

**PROVINCIA DI LODI
COMUNE DI LODI**

**CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI TERRENI PER LA
REALIZZAZIONE LOCALI DI SERVIZIO, NUOVA SERRA
E STRUTTURE PER ATTIVITA' FLOROVIVAISTICA**

RELAZIONE GEOLOGICA-SISMICA

04 agosto 2021

Committente:

**AZIENDA AGRICOLA "FLORALIA"
DI OLDANI FABIANO
VIA DELLA MARESCALCA, 20 - LODI**

a cura di:

Dr. Emanuele Emani

Lodi

INDICE

1.0	INTRODUZIONE.....	2
2.0	INDAGINI ESEGUITE.....	3
3.0	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
4.0	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE PROVE.....	5
5.0	INQUADRAMENTO GENERALE.....	7
5.1	Morfologia e geomorfologia	7
5.2	Geologia	7
5.3	Considerazioni idrogeologiche e idrografia superficiale	8
6.0	INDICAZIONI GEOTECNICHE.....	10
7.0	VINCOLI E FATTIBILITÀ GEOLOGICA.....	12
8.0	ELABORAZIONE DATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE.....	14
9.0	ANALISI SISMICA.....	14
9.1	Classificazione sismica del territorio	14
9.2	Sismicità di base	16
9.3	Zonazione sismogenetica	17
9.4	Pericolosità sismica	19
10.0	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE.....	21
11.0	CONCLUSIONI ANALISI SISMICA.....	25
12.0	VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	26
12.1	Premessa	26
12.2	Impostazione metodologica e risultati	27
13.0	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	30
13.1	Categoria di sottosuolo	30
13.2	Vita nominale dell'opera, periodo di ritorno dell'azione sismica e pericolosità sismica	30
13.3	Classe d'uso	30
13.4	Periodo di riferimento	31
14.0	CARATTERISTICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI.....	34
15.0	PARAMETRI GEOTECNICI.....	35
15.1	Caratteristiche penetrometro	35
15.2	Registrazione dati.	36
15.3	Metodologia di elaborazione	36
15.4	Correlazioni geotecniche terreni	37
16.0	VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO.....	40
16.1	Metodologia di calcolo	42
16.2	Verifiche nei confronti dei stati limite di esercizio – cedimenti	43
17.0	CONSIDERAZIONI GENERALI.....	44
18.0	CONCLUSIONI.....	46

RAPPORTO TECNICO INDAGINE MASW

Lodi

1.0 INTRODUZIONE

Per incarico del committente dell'AZIENDA AGRICOLA "FLORALIA" DI OLDANI FABIANO nel mese di luglio 2021 nel comune di Lodi (LO) in via della Marescalca n.20, si è svolto uno studio geologico-sismico dell'area sulla quale s'intendono realizzare dei locali di servizio, nuova serra e strutture per attività florovivaistica (fig. 1 e 2).

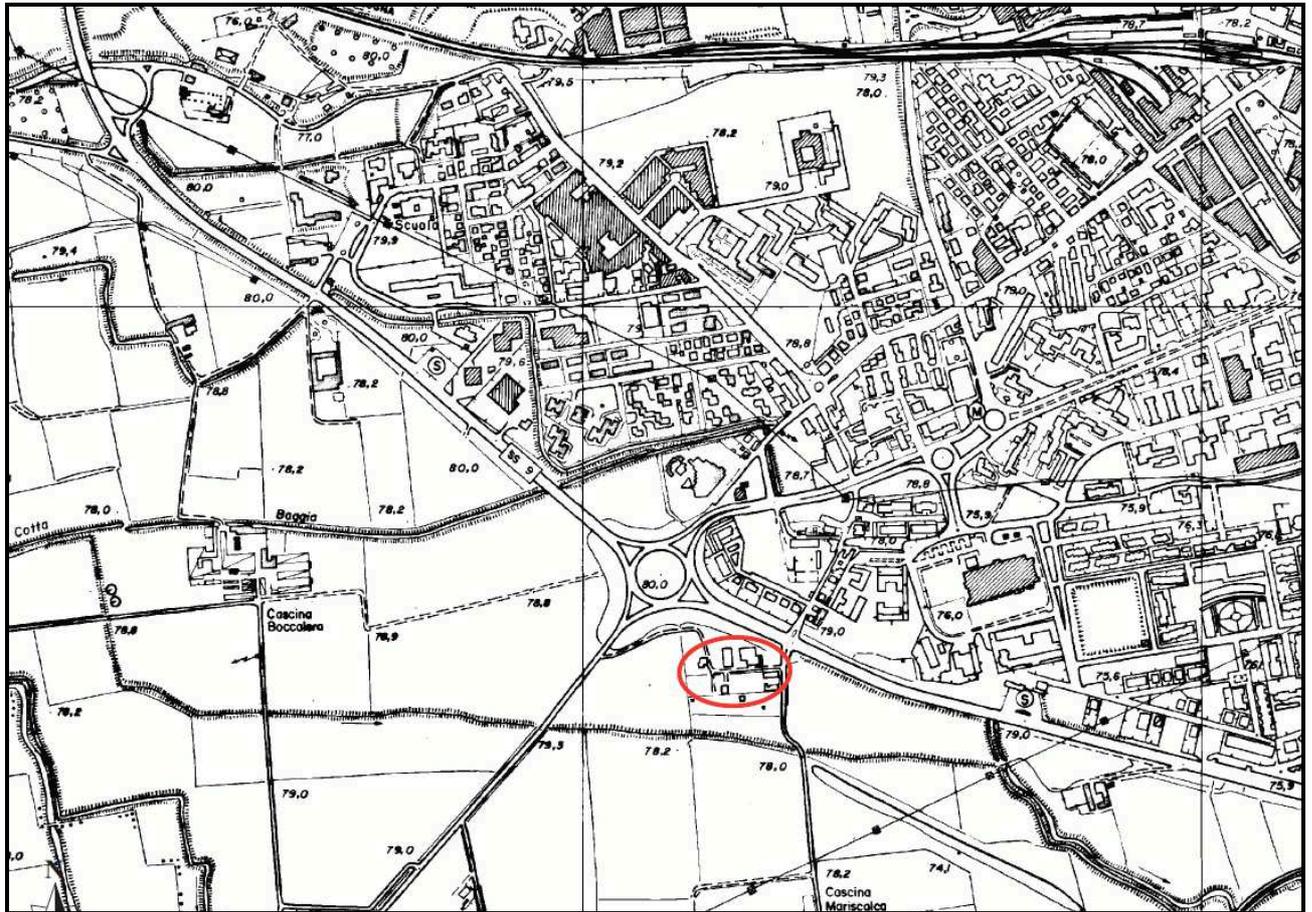


Fig. 1 – CTR con ubicazione area di studio

Con quest'indagine si valuteranno in particolare le caratteristiche geotecniche del terreno, allo scopo di individuare:

- la tipologia fondazionale più adatta alle reali proprietà litologiche riscontrate
- la stratigrafia del terreno e quindi la profondità di posa consigliata
- eventuali problematiche legate al rischio sismico locale

Nella seguente indagine si è eseguita un'analisi complessiva dell'intervento in oggetto rispetto alla situazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e idrologica della zona, in modo da avere una visione complessiva della caratteristica dell'area in cui si prevede la nuova opera. Si è potuto stabilire, sulla base di studi eseguiti nella zona, quali possano essere le eventuali penalizzazioni imposte dalle caratteristiche locali dell'acquifero, dall'escursione della falda freatica e dalle caratteristiche di drenaggio superficiale.

