

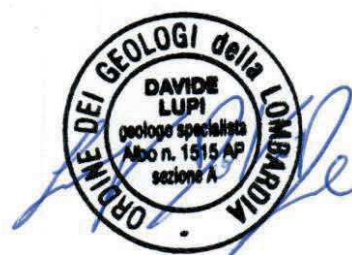
# COMUNE DI CODOGNO

PROVINCIA DI LODI

## COPERTURA PADDOCK ESISTENTE IN LOCALITA' MAIOCCA

### RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA– SISMICA SUI TERRENI DI FONDAZIONE

Committente: Azienda Agricola Grande s.s  
Società Agricola di Fusari Giacomo e Andrea  
Località Maiocca  
26845 CODOGNO (LO)



DATA	REVISIONE	REDATTO	NOTE
23 Luglio 2020	0	LUPI	

**Dott. Geol. Davide Lupi**

Cascina Cà Tanzino, 28 – 26845 CODOGNO (LO)

Cell. 338 6605315 – e-mail: [lupidavide.geo@gmail.com](mailto:lupidavide.geo@gmail.com)

## INDICE

Premessa	pag 3
1. Inquadramento territoriale e geologico-geomorfologico	pag 4
2. Inquadramento idrogeologico	pag 8
3. Vulnerabilità dell'acquifero	pag 9
4. Classe di fattibilità e vincoli che insistono sull'area in esame	pag 10
5. Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA)	pag 11
6. Indagine penetrometrica SCPT	pag 13
7. Modello geologico del sito	pag 13
8. Modello geologico di riferimento e parametrizzazione geotecnica	pag 14
9. Analisi sismica	pag 17
9.1 <i>Normativa Nazionale</i>	pag 17
9.2 <i>Normativa Regionale</i>	pag 20
10. Pericolosità sismica di base del territorio comunale	pag 21
11. Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione	pag 23
11.1 <i>Misura delle Vseq tramite prove sismiche</i>	pag 24
11.1.1 <i>Prova Re.Mi.</i>	pag 25
11.1.2 <i>Prova MASW.</i>	pag 26
11.1.3 <i>Acquisizione dei dati</i>	pag 26
11.1.4 <i>Elaborazione dei dati e analisi dei risultati</i>	pag 27
12. Risposta sismica locale	pag 30
13. Verifica della possibilità di fenomeni di liquefazione	pag 33
14. Capacità portante del complesso terreno-fondazione	pag 35
14.1 <i>Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	pag 38
14.2 <i>Verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)</i>	pag 40
15. Conclusioni	pag 42
Allegati	
Ubicazione indagini	
Documentazione fotografica	
Lecture prove penetrometriche	

## **PREMESSA**

In ordine alla progettazione della copertura del paddock esistente c/o la Cascina Grande sita in località Maiocca in Comune di Codogno (LO), la società AgristudioMAS srl, per conto della proprietà, ha commissionato allo scrivente la definizione delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interessati per poter procedere ad una corretta progettazione delle strutture di fondazione, ai sensi *del D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Lo studio è stato inoltre redatto ai sensi delle Norme Geologiche di Attuazione contenute nel Piano di Governo del Territorio vigente.

Per la progettazione sono state utilizzate precedenti prove eseguite in sito e la cui validità può essere estesa alla progettazione in esame. Le indagini svolte si sono articolate nelle seguenti fasi:

- Raccolta dei dati geologici di letteratura e inquadramento geologico ed idrogeologico dell'area di interesse;
- Esecuzione di nr. 2 Prove Penetrometriche Dinamiche Continue per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni superficiali interessati dalla posa delle strutture di fondazione (DPSH1, DPSH2). Le prove si sono spinte fino ad una profondità massima di 10.2 metri da Piano Campagna (DPSH1);
- Esecuzione di nr.1 stendimento sismico con acquisizione prova tipo MASW/Re.Mi., per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità Vs30 e l'approfondimento degli scenari di Pericolosità Sismica Locale ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni espresse nel D.M. 17/01/2018;
- Elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti per la definizione del modello geologico e del modello geotecnico del sito;
- Valutazione del carico limite dei terreni di fondazione e della Resistenza di progetto del sistema geotecnico ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni come da D.M. 17/01/2018.

## 1. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

L'area di indagine dal punto di vista catastale è situata all'interno del mappale 195 del Foglio 3 del Comune di Codogno. E' collocata a circa 61 m s.l.m., è pianeggiante ed è ubicata nella parte nord-occidentale del territorio comunale, in località Maiocca.



**Fig. 1: immagine da satellite con evidenziata l'area oggetto dell'intervento.**

Il territorio oggetto di studio si inserisce nelle ampie strutture regionali della pianura: nel raggio di alcuni chilometri affiorano solo depositi continentali di origine fluviale e fluvio-glaciale che, in questa zona, sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi.

Tuttavia, al di sotto dei depositi continentali affioranti (che raggiungono lo spessore di alcune centinaia di metri), è presente un basamento di origine marina, di cui le prospezioni geofisiche, eseguite nei decenni scorsi a scopo di ricerca petrolifera, hanno permesso di rilevare una situazione strutturale complessa e non priva di significato neotettonico. Lo sviluppo geologico di questo lembo di Pianura Padana è strettamente legato all'evoluzione della catena appenninica in una fase tardiva della sua storia tettonogenetica: la pianura rappresenta il risultato del riempimento

cominciato nel Pliocene, dapprima marino e poi continentale, dei bacini ampiamente subsidenti delle avanfosse padane.

A partire dal piede della catena appenninica, infatti, la coltre alluvionale immerge verso NNE e si ispessisce rapidamente sino all'altezza del Po mentre, a nord del Fiume, le immersioni assumono direzione opposta: queste geometrie sottolineano il coinvolgimento del materasso alluvionale nella fase di riempimento dei bacini di piggy-back, ospitati sui thrust embriciati a vergenza settentrionale.

A grandi linee le strutture sepolte sono costituite da sistemi di *thrust* e pieghe ad orientamento WNW-ESE, caratterizzati da ripetuti fenomeni di ondulazione assiale. La comparsa di tali strutture è generalmente riferibile ad una fase tettonica di età pliocenica media, come databile dalla discordanza esistente tra i sedimenti plio-pleistocenici marini ed il substrato sottostante. Tuttavia, la tettonica responsabile della strutturazione del substrato si è protratta anche in periodi più recenti (Braga et al., 1976; Pieri e Groppi, 1981), con un chiaro coinvolgimento quaternario della copertura sovrastante.

A sostegno di questo fatto, molti Autori indicano gli affioramenti di sedimenti pre-würmiani che emergono sul "Livello fondamentale della pianura", in prossimità degli assi di alcune strutture positive del substrato (zone di Zorlesco e di Coste Fornaci, rispettivamente a N ed a S di Casalpusterlengo).

La situazione geomorfologica attuale è il prodotto del riempimento del bacino in subsidenza unito al processo di sollevamento che ha portato alla deposizione di depositi continentali. L'area indagata è compresa nella pianura alluvionale ed è caratterizzata da una forte omogeneità morfologica.

Come evidenziato dalla cartografia geologica ufficiale (Carta Geologica della Lombardia scala 1:250.000 e Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 - Foglio n. 60 "Piacenza"), le unità affioranti in un intorno significativo dell'area di analisi sono tutte di origine continentale.

Tali unità, caratteristiche di ambienti deposizionali fluviali e di età compresa tra il Pleistocene medio-superiore e l'Olocene, sono:

- **Alluvioni attuali** - sono depositi sabbiosi o limosi, con lenti ghiaiose a ciottoli minuti, del greto dei corsi d'acqua. Occupano le aree maggiormente depresse all'interno degli alvei ordinari del Po, dell'Adda e del Lambro, sono separate altimetricamente dalle alluvioni medio-recenti lungo le sponde fluviali e vengono sommerse durante le piene ordinarie.

- **Alluvioni recenti (Olocene)** - si tratta delle alluvioni affioranti con continuità lungo fasce più o meno ampie sulle sponde dei fiumi e sono costituite da depositi di granulometria variabile tra la



ghiaia e l'argilla. Sono depositi talora terrazzati, fissati e coltivati, di poco sospesi sugli alvei attuali del Po, dell'Adda e del Lambro o affioranti in corrispondenza delle incisioni fluviali del reticolo idrico secondario (Colatore Brembiolo, Colatore Muzza, ecc.), anche inondabili in occasione di piene straordinarie se non adeguatamente protette da rilevati arginali.

- **Alluvioni antiche (Olocene inferiore)** - sono depositi ghiaiosi, sabbiosi, limosi ed argillosi presenti in modo discontinuo nelle valli oloceniche del reticolato idrografico. Le alluvioni antiche sono poste in posizione intermedia tra il Livello Fondamentale della Pianura e la piana alluvionale dei corsi d'acqua e, unitamente alle alluvioni recenti ed attuali, costituiscono l'intervallo cronostratigrafico olocenico affiorante nella Provincia di Lodi.

- **Fluvioglaciale Wurm (Pleistocene superiore)** - è costituito da depositi sabbiosi, limosi ed argillosi con lenti ghiaiose a ciottoli minuti; i depositi presentano un suolo bruno o brunastro, talora rossastro per dilavamento di paleosuoli preesistenti a monte e costituiscono il Livello Fondamentale della Pianura (o Piano Generale Terrazzato) sviluppato a valle della linea delle risorgive.

Nelle immagini seguenti si riportano stralci del Foglio Geologico alla scala 1:100.000 e della Tavola 1 della Carta Geomorfologica del PGT in cui ricade l'area in esame.

