rimossi eventuali detriti presenti sulla stessa;

- *la posa in opera delle fondazioni dirette dovrà avvenire in successione immediata alle opere di scavo, previa regolarizzazione e protezione del piano di posa con getto di conglomerato magro ed asportando l'eventuale acqua di falda che potrebbe depositarsi sul fondo dello scavo utilizzando opportuni metodi di aggettamento.*

Si allegano alla presente:

- Allegato 01 Tabulati prove penetrometriche e correlazioni geotecniche
- Allegato 02 Verifiche geotecniche

Parma, sabato 5 agosto 2017

*Stefano Mantovani*