Lodi

Di seguito si riporta la planimetria dell'azienda, con evidenziata in rosso, la serie di interventi progettuali previsti presso l'azienda.



Fig. 2 – Planimetria di progetto

2.0 INDAGINI ESEGUITE

Sulla base delle conoscenze pregresse del sito e delle esigenze progettuali, si è programmato il seguente piano di indagini e di studi, predisposto assieme ai progettisti:

- una raccolta della documentazione esistente sull'area in esame con particolare riferimento alle problematiche geologico-tecniche ed idrogeologiche (stratigrafia dei pozzi pubblici, sondaggi e prove penetrometriche a disposizione negli archivi societari);
- un sopralluogo in sito per l'acquisizione di tutti i dati e di tutte le evidenze geologico-tecniche ed idrogeologiche potenzialmente utili;
- l'esecuzione di una campagna di indagini geognostiche specificatamente organizzata per l'ottenimento delle informazioni litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che costituiscono l'area interessata dall'intervento in oggetto. La campagna è consistita nell'esecuzione di 1 prova penetrometrica dinamica DPSH con penetrometro da 10 ton, spinte mediamente fino a 10 metri di profondità;
- indagine geofisica di dettaglio - MASW

L'ubicazione indicativa delle prove è di seguito evidenziata. La prova è stata realizzata nella strada antistante la struttura, come evidente dalle foto eseguite in cantiere.

Lodi



LEGENDA INDAGINI GEOFISICHE

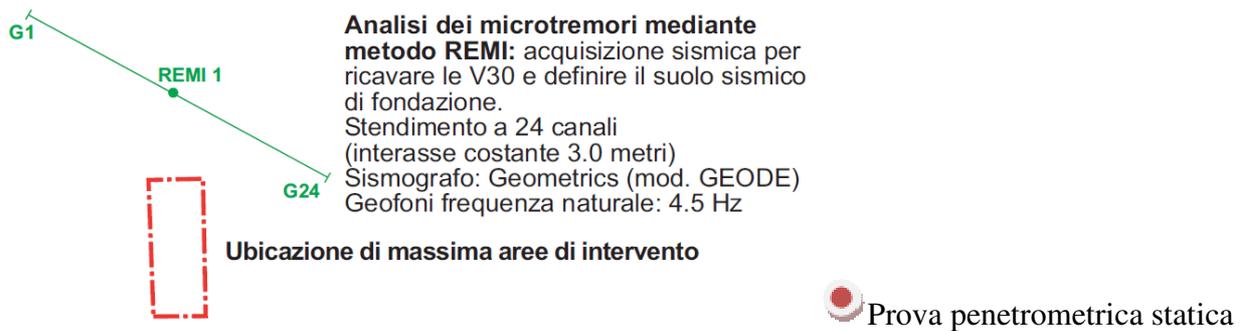


Fig. 3 – Foto aerea con evidenza dell'ampliamento e ubicazione delle prove

Nel caso di interventi strutturali significativi, si consiglia l'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo finalizzato ad avere un'evidenza diretta della tipologia litologica caratteristica del sito. In riferimento all'indagine geofisica di dettaglio, si è eseguita una MASW, la cui ubicazione è riportata sempre nella fig. 3, mentre di seguito si riporta un estratto fotografico eseguito durante l'esecuzione della prova.

Lodi

*Fig 3a – Panoramica stendimento (W-E)**Fig 3b – Dettaglio sismografo (GEODE)*

3.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto Ministeriale 17.01.2018 e succ.: Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Deliberazione Giunta regionale 30 novembre 2011 - n. IX/2616

Deliberazione Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico

Pianificazione Provinciale e Comunale di dettaglio

4.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE PROVE

L'area indagata è ubicata nel comune di Lodi (*fig.1-1a*), in particolare nella parte sud del capoluogo in via della Marescalca n. 20; non si sono presentati alcuni problemi d'accessibilità all'area di cantiere da parte dei mezzi d'indagine. Il mappale di riferimento è il 43, 480 del Foglio 52 del NCT del Comune di Lodi (*fig.5*).

Dall'estratto dal PGT comunale l'area risulta classificata come Territorio Rurale Art 49 e 62. La quota media intorno alla zona di studio è di circa 78,00 m s.l.m.