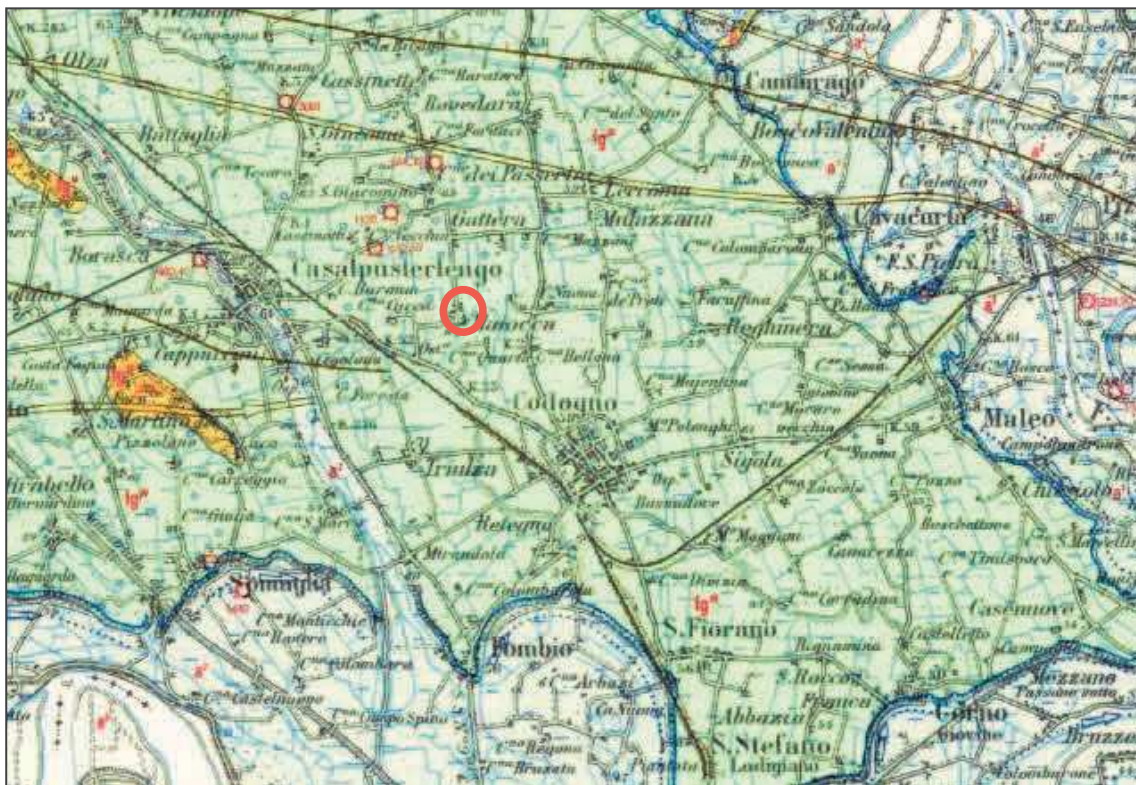
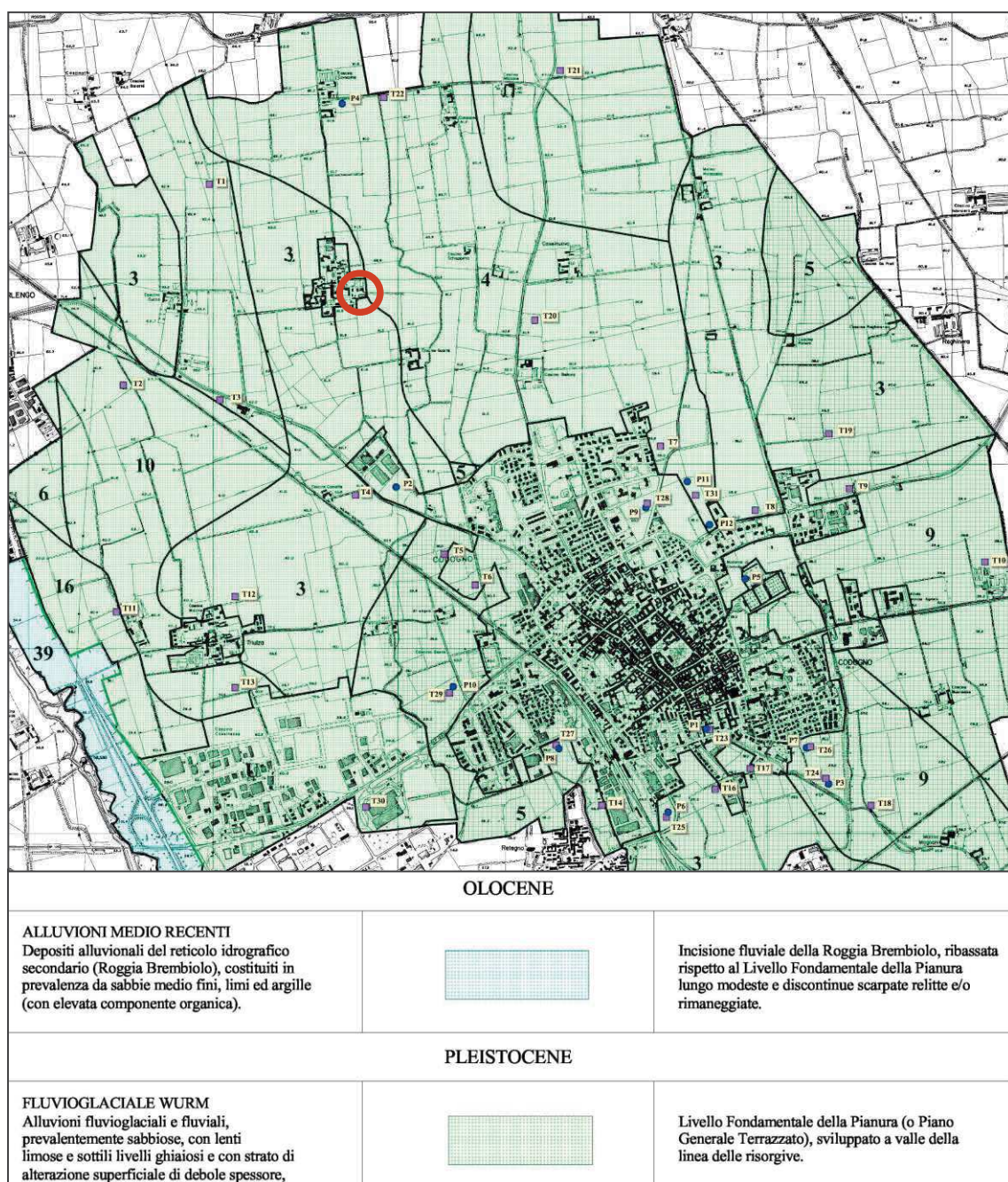


Fig. 2: Estratto dalla Carta Geologica 1:100.000 Foglio 60 – Piacenza





**Fig. 3: Estratto dalla Tav. 1 – Inquadramento geologico-geomorfologico del PGT vigente**

Come si evince dalla precedente fig. 3 i sedimenti affioranti nell'area in esame sono appartenenti al periodo wurmiano e rappresentano il "livello fondamentale della pianura". Sono costituiti da litotipi prevalentemente sabbiosi con granulometria da mediamente selezionata a selezionata con frazione fine da scarsa ad assente.

Sottolineo peraltro che non si rilevano alterazioni geomorfologiche significative che possano impedire l'esecuzione dell'opera.

## **2. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO**

A scala regionale storicamente la successione idrogeologica viene distinta in tre unità:

- 1- Unità ghiaioso-sabbiosa, più superficiale: è costituita da coltri fluvioglaciali e fluviali recenti. E' costituita da sedimenti continentali con granulometrie via via più fini da Nord a Sud. E' sede della più importante e utilizzata struttura idrica sia per la sua posizione stratigrafica, sia per i suoi valori di permeabilità, generalmente molto elevati;
- 2- Unità sabbioso-argillosa: è suddivisibile in due sub-unità costituite, la prima, da argille, limi e sabbie con livelli torbosi derivati da ambienti deposizionali fluvio-palustri, mentre la seconda da alternanze di ghiaie e sabbie con argille e limi testimoni di ambienti deposizionali costiero-marini. La permeabilità delle due sub-unità è variabile in funzione della granulometria che le caratterizza.
- 3- Unità argillosa: è l'unità più profonda ed è la testimonianza di ambienti di sedimentazione marini. La sua permeabilità è molto scarsa.

Nel 2002 la Regione Lombardia, in collaborazione con ENI, ha reinterpretato lo schema idrogeologico classico applicando i criteri della Stratigrafia sequenziale, classificando gli acquiferi del sottosuolo lombardo in nuove Unità Idrostratigrafiche (Gruppi Acquiferi) che permettono una migliore e più dettagliata comprensione dei loro rapporti stratigrafici (Regione Lombardia, ENI Divisione AGIP, 2002. Geologia degli acquiferi Padani della Regione Lombardia a cura di Carcano e Piccin).

Nell'ambito di tutto il territorio lodigiano si rinviene un complesso idrogeologico sotterraneo la cui porzione più superficiale è in stretta relazione con il sistema idrografico ed è condizionato da complesse strutture stratigrafico-deposizionali che ne governano l'accumulo ed il transito.

L'esame delle stratigrafie disponibili ha permesso di ricostruire l'assetto geometrico-strutturale del sottosuolo, che si presenta come un corpo alluvionale nel quale gli acquiferi, di natura prevalentemente sabbiosa, si alternano a livelli impermeabili.

Al di sotto di questo materasso alluvionale, la scarsa disponibilità di informazioni non consente di definire le geometrie degli acquiferi localmente sviluppati oltre una certa profondità.



Tuttavia giova ricordare come a scala regionale si sviluppi un complesso acquifero di tipo “multifalda”, all'interno del quale sono riconoscibili due circuiti chiaramente separati:

- un circuito più superficiale, che nel sottosuolo di Codogno assume caratteristiche da freatiche a confinate (in presenza di depositi fini di copertura) e viene alimentato sia da monte (secondo la direzione di deflusso idrogeologico), sia per infiltrazione diretta (a seguito di precipitazioni meteoriche o durante la pratica irrigua);
- un circuito profondo (o confinato-artesiano), ospitato in orizzonti permeabili protetti al tetto da depositi impermeabili di significativo spessore ed estensione laterale).

Le informazioni stratigrafiche disponibili indicano per il circuito superficiale un limite basale ad quota media di circa 20 m s.l.m., profondità alla quale compaiono potenti depositi impermeabili che limitano lo spessore del primo acquifero a circa 30-40 m.

La soggiacenza della falda freatica superficiale varia da 0 a 12 metri sul territorio comunale, in base ad una campagna di misure piezometriche effettuata nel mese di gennaio 2004.

Risulta pertanto possibile suddividere il territorio comunale in tre aree con soggiacenza differente, ovvero:

- il settore centro-settentrionale del territorio comunale, caratterizzato da soggiacenza compresa fra 5 e 10 m da piano campagna;
- il settore centro-meridionale caratterizzato da soggiacenza superiore a 10 m;
- lo stretto settore occidentale, occupato dai terrazzi fluviali del Colatore Brembiolo, con soggiacenza inferiore a 5 m e falda localmente sub-affiorante.

Nello specifico dell'area indagata la soggiacenza è risultata di poco inferiore a 6 metri. Al termine della prova DPSH1 è stato misurato il livello della falda che è risultato a 5.70 metri da p.c. Non è disponibile uno studio di dettaglio delle oscillazioni piezometriche che permetta una ricostruzione nel tempo di un eventuale trend di variazione dei valori di soggiacenza.

Tale livello è compatibile con quanto evidenziato nella Carta idrogeologica associata allo Studio Geologico del Piano di Governo del Territorio.