Lodi

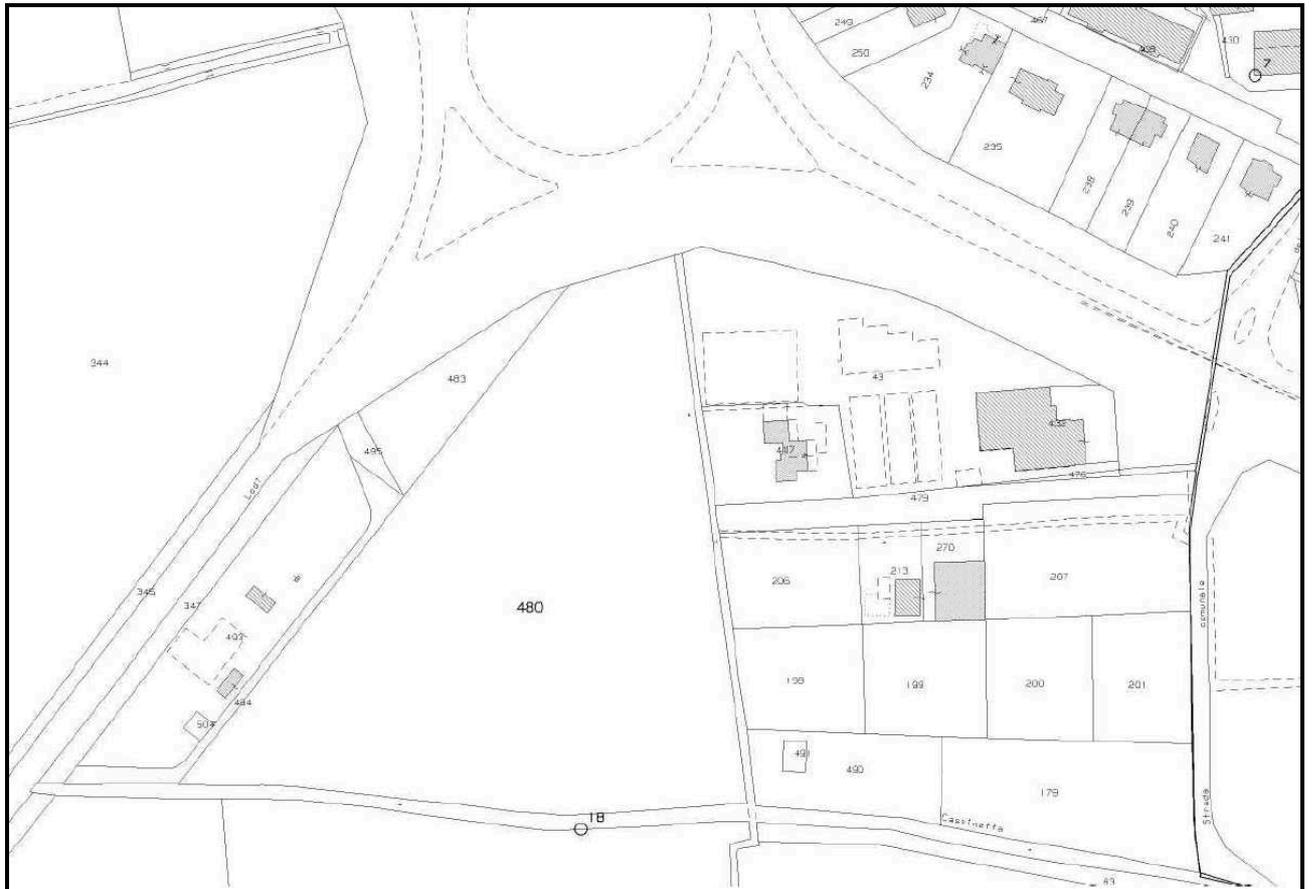


Fig. 4 – Inquadramento catastale e ubicazione indicativa del cantiere



Fig. 5 – Estratto da PGT

5.0 INQUADRAMENTO GENERALE

5.1 Morfologia e geomorfologia

Morfologicamente il comune si presenta prettamente pianeggiante, con quote altimetriche che appaiono omogenee, variando con un debole gradiente verso Sud Est. Questa monotonia è interrotta solo dagli alvei dei corsi d'acqua più recenti come il F. Adda. I valori della clivometria sono inferiori a 0,1%. La quota media nella zona d'indagine è di circa 78,00 m. s.l.m. Dal punto di vista dell'interazione con la Pianificazione Territoriale, sostanzialmente si possono evidenziare i seguenti principali processi geomorfologici attivi:

- **forme e processi legati all'azione antropica:** l'azione modellatrice dell'uomo nel tempo è sicuramente una causa di modificazione del paesaggio e delle relative conseguenze sul piano geomorfologico, sia come agente stabilizzante (soprattutto con opere e manufatti di regimazione, con movimenti di terra ai fini agricoli, ecc.) sia come fattore potenzialmente destabilizzante (intagli, accumuli di materiali non stabilizzati, manufatti realizzati in aree o secondo tipologie non idonee, ecc.).
- **forme e processi legati all'alterazione meteorica:** in un contesto così uniforme diventa importante il fattore climatico inteso come il complesso d'eventi a grande scala temporale che hanno influenzato i processi d'alterazione e pedogenizzazione del primo strato di terreno, che risente in modo particolare, oltre che del clima, della composizione granulometrica e mineralogica dei terreni, della presenza d'acque stagnanti, dell'uso prevalente del suolo. In vicinanza dei corsi idrici, si possono rilevare evidenze di un'azione erosiva di fondo e di sponda, per lo più pregressa.

Trattandosi di territori di pianura diventa invece più importante una prima classificazione di tipo geo-pedologico dell'area che faccia risaltare le caratteristiche proprie dei suoli e della loro evoluzione.

5.2 Geologia

Il territorio lodigiano è quasi totalmente costituito da sedimenti sciolti di ambiente fluvio-glaciale e fluviale, che tra il Pleistocene medio e l'inizio dell'Olocene hanno colmato una vasta depressione originariamente occupata dal mare, il cui substrato appare ancora in corrispondenza dell'abitato di San Colombano al Lambro.

Lo spessore della coltre alluvionale è variabile, raggiungendo anche spessori di centinaia di metri. L'ultimo periodo di intenso colmamento della pianura è avvenuto tra la fine Pleistocene e l'inizio dell'Olocene, per l'azione combinata di ghiacciai e corsi d'acqua: questo deposito costituisce il "livello fondamentale della pianura".

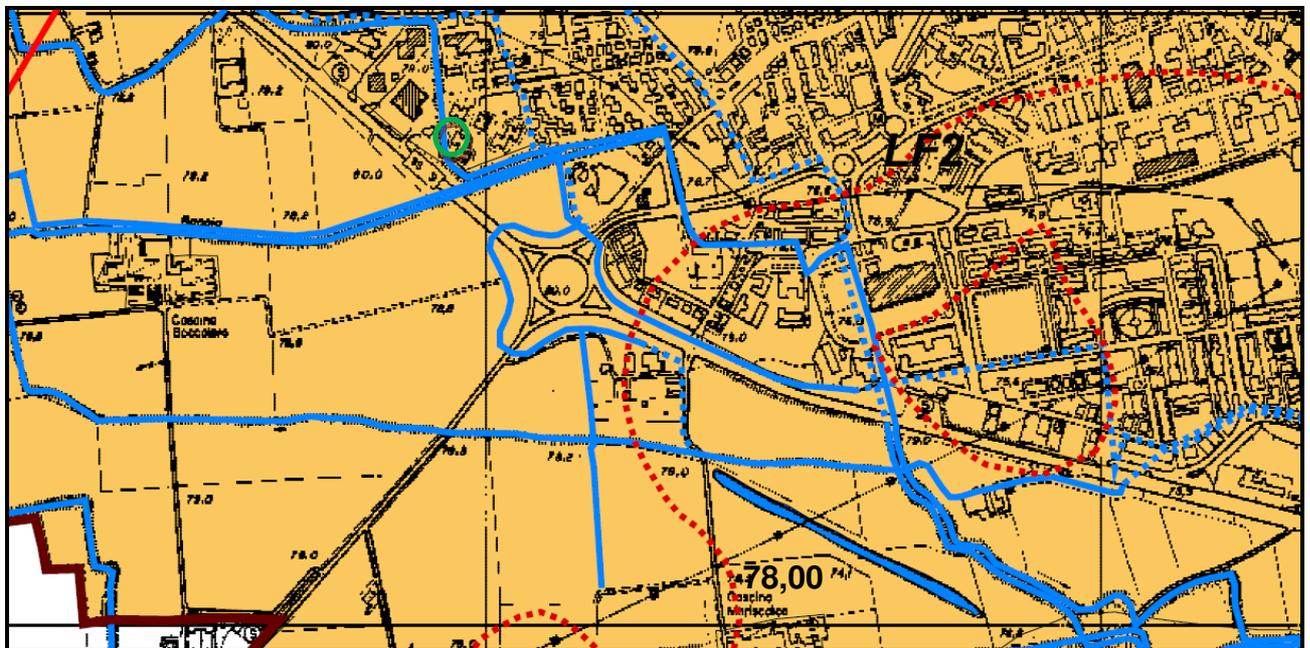
Schematizzando si può definire che la granulometria tende a diminuire da Nord verso Sud, ma in genere prevale una componente sabbiosa-limosa, pur non mancando estesi livelli ghiaiosi. Il mutare delle condizioni ambientali fece in modo che da una fase di deposito si passasse ad una fase temporanea erosiva, per cui i corsi d'acqua hanno cominciato a incidere e rimodellare le ampie alluvioni presenti.

L'area di studio si trova nella zona definita come Livello Fondamentale della Pianura si trova poco a sud dell'abitato (Vedi *fig. 6* estratta dal PGT di Lodi), le cui caratteristiche sono di seguito

Lodi

evidenziate: depositi alluvionali pianeggianti o debolmente ondulati e terrazzati, a litologia prevalentemente sabbiosa, più ghiaiosa in profondità, con livelli superficiali a granulometria più fine limoso-sabbiosa e localmente argillosa. Sono caratterizzati da suoli profondi fino a 1.5 m e maturi (Alfisuoli). La permeabilità è generalmente bassa, con difficoltà localizzate di drenaggio superficiale, causate da livelli fini superficiali e da processi pedogenetici. Quest'unità costituisce la porzione occidentale del territorio, includendo l'area del centro storico ed il lembo relitto di Portadore Alto, in sinistra idrografica. In prossimità del grande paleomeandro di Pulignano, a ovest del centro cittadino, si distingue un'area di raccordo tra L.F.P. e meandro, caratterizzata da attività prevalentemente erosiva da parte di roggia Molina. Qui il suolo può essere localmente eroso.

Nel dettaglio la seguente **unità LF2** è caratterizzata da una superficie modale stabile, pianeggiante o leggermente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e depresse (conche e paleoalvei).



■ Livello Fondamentale della Pianura (L.F.d.P):

Porzione meridionale di pianura caratterizzata da aree sufficientemente stabili per la presenza di un'idrografia organizzata di tipo meandriforme. Nel lodigiano l'area è servita da una fitta rete di canali per l'irrigazione.

LF3 Depressioni di forma subcircolare a drenaggio mediocre o lento, talora con evidenze di fossi scolanti e baulature dei campi.

LF2 Superficie modale stabile, pianeggiante o leggermente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e depresse (conche e paleoalvei).

 Corso d'acqua  Isoipsa

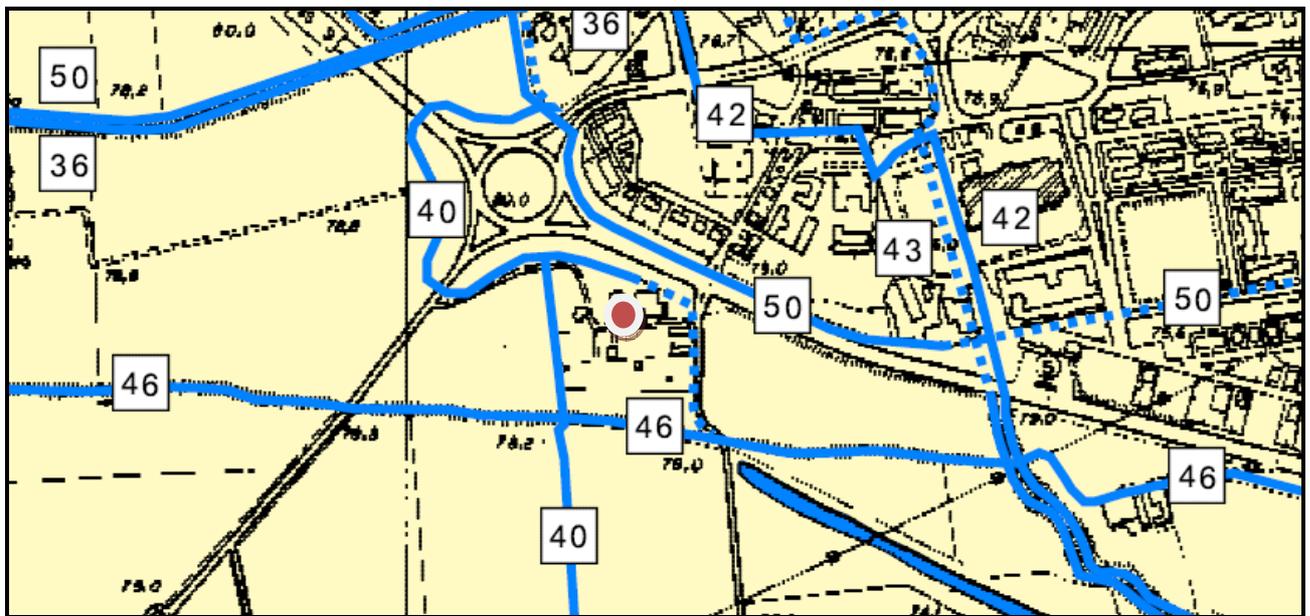
Fig. 6 – Inquadramento geologico

5.3 Considerazioni idrogeologiche e idrografia superficiale

Per facilitare il drenaggio e lo smaltimento delle acque, resa difficoltosa dall'uniformità del piano campagna, la rete idrografica è rappresentata dunque da canali artificiali, spesso orientati ortogonalmente fra di loro, che convergono entro fossi maggiori ai lati della viabilità principale creati con lo scopo di regolare e facilitare lo scorrimento superficiale dell'acqua (ad es. Roggia Ortolana e Roggia Cassinetta Boccalera, vedi fig.7). La continua urbanizzazione tende a cancellare

Lodi

velocemente tutte quelle reti di drenaggio superficiali (fossi, canali, rii), quindi l'originaria idrografia di superficie tende a scomparire o ad essere oggetto di continue variazioni. Il corpo idrico di maggiore rilevanza, che dunque maggiormente influenza anche il circuito idrico sotterraneo, è sicuramente il Fiume Adda, che scorre con corso meandriforme verso valle a nord dell'abitato di Lodi e dell'area di indagine.



- 40** Roggia Ortolana
- 46** Roggia Cassinetta Boccalera
- 50** Roggia Bargana Filippina e Boccalera