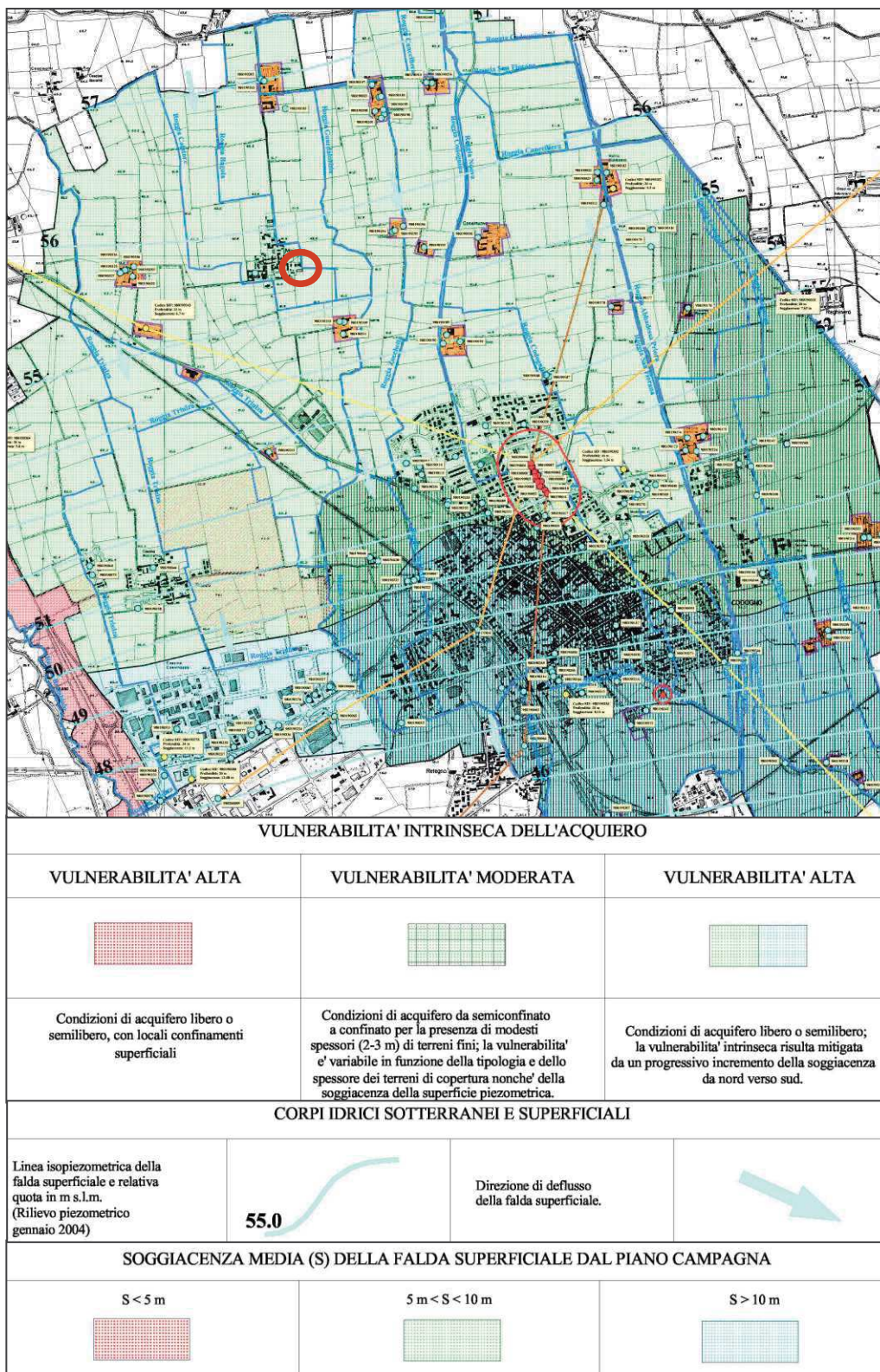


Fig. 4: Estratto dalla Tav. 2 – Carta idrogeologica del PGT vigente

### 3. VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO

Sono diversi i fattori che regolano la vulnerabilità dell'acquifero. Questi fattori sono legati da una parte alla velocità di passaggio dalla superficie alla falda di un eventuale inquinante, dall'altra alle caratteristiche del deflusso e dai possibili fenomeni di attenuazione dell'impatto intrinseci all'ambiente.

In prima approssimazione gli elementi più importanti che concorrono alla valutazione della vulnerabilità sono:

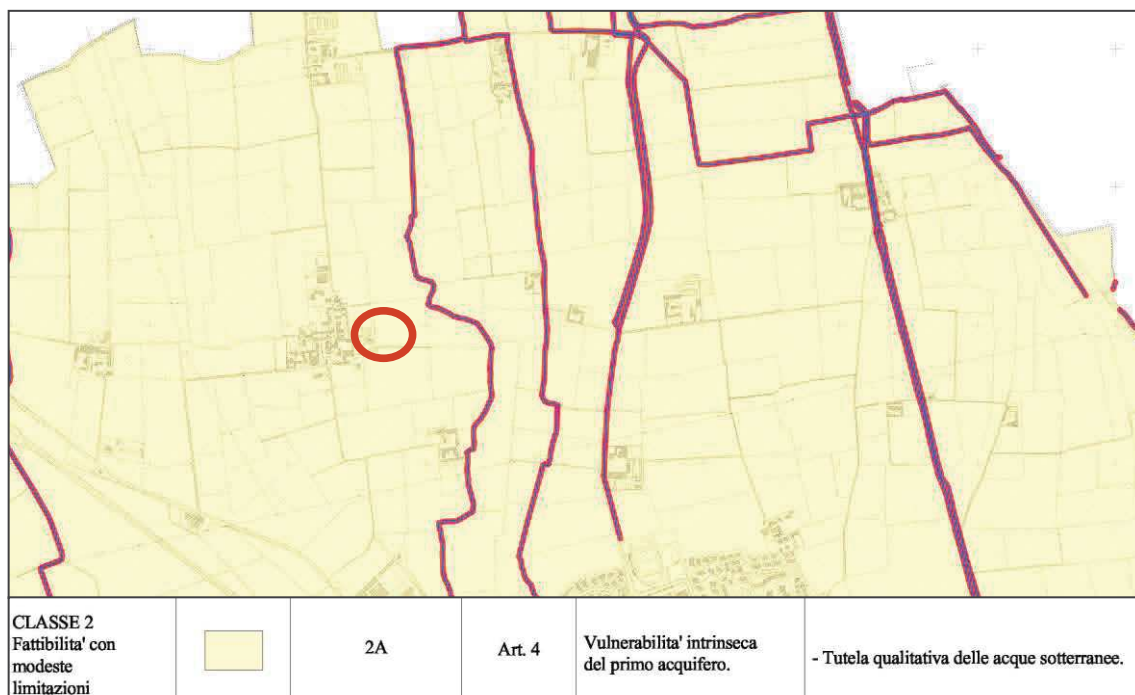
- Lo spessore, la litologia, lo stato di addensamento e la permeabilità dello strato non saturo superficiale;
- La profondità e le caratteristiche dell'acquifero.

Sulla base di quanto sopra riportato e dalle indagini dirette effettuate, l'area di studio è caratterizzata da una vulnerabilità dell'acquifero alta.

E' fondamentale che in fase di progettazione si ponga particolare attenzione a non creare vie preferenziali di infiltrazione di eventuali inquinanti.

### 4. CLASSE DI FATTIBILITA' E VINCOLI CHE INSISTONO SULL'AREA IN ESAME

L'area indagata secondo quanto disposto dalle Norme Geologiche di Attuazione è ricompresa nella **CLASSE DI FATTIBILITA' 2 (fattibilità con modeste limitazioni)** senza specifiche controindicazioni di carattere geologico tecnico all'edificazione.



**Fig. 5: Estratto dalla Carta di fattibilità geologica, parte Nord del territorio comunale, del PGT vigente**

## 5. PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)

La direttiva 2007/60/CE – Direttiva Alluvioni- introduce per gli stati membri l'obbligo di dotarsi di un quadro coordinato per la valutazione dei rischi di alluvione e di un piano di gestione delle stesse per la salvaguardia della vita umana e dei beni esposti e la mitigazione dei danni derivanti dalle alluvioni.

La Direttiva europea è stata recepita dal legislatore con il D. Lgs 49/2010 che ha portato alla redazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).

Lo strumento per la valutazione e la gestione del rischio è rappresentato dalle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni che riportano l'estensione potenziale delle inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali o artificiali), dal mare, dai laghi con riferimento a tre scenari: alluvioni rare (Tempo di ritorno  $200 < Tr \leq 500$  anni), poco frequenti (Tempo di ritorno  $50 < Tr \leq 200$  anni), frequenti Tempo di ritorno  $Tr \leq 50$  anni).

Le mappe del rischio segnalano la presenza di aree allagabili di elementi potenzialmente esposti (popolazione, servizi, infrastrutture, attività economiche, etc) ed il corrispondente livello di rischio, distinto in 4 classi di diverso colore:

- Giallo: R1 Rischio moderato o nullo



- Arancione: R2 Rischio medio
- Rosso: R3 Rischio elevato
- Viola: R4 Rischio molto elevato

*Dall'analisi delle mappe suddette si evince che la zona indagata, relativamente al Reticolo Principale, non è compresa in alcuna area interessata da uno scenario di alluvione*



**Fig. 6: mappa pericolosità PGRA da Geoportale Lombardia**



**Fig. 7: mappa rischio PGRA da Geoportale Lombardia**

## **6. INDAGINE PENETROMETRICA DPSH**

Come detto in premessa, al fine di ottenere i dati necessari per ricavare i parametri geotecnici per la progettazione strutturale sono state eseguite nr. 2 prove penetrometriche dinamiche (DPSH1 e DPSH2) spinte fino alla profondità rispettivamente di 10.2 e 8.4 metri.

La prova penetrometrica dinamica consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standardizzate che viene infissa mediante battitura nel terreno per mezzo di un maglio a caduta.

Le informazioni ricavate sono di tipo continuo poiché la misura di resistenza alla penetrazione (data dal numero di colpi necessari a infiggere la punta per un tratto di 20 cm) vengono eseguite durante tutta l'infissione della punta stessa a partire dal Piano Campagna.

In fase di elaborazione il nr. di colpi per tratti di 20 cm è stato corretto e parametrato al nr. di colpi corrispondente per tratti di 30 cm (SCPT).

Per effettuare le prove è stato utilizzato un penetrometro TG63-100 PAGANI in configurazione dinamica.

Le caratteristiche principali sono le seguenti:

- Peso del maglio: 73 kg
- Altezza di caduta: 75 cm
- Area punta punta: 20 cm<sup>2</sup>
- Angolo di apertura: 60°

Il penetrometro in tale configurazione può essere ascritto alla categoria DPSH (superpesante) secondo la classifica ISSMFE.

## 7. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

L'analisi dei risultati ottenuti con le indagini geognostiche ha permesso di riconoscere, al disotto di un primo strato di terreno rimaneggiato, una successione litostratigrafica del sito di intervento caratterizzata da due livelli con caratteristiche differenti. La natura litologica dei terreni attraversati è stata individuata applicando opportune e validate correlazioni. *Si sottolinea che le profondità indicate sono riferite al piano di esecuzione delle prove.*

- **Livello R:** si tratta del terreno superficiale di coltivo, humifero, rimaneggiato. Si estende fino alla profondità di 0.6 metri da p.c.. Di nessun interesse geologico e geotecnico;
- **Livello 1:** si tratta dell'unità sottostante al livello R superficiale che si estende fino alla profondità massima di 2.6 metri in corrispondenza della verticale nr. 1. E' costituita da limi debolmente argillosi moderatamente consistenti con un valore medio di  $N_{spt}$  pari a 6;
- **Livello 2:** rappresenta l'orizzonte intermedio individuato fino alla profondità massima di 6.4 metri da piano campagna in corrispondenza della prova 1. E' costituito prevalentemente da limi sabbiosi consistenti. Il valore medio di  $N_{spt}$  è pari a 9
- **Livello 3:** rappresenta l'orizzonte di fondo delle indagini individuato fino ad almeno 10.2 metri da piano campagna in corrispondenza della prova 1. Ha carattere incoerente essendo costituito prevalentemente da sabbie limose moderatamente addensate. Il valore medio di  $N_{spt}$  è pari a 11.

## 8. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

L'indagine geognostica, attraverso una opportuna parametrizzazione, ha permesso di definire il seguente modello geotecnico di riferimento ai fini della progettazione strutturale.

Si ricorda comunque che nonostante le indagini penetrometriche forniscano dati geotecnici attendibili ampiamente verificati, le deduzioni sui parametri dei terreni attraversati derivano da correlazioni empiriche.

Dai dati ottenuti dalle prove si è proceduto quindi alla stima dei principali parametri geotecnici che per i terreni coesivi è la Coesione non drenata, ( $C_u$ ) mentre per i terreni a carattere prevalentemente incoerente sono l'Angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), La Densità Relativa ( $D_r$ ) e il Modulo di deformazione (o di Young) ( $E$ ).

Si elencano di seguito, in modo specifico, le correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici, correlazioni che sono tra le più diffuse e validate in letteratura.

### **Coesione non drenata (Cu)**

La coesione, in generale, rappresenta una resistenza agli sforzi di trazione, determinata dalle interazioni tra le particelle.

Per la sua stima è stato utilizzato il metodo proposto da SANGLERAT che è valido per terreni limoso sabbiosi in genere e si basa sulla seguente relazione:

$$\underline{Cu \text{ (kg/cmq)} = 0,067 N_{spt}}$$

### **Angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ )**

Per la sua stima è stato utilizzato il metodo proposto da PECK-HANSON & THORNBURN (1956) che è valido per le sabbie in genere a profondità inferiori ad 8 metri

$$\underline{\phi = 27,2 + 0,28 N_{spt}}$$

### **Modulo Edometrico (Ed)**

Per la sua determinazione è stato utilizzato il metodo generale per il Modulo Edometrico, valido in generale terreni argillosi.

### **Densità Relativa (Dr)**

E' stato utilizzato il metodo proposto da SKEMPTON (1986)

$$\underline{Dr(\%) = 100 (N_1/60)^{0,5}}$$

ove  $N_1$  è la resistenza normalizzata rispetto alla pressione efficace di  $1\text{kg/cm}^2$  ed è pari a:

$$N_1 = N_{spt} (1/\sigma_{v0}')^{0,5}$$



### **Modulo di Deformazione (E)**

E' stato utilizzato il metodo proposto da SCHMERTMANN che per determinare il Modulo di Young dalle prove SCPT propone la seguente relazione:

$$\underline{E \text{ (Kg/cmq)} = 2BN_{spt}}$$

ove B è una costante che varia però in funzione della litologia.

A fronte di quanto sopra esposto si può schematizzare il seguente modello geotecnico di riferimento di cui si riportano i parametri geotecnici caratteristici:

- **Orizzonte A:** fino a 2.6 metri di profondità  
Coesione non drenata:  **$Cu_k = 0.76 \text{ kg/cmq}$**   
Modulo edometrico:  **$Ed_k = 66 \text{ kg/cmq}$**   
Peso di volume:  **$\gamma_k = 1.82 \text{ t/mc}$**
  
- **Orizzonte B:** fino a 6.0 metri di profondità  
Angolo di resistenza al taglio:  **$\phi_k = 29^\circ$** ;  
Modulo di deformazione elastico:  **$E_k = 75 \text{ Kg/cmq}$** ;  
Densità relativa:  **$Dr_k = 32\%$** ;  
Coesione non drenata:  **$Cu_k = 1.10 \text{ kg/cmq}$**   
Modulo edometrico:  **$Ed_k = 98 \text{ kg/cmq}$**   
Peso di volume:  **$\gamma_k = 1.95 \text{ t/mc}$**
  
- **Orizzonte C** fino al termine delle prove  
Angolo di resistenza al taglio:  **$\phi_k = 30^\circ$** ;  
Modulo di deformazione elastico:  **$E_k = 93 \text{ Kg/cmq}$** ;  
Densità relativa:  **$Dr_k = 38\%$** ;  
Peso di volume:  **$\gamma_k = 2.02 \text{ t/mc}$**

## 9. ANALISI SISMICA

Lo studio della pericolosità sismica, cioè lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di accadimento in un dato intervallo di tempo, è lo strumento di previsione delle azioni sismiche ed è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche.

### 9.1 Normativa Nazionale

Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 si è avviato in Italia un processo di stima della pericolosità sismica secondo dati, metodi ed approcci aggiornati e condivisi a livello internazionale. Tale ordinanza ha permesso di realizzare la Mappa di Pericolosità Sismica 2004 che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante che è diventata mappa di riferimento con l'Ordinanza PCM 3519/2006.

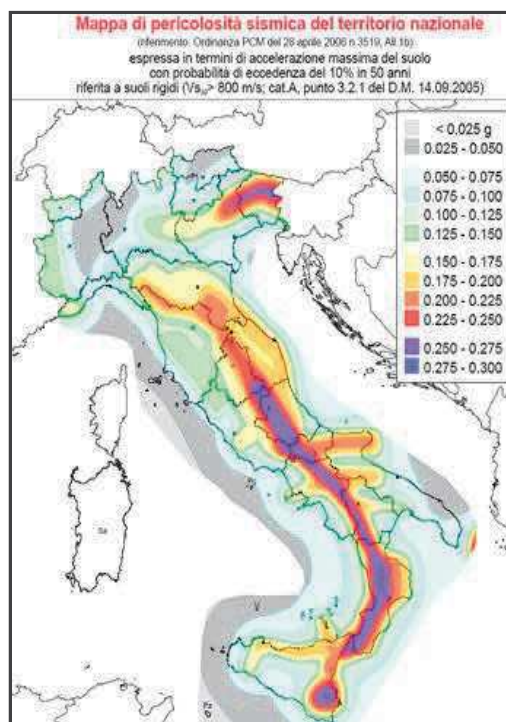


Fig. 8: Mappa di pericolosità sismica

Sulla base di tale mappa il Comune di Codogno ricade in Zona Sismica 4 – Zona a bassa sismicità caratterizzata da un'accelerazione massima su suolo di categoria A ( $V_s > 800$  m/sec)  $0.075G < A_g < 0.100$  g.

Con l'emanazione delle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC08) la definizione dell'azione sismica di riferimento si basa sui dati rilasciati da Istituto Nazionale di geofisica e di Vulcanologia. Come previsto dall'allegato A del suddetto Decreto tali dati -che individuano la pericolosità sismica di base- devono essere utilizzati in fase di progettazione e variati per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche e topografiche in considerazione del fatto che la pericolosità sismica di base è stata definita in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Tali modifiche caratterizzano la Risposta Sismica Locale.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali. Tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ( $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale);
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni;

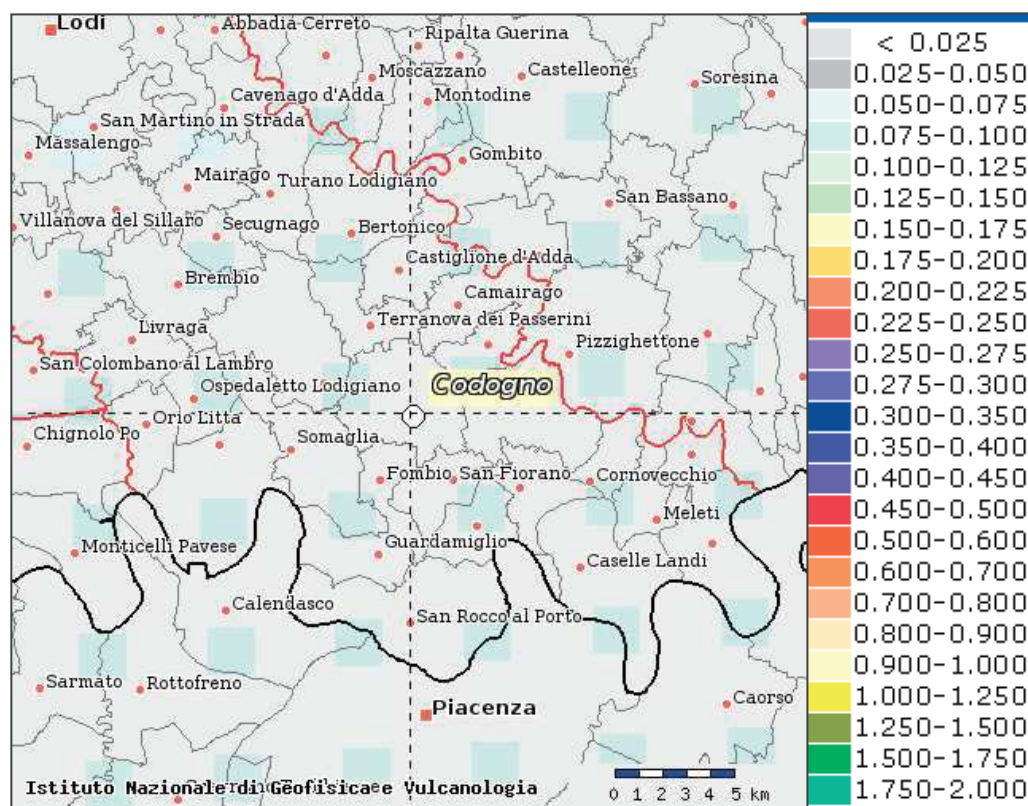


Fig. 9: Estratto dal progetto S1 dell'INGV

Il valore di sismicità di base  $a_g$  atteso nel comune di Codogno è compreso nel range  $0.075 < a_g < 0.100$  come si evince dall'immagine estratta dal progetto S1 dell'INGV e riportata in fig. 9.

La sismicità storica del Comune di Codogno può essere ricavata dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 (*la versione 2015 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna*), che elenca tutti i terremoti avvenuti dal 1000 a.c. al 2014.

I terremoti più prossimi all'area, estratti da questo catalogo, sono visualizzati nell'immagine seguente:



Società Agricola Grande s.s.  
Copertura paddock esistente in Località Maiocca - Codogno (LO)

---

Località	Prov.	I <sub>max</sub>	Località	Prov.	I <sub>max</sub>
Bertonico	LO	NF	Mairago	LO	3
Brembio	LO	NF	Maleo	LO	3-4
Camairago	LO	NF	Montodine	CR	6
Casalpusterlengo	LO	5	Moscazzano	CR	5-6
Castiglione d'Adda	LO	NF	Pizzighettone	CR	3-4
Cavacurta	LO	2-3	San Fiorano	LO	NF
Codogno	LO	6	Secugnago	LO	4
Fombio	LO	4-5	Somaglia	LO	NF
Formigara	CR	3-4	Terranova	LO	2-3
Gombito	CR	NF	Turano Lodigiano	LO	NF

**Tab. 1: tabella con evidenziati gli epicentri dei terremoti verificatisi nel raggio di 10 km da Codogno a partire dall'anno 1.000**

La sismicità è classificabile come bassa e l'attività sismica storica e strumentale si presume legata a singole e limitate strutture sepolte.

## **9.2 Normativa Regionale**

La Regione Lombardia ha recepito la classificazione dell'Ordinanza PCM 3274/2003 mediante il DGR 14964/2003 e imponendo in zona 4 la progettazione antisismica esclusivamente per gli edifici strategici e per le opere infrastrutturali così come individuati nel DDUO 19904/2003.