Fig. 7 – Inquadramento idraulico

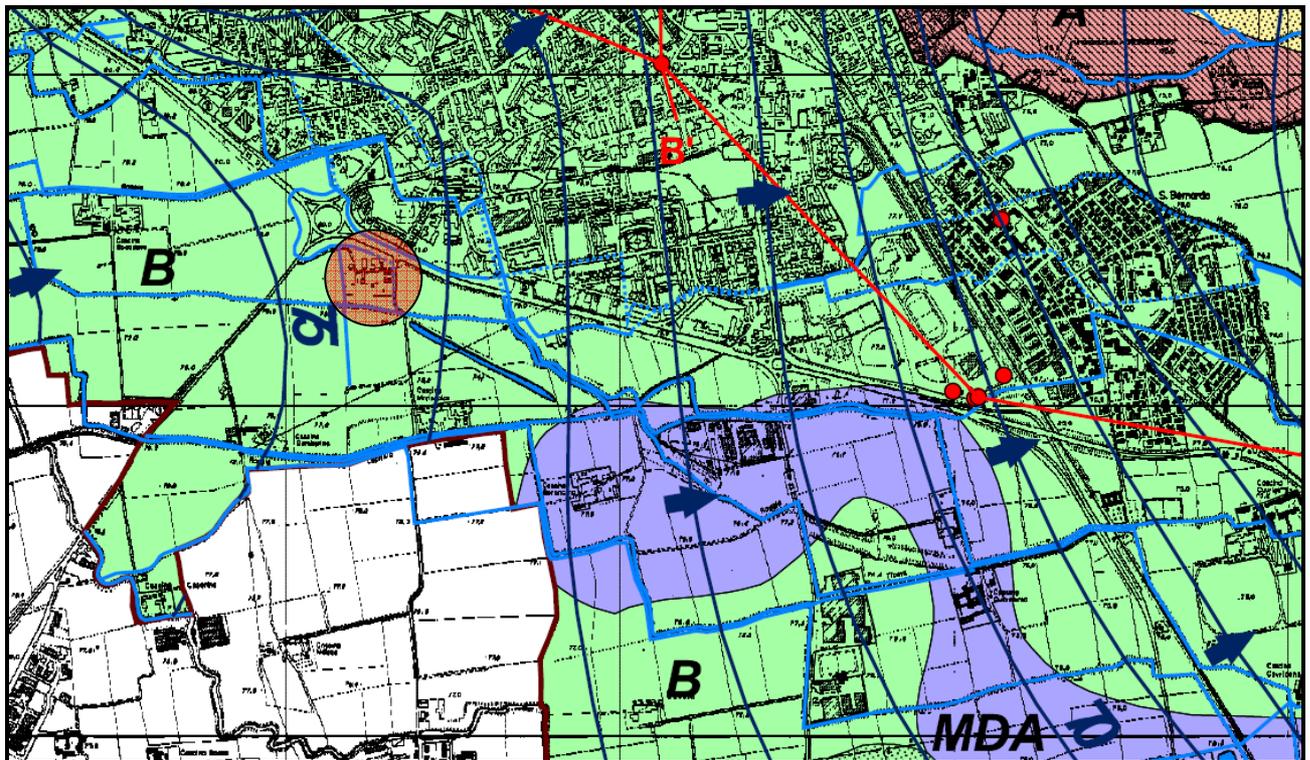
Il sottosuolo del Comune è costituito da depositi di granulometria sabbiosa e sabbiosa-ghiaiosa con elevata permeabilità che ospitano un sistema di falde intercomunicanti, per la limitata continuità dei banchi impermeabili. Dalla configurazione stratigrafica del sottosuolo si possono osservare sottounità grossolane, incoerenti, sovrapposte a litologie fini. Dal punto di vista idrogeologico la falda idrica ha un andamento NNW --> SSE con gradiente idraulico è molto elevato, fino all'1%, in una fascia ampia 2 km dalla scarpata, mentre diminuisce allontanandosi verso SW e nella valle dell'Adda (1-2‰). Nell'area della bassa pianura in cui si colloca il territorio in discussione è possibile eseguire una suddivisione dei terreni profondi in due litozone:

1. Litozona superficiale, si estende dalla superficie, fino a profondità variabile da 40 a 70 m; è costituita da ghiaie e sabbie prevalenti, con pochi livelli argillosi, privi di continuità, è sede di acquifero freatico.
2. Litozona profonda, è caratterizzata da depositi argilloso-limosi, con rari livelli sabbiosi o ghiaiosi. Gli acquiferi che vi si trovano sono di tipo artesiani.

Lodi

Nella *figura 8* è riportata una carta delle curve isopiezometriche medie, in cui si evince che l'area di studio è circa individuata nella zona tra la curva 75-74,00 m s.l.m., per cui rientra nella porzione di territorio in cui la falda ha una soggiacenza media di circa $\geq 3,00$ m. Per avere informazioni più precise sulle reali oscillazioni della falda sarebbe necessario uno studio sviluppato lungo un maggior arco temporale. La vulnerabilità dell'acquifero appare in genere alta, con valori di permeabilità che sono indicati tra 10^{-8} a 10^{-7} m/s.

Durante la prova non si è individuata la falda per la chiusura del foro di sondaggio, ma dalle osservazioni relative alla pianificazione si può desumere un livello superficiale della falda e di conseguenza si dovrà pensare alla progettazione adottando le cautele del caso.



Classi di permeabilità (m/s):

A	ALTA ($10^{-4} < k < 10^{-3}$)
MDA	MEDIO-ALTA ($10^{-5} < k < 10^{-4}$)
MDB	MEDIO-BASSA ($10^{-7} < k < 10^{-6}$)
B	BASSA ($10^{-8} < k < 10^{-7}$)

Soggiacenza media della falda superficiale in m da p.c.:

	< 1.50 m
	1.50 - 3.00 m
	> 3.00 m

Fig. 8 – Inquadramento idro-geologico

Per avere informazioni più precise sulle reali oscillazioni della falda sarebbe necessario uno studio sviluppato lungo un maggior arco temporale, magari anche pensando alla posa di un piezometro, se ritenuto necessario in previsione ad alcune tipologie di costruzione.