La DGR 8/7374 del 28/05/2008 (che aggiorna la precedente DGR 8/1566 del 22/12/2005) ha definito le linee guida e le procedure operative per la valutazione degli effetti sismici di sito a cui uniformarsi della definizione del rischio sismico locale. Secondo le direttive in essa contenute, l'analisi della sismicità del territorio deve seguire le metodologie di cui all'allegato 5 della stessa DGR 8/7374 del 2008 che prevede 3 livelli di approfondimento in funzione della zona sismica di appartenenza.

***Nel recente DGR X/2129 del 11/07/2014 è stato prodotto l'aggiornamento delle Zone Sismiche in Regione Lombardia. In tale decreto sono riclassificati dal punto di vista sismico tutti i comuni della Regione e a ciascuno di essi viene attribuito quindi un nuovo valore di Accelerazioni Massime attese  $A_{g_{max}}$ . La nuova classificazione inserisce il Comune di Codogno in Zona Sismica 3 con un valore di  $A_{g_{max}}$  pari a 0.0807424.***

## 10. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE

Sulla base della documentazione allegata al Nuovo Testo Unico 2008 la sismicità di base del territorio comunale di Codogno è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni definita nella tabella 1 allegata al citato decreto ministeriale in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale.



Fig. 10: sito in esame e reticolo di riferimento

Società Agricola Grande s.s.  
Copertura paddock esistente in Località Maiocca - Codogno (LO)

---

Le coordinate (ED50) del sito in esame sono:

- latitudine: 45.178667°
- longitudine: 9.685042°

Il reticolo di riferimento con le rispettive coordinate e la distanza dal sito indagato sono riportate nella tabella sottostante:

	ID	LATITUDINE	LONGITUDINE	DISTANZA m
Sito 1	13599	45.1739	9.6632	1788.270
Sito 2	13600	45.1762	9.7340	3846.639
Sito 3	13378	45.2261	9.7308	6379.137
Sito 4	13377	45.2239	9.6600	5395.441

**Tab. 2: coordinate dei vertici del reticolo e loro distanza dal sito in esame**

I parametri degli spettri di risposta elastica in accelerazione per determinati tempi di ritorno sono riportati nella tabella sottostante.

Stato Limite	Tr (anni)	ag	F0	Tc' (s)
Operatività (SLO)	30	0.029	2.531	0.200
Danno (SLD)	50	0.036	2.570	0.218
Salvaguardia Vita (SLV)	475	0.078	2.584	0.288
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.099	2.566	0.300

**Tab. 3: valori dei parametri per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

## 11. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

La normativa D.M. 14.01.08 "Norme tecniche per le costruzioni" aggiornate con D.M. del 17 gennaio 2018, afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), 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 alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

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

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel nostro caso, la classificazione è effettuata sulla base del parametro  $V_{s30}$  (valore determinato con la prova di acquisizione sismica di tipo MASW/Re.Mi considerata, con  $V_{s30} = 272$  m/s, per il quale si demanda al capitolo successivo).



Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

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

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

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

### **11.1 Misura delle Vseq tramite prove sismiche**

Per la valutazione del profilo di velocità delle onde S è stata presa in considerazione la prova eseguita nelle vicinanze per la stessa proprietà in data 13/07/2019 e la cui validità può essere estesa al sito in esame. E' stato utilizzato un approccio misto che ha previsto l'impiego congiunto di una metodologia attiva (MASW) e di una passiva (ReMi). Le prove sismiche attive forniscono in genere risultati migliori alle alte frequenze (minori profondità), mentre quelle passive sono più idonee per acquisire dati alle basse frequenze (maggiore profondità).

#### **11.1.1 Prova Re.Mi.**

Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole) per la stima delle velocità delle onde di taglio per caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica, dovendo necessitare di almeno un foro di 30 m nel quale eseguire la prova, sono normalmente troppo onerose per essere impiegate come indagini di routine negli studi di microzonazione e di classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione per progettazioni di opere non concentrate in areali ristretti. La tecnica di prospezione “Refraction Microtremor” (Re.Mi.) utilizzata capovolge il concetto comune del parametro “segnale-disturbo”, per il quale tradizionalmente il primo (segnale) ha necessità di essere rilevato in condizioni favorevoli quindi in assenza o scarsità di rumore. Viceversa, in presenza di forte rumore di fondo (es. ambiente urbano), le tradizionali rilevazioni sismiche hanno sempre trovato una condizione di difficile applicazione a causa della difficoltà di discriminare il segnale dal rumore.

Con questa nuova tecnica, il disturbo o “noise” ambientale, diventa il segnale utilizzato per la caratterizzazione sismica. Sono i microtremori (rumore di fondo generato dal traffico stradale, ferroviario e comunque il rumore presente costantemente in ambito urbanizzato) a costituire la sorgente di energia utile allo scopo.

La metodologia d’indagine più applicata per la determinazione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio Vs, è stata proposta e sperimentata da J.N.Louie del Seismological Laboratory and Dept. of Geological Sciences dell’Università del Nevada, ed è basata su due aspetti fondamentali:

- *uno pratico*, rappresentato dal fatto che alcuni sistemi di acquisizione di sismica a rifrazione (con dinamica a 24bit) sono in grado di registrare onde di superficie con frequenze fino a 2 Hz per intervalli di tempo sufficientemente lunghi (30 sec);
- *uno teorico*, sulla base del quale una semplice trasformata bidimensionale (p-f) slowness-frequency della registrazione di un rumore di fondo (microtremor) è in grado di separare le onde di Rayleigh (onde di superficie) da altri tipi di onde che compongono il sismogramma, rendendo possibile il riconoscimento delle vere velocità di fase dalle velocità apparenti.

### **11.1.2 Prova MASW**

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che si basa sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi. Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi.

### **11.1.3 Acquisizione dei dati**

Nell'indagine **ReMi** è stato utilizzato il metodo passivo in cui sono state registrate le onde generate dal rumore ambientale. L'acquisizione è stata ottenuta tramite uno stendimento di n. 24 geofoni con frequenza propria di 4.5 Hz e spaziatura di 2.0 metri con una lunghezza delle registrazioni pari a 30 sec e una frequenza di campionamento pari a 2 msec

Nell'indagine **MASW** è stato utilizzato il metodo attivo in cui le onde superficiali vengono generate in un punto sulla superficie del suolo tramite una massa battente di 8 kg, sono misurate da uno stendimento lineare di sensori, nel nostro caso n. 24 geofoni con frequenza propria di 4.5 Hz e spaziatura di 2.0 m, collegati ad un sismografo digitale Geode della Geometrics a 24 canali. L'energizzazione è stata realizzata a 5 e a 2 m di distanza sommando n.5 battute. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec con un passo di campionamento di 0.250 msec.

### 11.1.4 Elaborazione dati e analisi dei risultati

Considerando la buona qualità degli spettri ottenuti dalle prove Re.Mi e MASW si è provveduto ad effettuare il “picking” delle curve di dispersione per entrambi i metodi, di seguito sono mostrate le relative immagini:

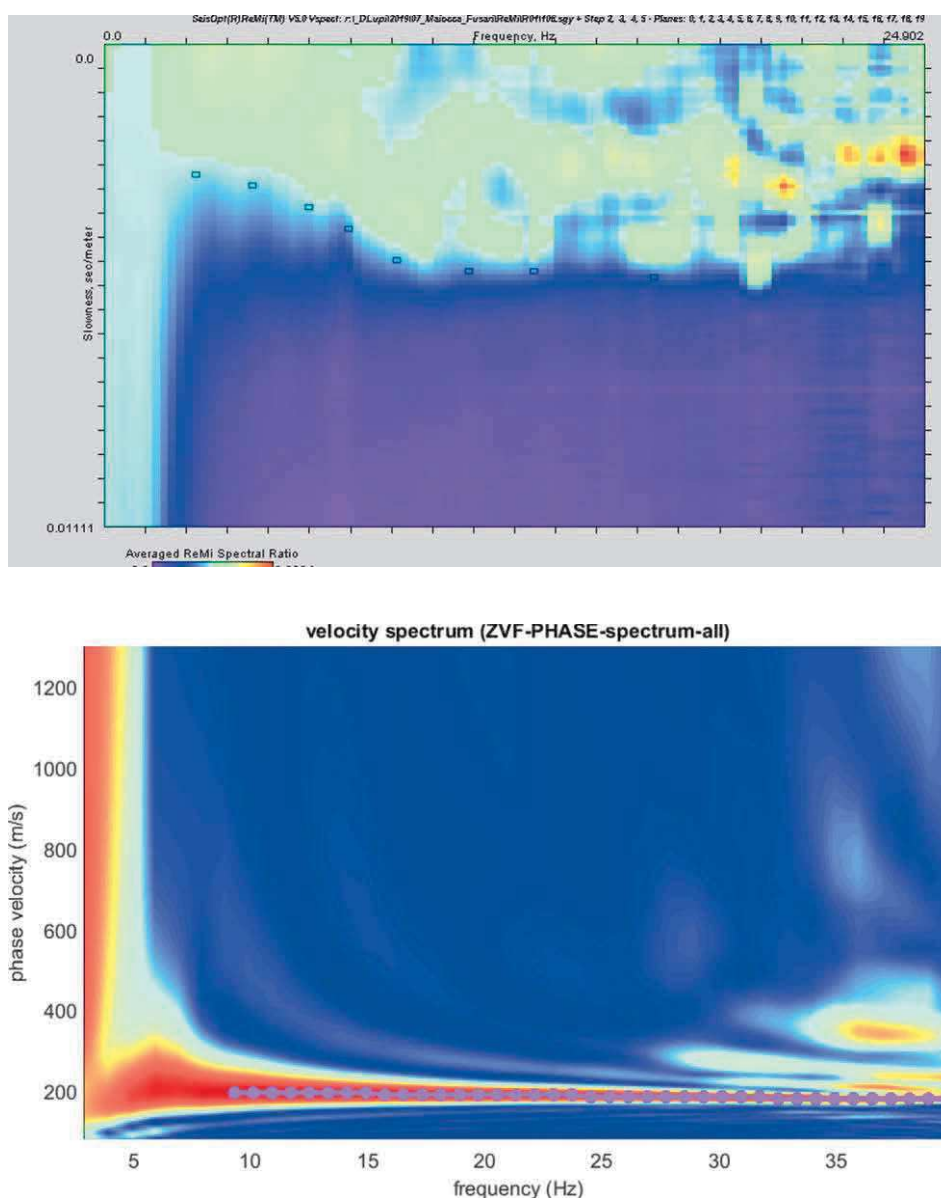


Fig. 11: Spettro di velocità ReMi e MASW con “Pick”

A tale elaborazione è stata poi estrapolata la curva di attenuazione del segnale caratteristico; in funzione del suo andamento (curva di dispersione), attraverso una procedura di “inversione”, si risale al modello stratigrafico, espresso in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) e quindi al valore  $V_{s30}$ .



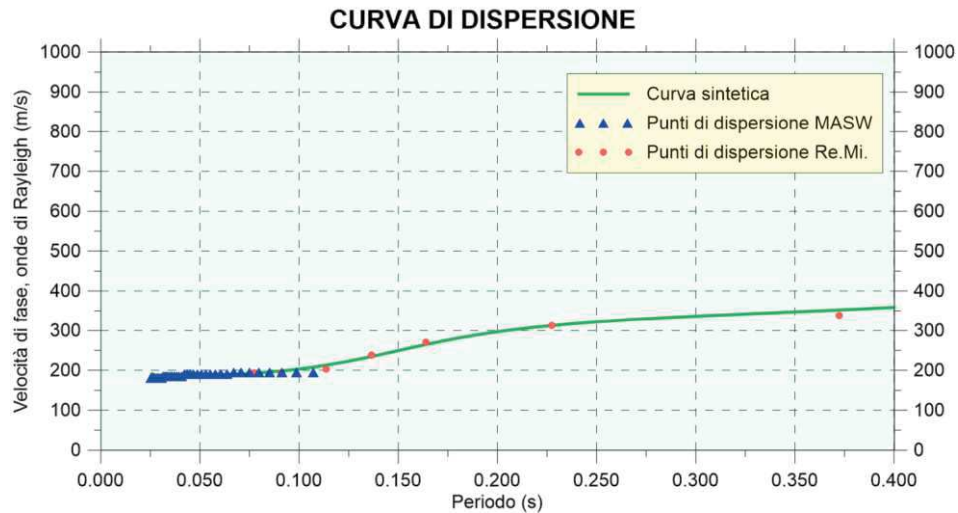


Fig. 12: Curva di dispersione

L'elaborazione dei dati acquisiti ha consentito la ricostruzione del modello stratigrafico in funzione delle velocità sismiche  $V_s$  e la determinazione del parametro  $V_{s30} = 272 \text{ m/s}$ .

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azioni sismiche di progetto, la categoria del suolo di fondazione risulta di tipo "C" la cui definizione nella classificazione dei suoli di riferimento normativo è la seguente:

C

*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

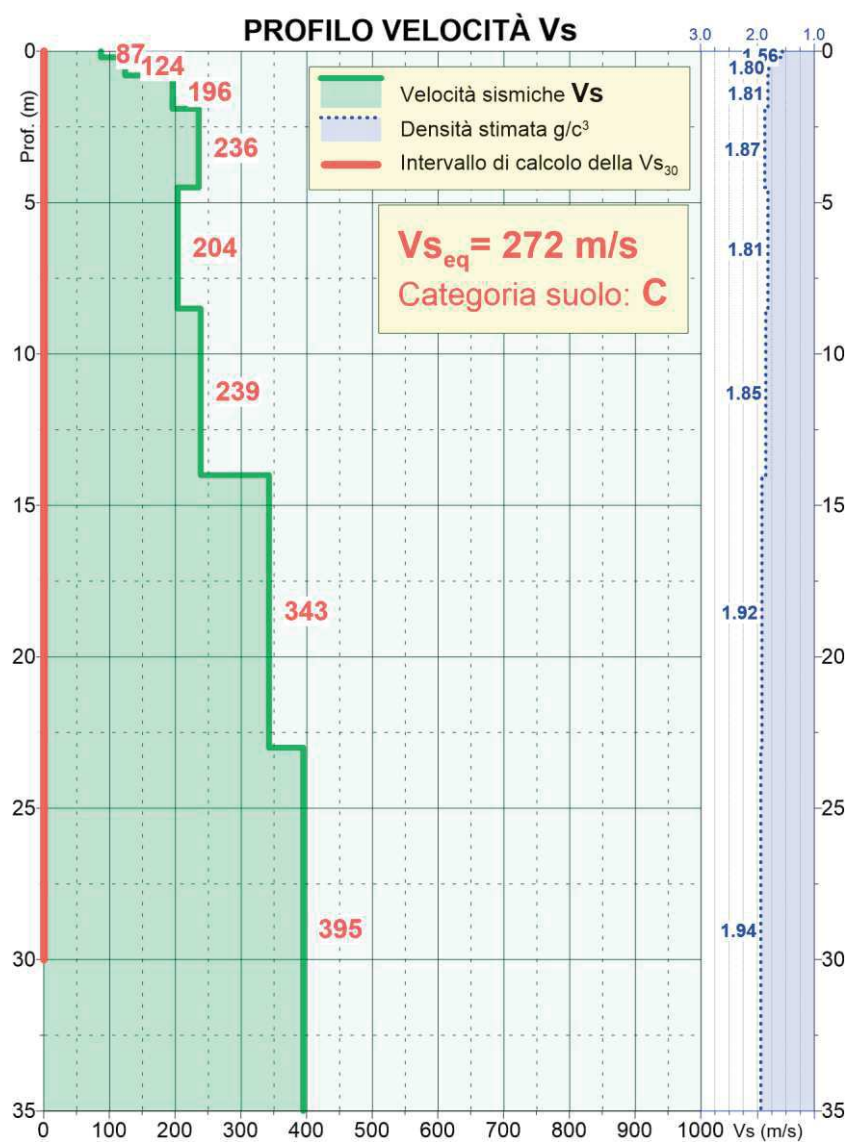


Fig. 13: Profilo di velocità  $V_{s30}$

## 12. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come descritto al precedente cap. 8.1 una volta definita la categoria sismica di sottosuolo, che è risultata di tipo “C” e le condizioni topografiche del sito che con riferimento alla Tabella 3.2.IV delle NTC2018 rientrano nella categoria T1, si possono individuare i coefficienti sismici di sito da applicare ai differenti stati limite. Tali coefficienti sono riportati nella tabella sottostante:

<b>Categoria di sottosuolo</b>				C
<b>Categoria topografica</b>				T1
<b>Coefficienti</b>	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
<b>kh</b>	0.009	0.011	0.023	0.030
<b>kv</b>	0.004	0.005	0.012	0.015
<b>Amax (m/sec<sup>2</sup>)</b>	0.431	0.525	1.149	1.456
<b>Beta</b>	0.200	0.200	0.200	0.200

**Tab. 4: coefficienti sismici di sito**

Come riportato al precedente capitolo 8.2 la nuova classificazione di cui al DGR X/2129 del 11/07/2014, inserisce il Comune di Codogno in Zona Sismica 3 con un valore di  $A_{g_{max}}$  pari a 0.080742.

Il Piano di Governo del Territorio nella “Carta degli scenari di pericolosità sismica locale” ricomprende l’area in esame nella zona definita Z4a ossia “Zona con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi” e soggetta ad amplificazioni litologiche per quanto riguarda il moto sismico.

La normativa impone che, per le aree soggette ad amplificazioni litologiche inserite in un comune in Classe 3, in fase di progettazione si debba effettuare un’analisi di secondo livello per calcolare il *Fattore di amplificazione* (Fa) proprio del sito e confrontarlo con il valore soglia definito dalla Regione Lombardia per ogni comune del territorio regionale, secondo le procedure riportate nell’allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 22/05/2008.

Si possono presentare due situazioni:

1) Il valore di **Fa** è **inferiore o uguale al valore di soglia**. In questo caso la normativa vigente è da considerarsi sufficiente per tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito; pertanto in sede di progettazione si utilizzerà lo spettro di risposta elastico previsto dalla normativa stessa.

2) Il valore di **Fa** è **superiore al valore di soglia**. In questo caso la normativa vigente è da considerarsi insufficiente per tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito; pertanto in sede di progettazione si dovranno effettuare analisi più approfondite (analisi di terzo livello) oppure utilizzare lo spettro di risposta elastico previsto dalla zona sismica superiore.

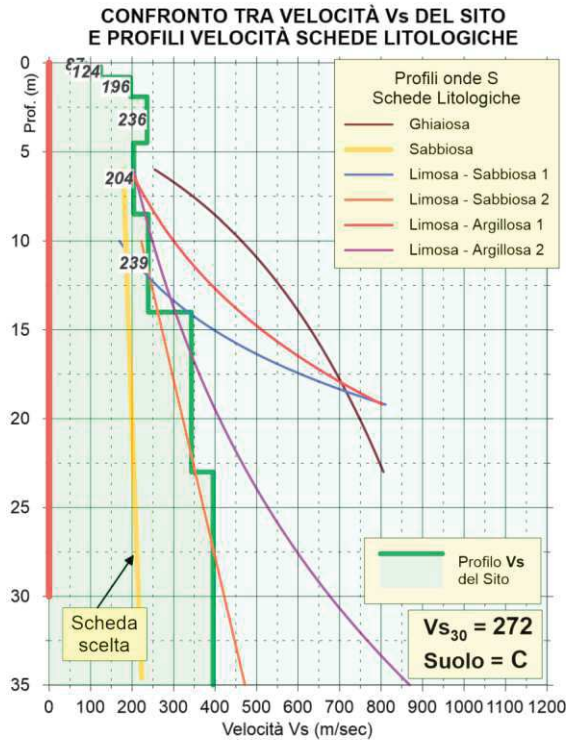
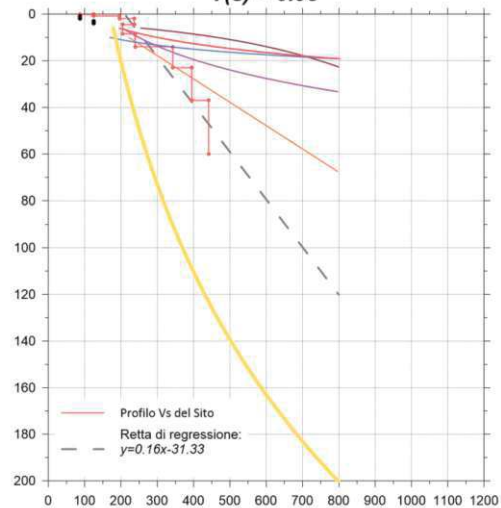
Il valore di soglia è stato valutato per qualunque categoria di suolo, relativamente ai due intervalli del periodo proprio di oscillazioni tipiche delle tipologie edilizie presenti con maggior frequenza in Lombardia ( $0,1 < T < 0,5$  sec e  $0,5 < T < 1,5$  sec). Per il Comune di Codogno i valori di soglia sono esplicitati nella tabella seguente:

VALORI SOGLIA PER SUOLI DI TIPO C		
Comune	Periodo $0,1 < T \leq 0,5$	Periodo $0,5 < T < 1,5$
Codogno	1.8	2.4

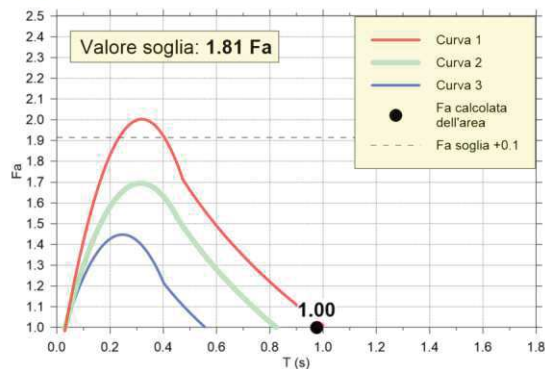
**Tab. 5: valori soglia**

Sulla base dei dati stratigrafici e delle velocità determinate con metodo ReMi, si procede alla valutazione della litologia dominante del sito, confrontando la distribuzione verticale delle Vs con quella delle schede litologiche riportate nell'allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 28/05/2008. Ovviamente la realtà geologica è difficilmente riconducibile ad una sola litologia tipo, quindi si sceglie la scheda che presenta la distribuzione di Vs più simile a quella sperimentale. In particolare, per l'area in esame, si è fatto riferimento alla **scheda litologia sabbiosa**.