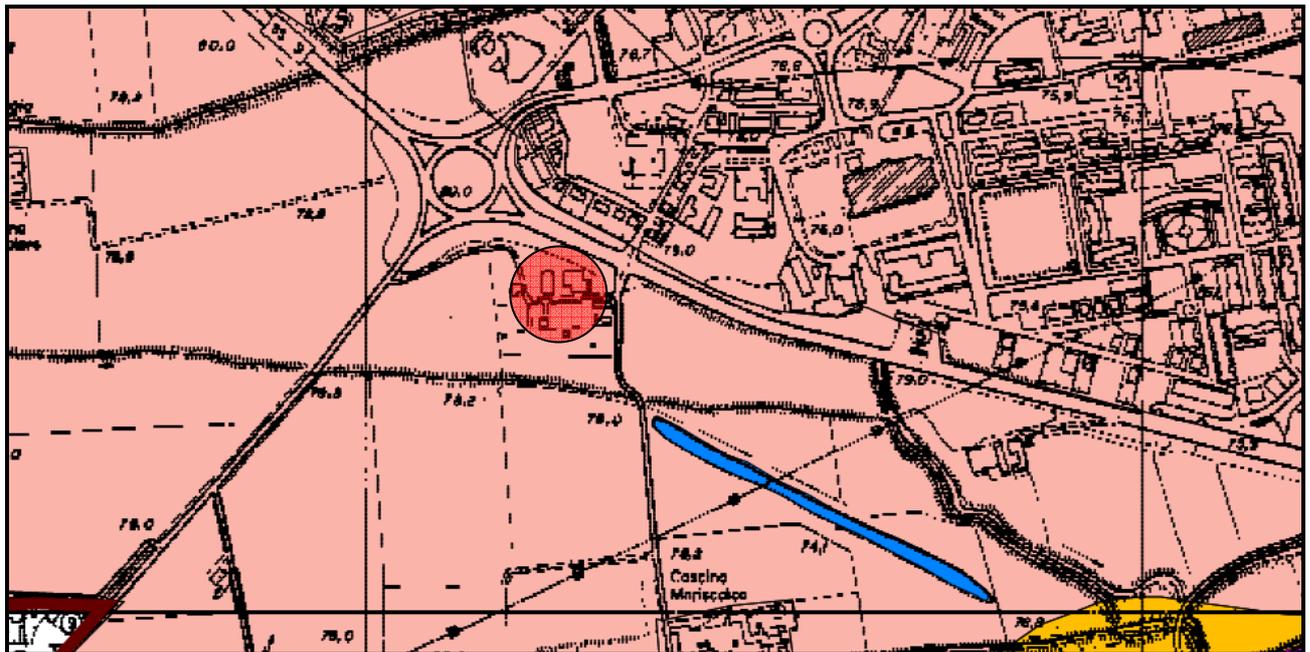
6.0 INDICAZIONI GEOTECNICHE

Nel PGT del comune di Lodi, l'area di studio presenta una litologia superficiale prevalentemente incoerente di tipo ghiaioso, che correttamente corrispondono alle zone con

Lodi

maggior permeabilità (livello falda >3,00 m dal p.c.). Nella *fig. 9* è riportato un estratto della cartografia di piano con evidenziata l'area di studio.

Tali caratteristiche convergono con la massima profondità a cui sono arrivate le prove penetrometriche: infatti a circa 6,00 m si è verificato un passaggio verso litologia grossolane sabbiose-ghiaiose, mentre nella parte superficiale si intercetta una frazione sabbiosa-limoso.



Litologia superficiale prevalente:

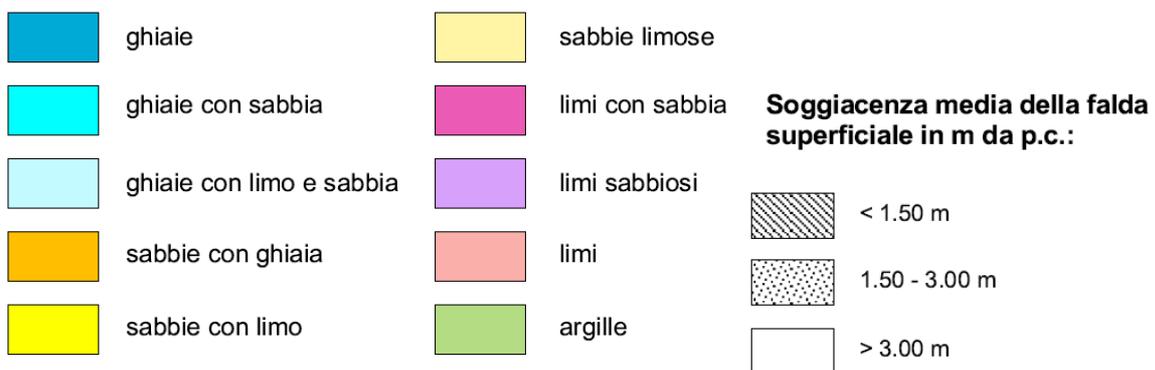
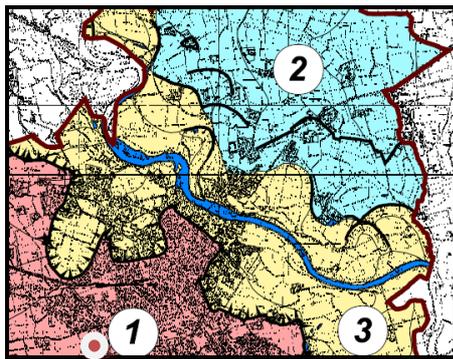


Fig. 9 – Inquadramento litologico

Di seguito è riportato un estratto del PGT del comune di Lodi con evidenziate le Unità geotecniche tipiche del territorio, e l'area appartiene **all'Unità 1**, il cui i risultati della prova sono coerenti con le indicazioni tipiche indicate per tale Unità Geotecnica (anche per il n. di colpi del penetrometro dinamico).

Lodi



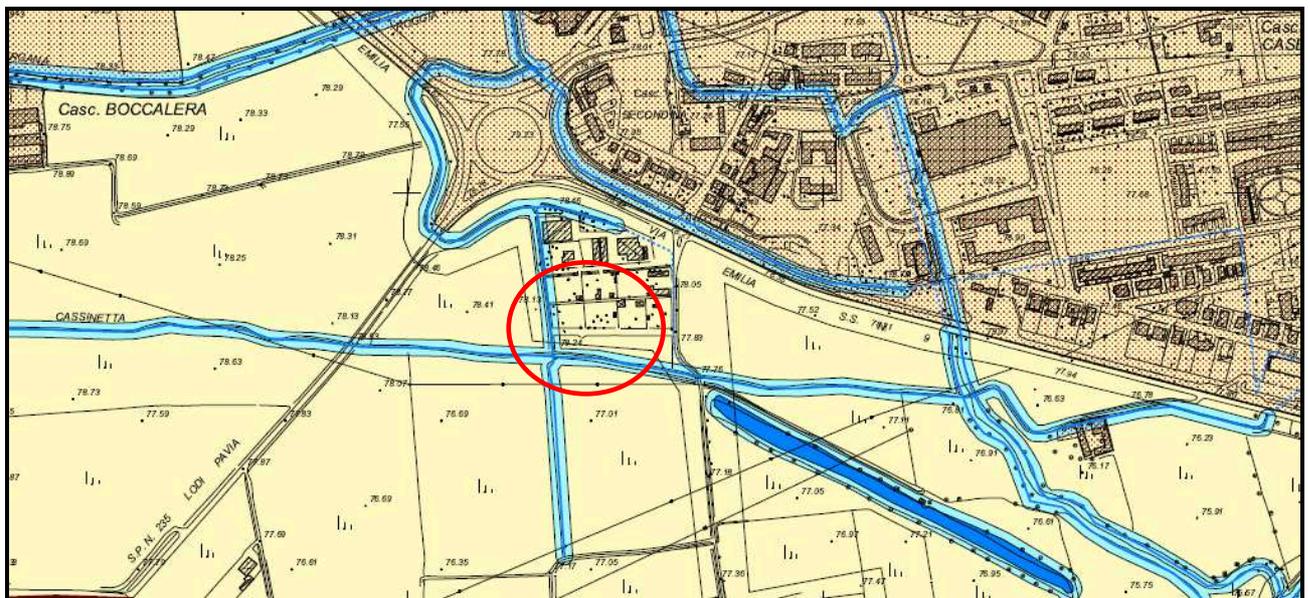
Unità geotecniche:

- 1** Unità prevalentemente sabbioso-ghiaiosa, con diffusa copertura limoso-sabbiosa potenza tra 3 e 6 m. Colpi alla punta CPT < 5 nella copertura e > 10 in profondità. Soggiacenza falda generalmente superiore a 3.00 m, localmente variabile tra 1.50 e 3.00 m.
- 2** Unità prevalentemente ghiaioso-sabbiosa con rare zone a copertura limoso-sabbiosa. Soggiacenza falda compresa tra 1.50 e 3.00 m.
- 3** Unità a sabbie prevalenti (n. colpi alla punta CPT > 10) con frequenti zone a copertura limoso-sabbiosa soprattutto in destra orografica con spessori inferiori a 2-3 m (n. colpi alla punta CPT < 5). Soggiacenza falda variabile tra 1.50 m e 3.00 m; inferiore a 1.50 m al piede del terrazzo morfologico principale e nelle zone di paleoalveo e paleomeandro.