**CALCOLO DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE**  
 Comune di Riferimento: **CODOGNO**
**R1****SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA**
**CALCOLO DEL PERIODO PROPRIO DEL SITO**  
 $T(s) = 0.98$ 
**SELEZIONE CURVA DI AMPLIFICAZIONE**(In funzione della profondità e velocità  $V_s$  dello strato superficiale)
**CURVE DI AMPLIFICAZIONE DI STRUTTURE CON PERIODO PROPRIO COMPRESO TRA  $F_a$  0.1 e 0.5**

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico	Tratto rettilineo
1	$0.03 \leq T \leq 0.50$ $F_{a \ 0.1-0.5} = -12.21 T^2 + 7.79 T + 0.76$	$0.50 < T \leq 1.00$ $F_{a \ 0.1-0.5} = 1.01 - 0.94 \ln T$	$T > 1.00$ $F_{a \ 0.1-0.5} = 1.00$
2	$0.03 \leq T \leq 0.45$ $F_{a \ 0.1-0.5} = -8.65 T^2 + 5.44 T + 0.84$	$0.45 < T \leq 0.80$ $F_{a \ 0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$T > 0.80$ $F_{a \ 0.1-0.5} = 1.00$
3	$0.03 \leq T \leq 0.40$ $F_{a \ 0.1-0.5} = -9.68 T^2 + 4.77 T + 0.86$	$0.50 < T \leq 0.55$ $F_{a \ 0.1-0.5} = 0.62 - 0.65 \ln T$	$T > 0.55$ $F_{a \ 0.1-0.5} = 1.00$


**CURVA DI AMPLIFICAZIONE DI STRUTTURE CON PERIODO PROPRIO COMPRESO TRA  $F_a$  0.5 e 1.5**

Curva	
1	$0.08 \leq T \leq 1.80$ $F_{a \ 0.5-1.5} = 0.57 T^2 - 2.18 T^2 + 2.38 T + 0.81$
2	$0.08 \leq T \leq 0.80$ $F_{a \ 0.5-1.5} = -6.11 T^2 + 5.79 T^2 + 0.44 T + 0.93$
3	$0.80 \leq T \leq 1.80$ $F_{a \ 0.5-1.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$

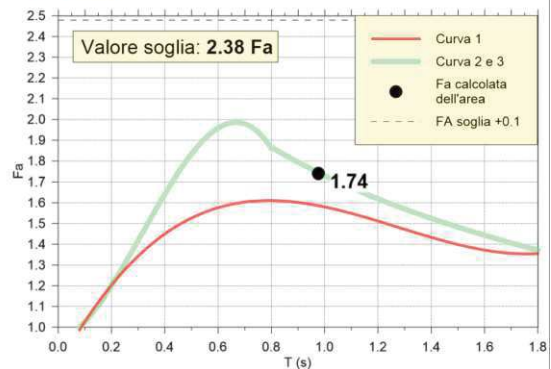


Fig. 14: calcolo fattore di amplificazione

I risultati dell'elaborazione sono i seguenti:

<b>Fa (0,1 – 0,5) = 1.00</b>	<b>&lt; 1,8 (valore soglia)</b>
<b>Fa (0,5 – 1,5) = 1.74</b>	<b>&lt; 2,4 (valore soglia)</b>

Pertanto la normativa antisismica è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito sia per strutture con periodo proprio compreso tra 0,1-0,5 sec sia per strutture con periodo compreso tra 0,5 e 1,5 sec.

### **13. VERIFICA DELLA POSSIBILITA' DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE**

La liquefazione è un processo in seguito al quale un sedimento che si trova sotto il livello della falda perde temporaneamente resistenza e si comporta come un liquido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace. La liquefazione del terreno dovuta a movimenti sismici è una delle cause più importanti di danneggiamento e crollo delle costruzioni fondate su terreni non coesivi saturi. Quando il suolo diventa liquido diventa poco resistente e può perdere la sua capacità di sopportare edifici anche ben progettati.

Nelle NTC2018 la materia è trattata al paragrafo 7.11.3.4, dove si elencano anche le condizioni per le quali la verifica alla liquefazione può essere omessa. Al paragrafo 7.11.3.4.2 si dice infatti che se sussiste anche solo una delle seguenti condizioni:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 11(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 11(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

la verifica a liquefazione può essere omessa.

E' stata verificata la possibilità di liquefazione dei depositi mediante l'applicazione del metodo Seed & Idriss (2014). Il deposito è risultato **non liquefacibile**.

#### **14. CAPACITA' PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE**

Secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) al paragrafo 2.1 *“La sicurezza e le prestazioni di un’opera...devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.”* In particolare le opere devono possedere i requisiti di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Esercizio (SLE), nonché la robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Nel dettaglio per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri semiprobabilistici scientificamente comprovati. Nel metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (SL) di primo livello, basato sull’impiego dei Coefficienti Parziali di sicurezza (CP), la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni.

Deve cioè essere verificata la relazione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove  $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate, mentre  $E_d$  è il valore di progetto dell’effetto delle azioni.

I Coefficienti Parziali si Applicano ai Valori Caratteristici dei parametri considerati. Per Valore Caratteristico di un parametro geotecnico si intende una stima ragionata e cautelativa del parametro nello S.L. considerato.

I Coefficienti Parziali per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze sono riportati nelle tabelle seguenti.



	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6: coefficienti parziali delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_V$	$\gamma_V$	1,0	1,0

Tab. 7: coefficienti parziali per i parametri geotecnici

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 8: coefficienti parziali per le resistenze

Secondo quanto prescritto dalle NTC 2018 per il calcolo della Capacità Portante devono essere eseguite le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, tenendo conto dei coefficienti parziali sopra riportati.

La normativa richiede che la verifica della capacità portante debba essere effettuata applicando la combinazione (A1 + M1 + R3) dell'Approccio 2.

- - Approccio 2
  - (A1+M1+R3)

Il calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione, deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per il sistema valutando con attenzione le condizioni di drenaggio che dipendono dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico.

Nel caso di terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) che sono caratterizzati da alti valori di permeabilità, l'applicazione di carichi statici non genera sovrappressioni interstiziali tra le particelle.

Nel caso invece di terreni a grana fine (limi e argille), a causa della loro bassa permeabilità, applicando carichi statici nelle condizioni usuali, si generano delle pressioni interstiziali che si dissipano lentamente nel tempo.

E' necessario quindi distinguere un comportamento a breve termine, in condizioni non drenate, ed un comportamento a lungo termine in condizioni non drenate.

Le condizioni non drenate sono generalmente le più sfavorevoli per la stabilità delle fondazioni in terreni coesivi perché al termine del processo di consolidazione l'incremento delle tensioni efficaci produrrà un incremento della resistenza al taglio.

Per il calcolo della capacità portante si è fatto riferimento alla classica formula trinomia che presenta la seguente espressione

$$Q_{lim} = c N_c s_{c,c} d_{c,c} i_{c,c} g_{c,c} b_c + \gamma_1 D N_{q,q} s_{q,q} d_{q,q} i_{q,q} g_{q,q} b_q + 0.5 B \gamma_2 N_{\gamma,\gamma} s_{\gamma,\gamma} d_{\gamma,\gamma} i_{\gamma,\gamma} g_{\gamma,\gamma} b_\gamma$$

Società Agricola Grande s.s.  
Copertura paddock esistente in Località Maiocca - Codogno (LO)

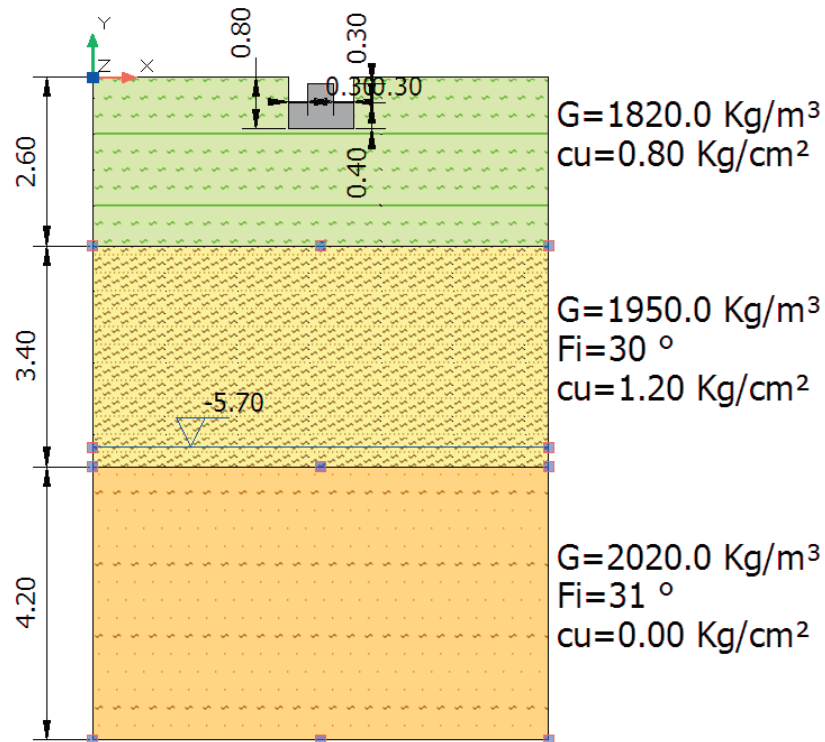
---

dove

$c$	=	coesione del terreno
$N_c, N_q, N_\gamma$	=	coefficienti correttivi legati al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra e sotto al piano di posa della fondazione e agli strati a coesione nulla
$s_c, s_q, s_\gamma$	=	coefficienti legati alla forma della fondazione
$d_c, d_q, d_\gamma$	=	coefficienti legati alla profondità della fondazione
$i_c, i_q, i_\gamma$	=	coefficienti legati alla inclinazione dei carichi
$g_c, g_q, g_\gamma$	=	coefficienti legati alla inclinazione di un eventuale pendio
$b_c, b_q, b_\gamma$	=	coefficienti legati alla inclinazione della fondazione
$\gamma_{1,2}$	=	peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa
$D$	=	profondità di posa della fondazione
$B$	=	larghezza della fondazione

#### **14.1 Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)**

Per la realizzazione delle strutture di fondazione è stata ipotizzata la posa di una fondazione a plinto a base quadrata di lato pari a 1 metro posta ad una profondità di 0.80 metri da piano campagna. Si procederà alla definizione della capacità portante in condizioni drenate: il valore ottenuto è da valutare in relazione ai carichi applicati e ai cedimenti attesi. Lo schema della struttura di fondazione inserito nel modello geotecnico considerato è il seguente:



**Fig. 15: schema stratigrafia e struttura di fondazione**

Di seguito la sintesi del foglio di calcolo dedicato:

APPROCCIO 2 – Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Condizioni statiche e dinamiche:  $Q_{lim} = 3.13 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 1.36 \text{ kg/cm}^2$

Costante di sottofondo  $K_w = 1.25 \text{ kg/cm}^3$



#### **14.2 Verifica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)**

Nelle NTC 2018, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei requisiti prestazionali tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi (SLU). Nelle istruzioni applicative espresse nella circolare del 1.07.2009 si sottolinea che per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono deformazioni che provocano cedimenti del piano di posa. Sulla base dell'entità previsionale di tali cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico ed alla funzionalità del manufatto.