Fig. 10 – Unità geotecniche

7.0 VINCOLI E FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Sulla base delle indicazioni contenute nel PGT si osserva come l'area sia contenuta nel territorio comunale (nella zona di territorio urbano consolidato) e presenta dei vincoli connessi ai canali esistenti.



Piano stralcio per l'assetto idrogeologico:

- Fascia A del PAI
- Fascia B del PAI
- Fascia C del PAI

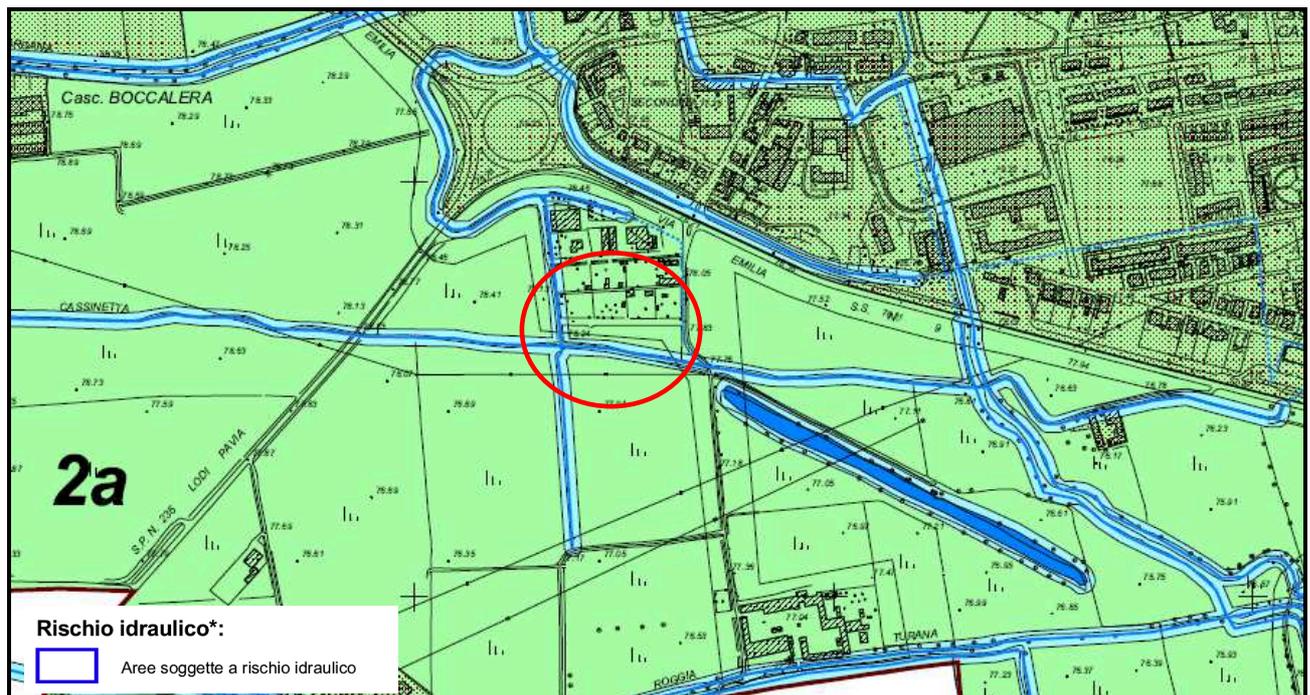
- Opera di difesa idraulica prevista dal PAI (Limite di progetto tra Fascia B e C)
- Opere di difesa idraulica già realizzate:
 - 1 Argine "SICC"
 - 2 Muretto V.le Milano
 - 3 Chiavica su Roggia Gaetana
 - 4 Chiavica su Roggia Gelata
 - 5 Arginatura a valle del ponte

- Corso d'acqua
- Fascia di rispetto 10 m corso d'acqua
- Corso d'acqua, ramo secondario
- Fascia di rispetto 10 m corso d'acqua ramo secondario
- Corso d'acqua, tratto tombinato
- Specchio d'acqua
- Fascia di rispetto 10 m specchio d'acqua

Fig. 11 – Estratto della Carta dei Vincoli

In merito alla fattibilità geologica l'area è stata indicata come appartenente alla zona **2a**, cioè area con fattibilità con modeste limitazioni.

Lodi

**CLASSI DI FATTIBILITA' GEOLOGICA:****Fattibilità con modeste limitazioni:**

- 2a** Pianura laudense occidentale
- 2a** Quartiere di Piazza Sommariva

Fattibilità con consistenti limitazioni:

- 3a** Quartiere Martinetta
- 3b** Pianura laudense orientale
- 3c** Corso d'acqua e specchio d'acqua

Fig. 12 – Estratto della Carta di Fattibilità Geologica

Nella documentazione del Piano di Governo del Territorio del Comune di Lodi (*Tav. 05 – Carta della pericolosità sismica locale*) l'area di indagine viene definita come zona **Z4a** le cui caratteristiche sono chiarite nella legenda di seguito allegata.

Scenari di pericolosità sismica locale:

- Z2** Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti e zone con depositi granulari fini saturi.
Effetti: cedimenti e/o liquefazioni
- Z3a** Zona di ciglio H>10 m. Scenario di pericolosità sismica locale presente lungo alcuni tratti della scarpata morfologica principale caratterizzati da un'altezza superiore a 10 m.
Effetti: amplificazioni topografiche
- Z4a** Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali granulari e/o coesivi.
Effetti: amplificazioni litologiche e geometriche