Per il calcolo dei cedimenti elastici (immediati) al bordo e al centro della fondazione viene utilizzata una equazione basata sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951).

L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S \cdot I_F$$

$q_0$  = pressione di contatto;

$B'$  = larghezza minima della fondazione;

$E_S$  e  $\mu$  = parametri elastici del terreno

$I_F$  e  $I_S$  = coefficienti di influenza in funzione di (L/B, H,  $\mu$ , D)

Per le verifiche agli SLE viene considerata l'applicazione di una pressione di esercizio pari alla massima resistenza di progetto individuata nelle verifiche agli SLU pari a 1.36 kg/cm<sup>2</sup>.

Inserito tale valore di pressione nel modello geotecnico del sito l'entità del cedimento assoluto calcolato al centro della fondazione risulta pari a S=2.26 mm. Il valore ottenuto è generalmente compatibile con la struttura in progetto ma è comunque da verificare in funzione dei carichi agenti.

Cedimenti elastici

Nome combinazione

Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=1.36 Kg/cm<sup>2</sup>

Input

Pressione

1.36

Kg/cm<sup>2</sup>

Spessore strato

14

m

Profondità substrato roccioso

80

m

Modulo Elastico

96

Kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente di Poisson

0.35

Cedimenti elastici

Cedimento al bordo in mm

3.98

Cedimento al centro in mm

8.26

Calcola

Ok

Fig. 16: cedimenti attesi

## 15. CONCLUSIONI

In base alle indagini effettuate si può concludere che:

- l'area interessata dalla nuova edificazione risulta idonea dal punto di vista geologico e geomorfologico;
- L'area in esame rientra in **classe 2 – classe con modeste limitazioni**- senza specifiche controindicazioni di carattere geologico tecnico all'edificazione.
- **La vulnerabilità dell'acquifero è classificata come alta.** E' importante che in fase di progettazione e di realizzazione delle opere si ponga particolare attenzione a non creare vie preferenziali di infiltrazione di eventuali inquinanti.
- **La soggiacenza della falda è di poco inferiore a 6 metri.** Al termine della prova DPSH1 è stato misurato il livello della falda che è risultato a 5.70 metri da p.c
- In base al **Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA)** la zona in esame *non è compresa in alcuna area interessata da uno scenario di alluvione*;
- Sulla base delle indagini eseguite possiamo distinguere 3 livelli che presentano le seguenti caratteristiche:
  - **Livello R:** si tratta del terreno superficiale di coltivo, humifero, rimaneggiato. Si estende fino alla profondità di 0.6 metri da p.c.. Di nessun interesse geologico e geotecnico;
  - **Livello 1:** si tratta dell'unità sottostante al livello R superficiale che si estende fino alla profondità massima di 2.6 metri in corrispondenza della verticale nr. 1. E' costituita da limi debolmente argillosi moderatamente consistenti con un valore medio di  $N_{spt}$  pari a 6;

- **Livello 2:** rappresenta l'orizzonte intermedio individuato fino alla profondità massima di 6.4 metri da piano campagna in corrispondenza della prova 1. E' costituito prevalentemente da limi sabbiosi consistenti. Il valore medio di  $N_{spt}$  è pari a 9;
- **Livello 3:** rappresenta l'orizzonte di fondo delle indagini individuato fino ad almeno 10.2 metri da piano campagna in corrispondenza della prova 1. Ha carattere incoerente essendo costituito prevalentemente da sabbie limose moderatamente addensate. Il valore medio di  $N_{spt}$  è pari a 11.

Il modello geotecnico di riferimento che ne consegue è il seguente:

- **Orizzonte A:** fino a 3.4 metri di profondità  
Coesione non drenata:  $Cu_k = 0.80 \text{ kg/cmq}$   
Modulo edometrico:  $Ed_k = 80 \text{ kg/cmq}$   
Peso di volume:  $\gamma_k = 1.82 \text{ t/mc}$
- **Orizzonte B:** fino al termine delle prove  
Angolo di resistenza al taglio:  $\phi_k = 30^\circ$ ;  
Modulo di deformazione elastico:  $E_k = 83 \text{ Kg/cmq}$ ;  
Densità relativa:  $Dr_k = 32\%$ ;  
Coesione non drenata:  $Cu_k = 1.20 \text{ kg/cmq}$   
Modulo edometrico:  $Ed_k = 110 \text{ kg/cmq}$   
Peso di volume:  $\gamma_k = 1.95 \text{ t/mc}$
- **Orizzonte C:** fino al termine delle prove  
Angolo di resistenza al taglio:  $\phi_k = 31^\circ$ ;  
Modulo di deformazione elastico:  $E_k = 94 \text{ Kg/cmq}$ ;  
Densità relativa:  $Dr_k = 38\%$ ;  
Peso di volume:  $\gamma_k = 2.02 \text{ t/mc}$

- il comune di Codogno, secondo la nuova normativa (DGR 11/07/2014 nr. X/2129), ricade in **Zona sismica 3**. Dalle carte di pericolosità sismica è possibile ottenere un valore di  $a_g$  pari a **0,0807424g** per un tempo di ritorno di 475 anni. Sulla base della prova ReMi considerata, che ha dato valori di **Vs30 pari a 272 m/sec**, in accordo con la classificazione sismica dei suoli riportata nel Testo Unico, il suolo di fondazione dell'area di studio ricade nella categoria di tipo C.

- L'analisi di II livello eseguita ha permesso di definire i Fattori di Amplificazione di sito che sono risultati essere per i due intervalli di periodo

$$Fa (0,1 - 0,5) = 1.00 \quad < 1.9 \text{ (valore soglia)}$$

$$Fa (0,5 - 1,5) = 1.74 \quad < 2.4 \text{ (valore soglia)}$$

Pertanto la normativa antisismica è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito sia per le strutture con periodo proprio compreso tra 0,1-0,5 sec sia per le strutture con periodo compreso tra 0,5 e 1,5 sec.

- si possono escludere fenomeni di liquefazione.
- la Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi del complesso terreno-fondazione ha dato i seguenti valori:



Condizioni statiche e dinamiche:  $Q_{lim} = 3.13 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 1.36 \text{ kg/cm}^2$

Costante di sottofondo (modulo di Winkler)  $K_w = 1.25 \text{ kg/cm}^3$

- la Verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio del complesso terreno-fondazione ha dato i seguenti valori:



Cedimenti elastici

Nome combinazione

Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=1.36 Kg/cm<sup>2</sup>

Input

Pressione

1.36

Kg/cm<sup>2</sup>

Spessore strato

14

m

Profondità substrato roccioso

80

m

Modulo Elastico

96

Kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente di Poisson

0.35

Cedimenti elastici

Cedimento al bordo in mm

3.98

Cedimento al centro in mm

8.26

Calcola

Ok

## **ALLEGATI**



## DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Postazione SCPT1



Postazione SCPT2



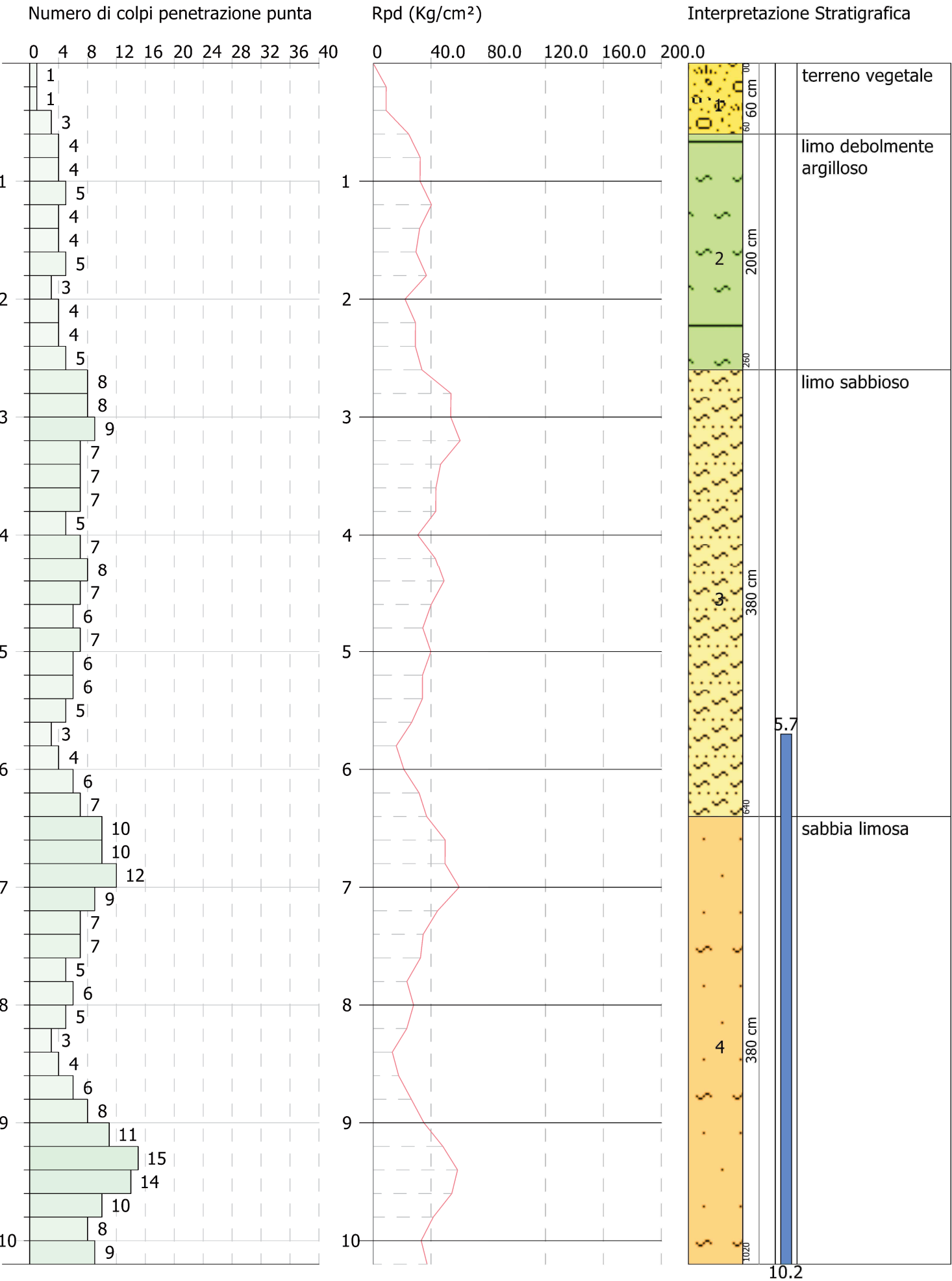


**Stendimento indagine ReMi/MASW**



Committente: AGRISTUDIO MAS S.r.l.  
Descrizione: Progetto impianto biogas  
Località: Maiocca

Scala 1:46



Committente: AGRISTUDIO MAS S.r.l.  
Descrizione: Progetto impianto biogas  
Località: Maiocca

Scala 1:38