Lodi

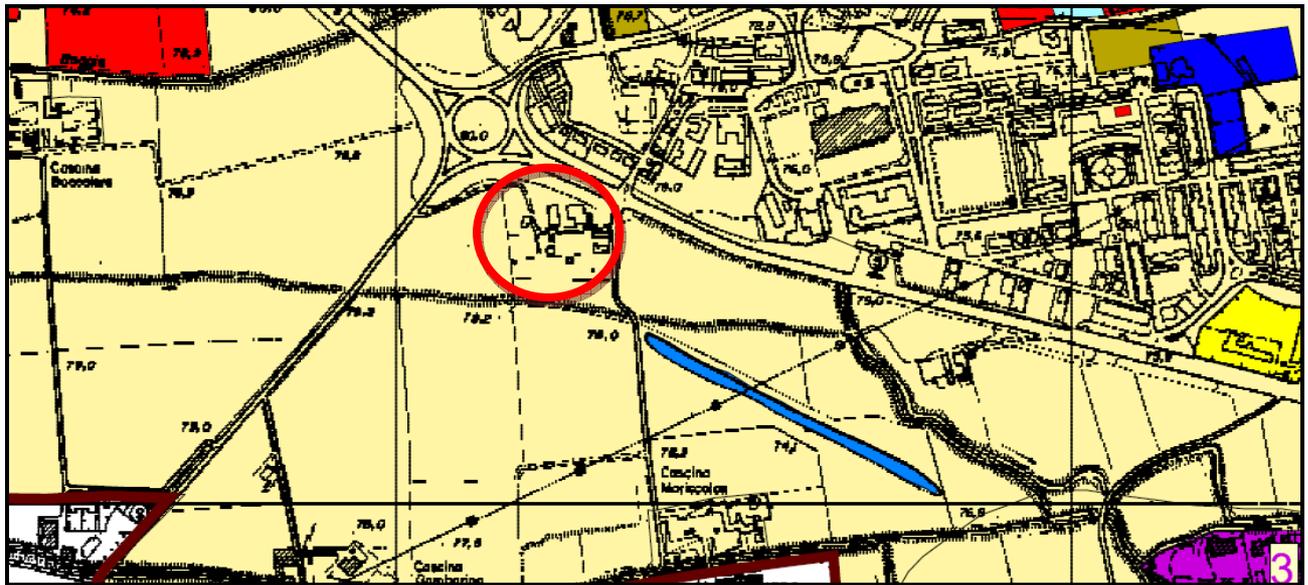


Figura 13: Stralcio della carta di pericolosità sismica locale. Il cerchio indica l'area d'indagine

8.0 ELABORAZIONE DATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE

Al fine di ottenere utili informazioni tecniche destinate al corretto dimensionamento delle opere di fondazione e delle strutture murarie in progetto, si è proceduto alla verifica delle reali caratteristiche lito stratigrafiche e geotecniche dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area in esame, attraverso la realizzazione di sondaggi penetrometrici di tipo "statico - CPT". La strumentazione utilizzata è costituita da un penetrometro statico olandese tipo "Gouda CPT 10 Tonnellate", le cui caratteristiche standard sono a norma A.G.I.

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico), consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm/sec} \pm 0.5 \text{ cm/sec}$). La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo, che agisce su una batteria doppia d'aste (aste esterne cave ed aste interne piene coassiali) alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Le dimensioni della punta/manicotto tipo "Begeman" sono standardizzate, e più precisamente:

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- | | | |
|-------------------------------------|---------------|-----------------------|
| - diametro Punta Conica meccanica | \varnothing | = 35,7 mm |
| - area di punta | A_p | = 10 cm ² |
| - angolo di apertura del cono | α | = 60 ° |
| - superficie laterale del manicotto | A_m | = 150 cm ² |

Sono fornite anche le tabelle dei parametri geotecnica di ciascun orizzonte litologico attraversato, vedi tabelle allegate. L'ubicazione delle prove è rappresentata in **fig. 3**.

9.0 ANALISI SISMICA

9.1 - Classificazione sismica del territorio

Il territorio italiano è stato suddiviso in quattro zone (o categorie) contraddistinte da differenti valori di PGA (cfr. Tabella 1.1).

Lodi

Zona	Valore di a_g
1	0.35g
2	0.25g
3	0.15g
4	0.05g

Tabella 1.1: Valori di PGA per le varie zone

* E' tuttavia doveroso ricordare che, sulla base di quanto contenuto nelle ultime NTC2018 tale classificazione non viene più menzionata.

Di seguito si riporta la zonizzazione relativa al territorio regionale (cfr. Figura 14):

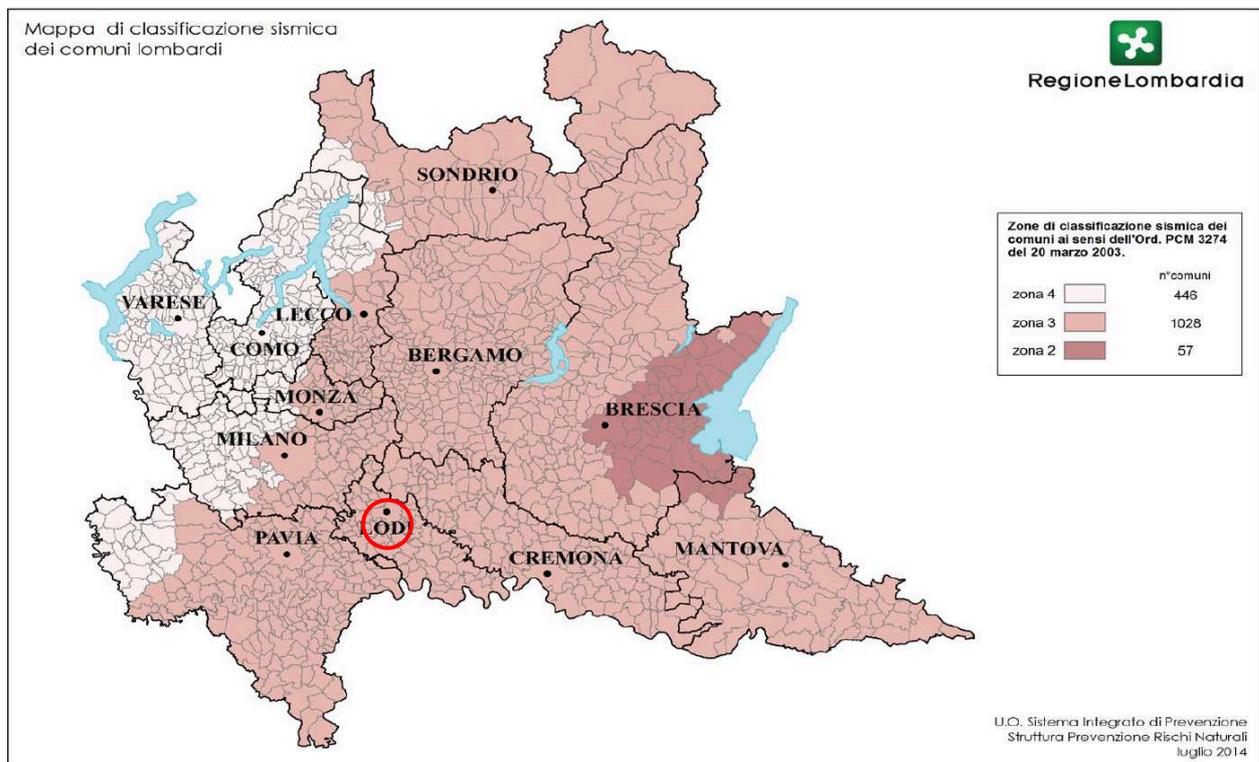


Figura 14: Classificazione sismica vigente dei Comuni della Regione Lombardia

Come si può vedere dalla carta di macrozonazione sismica della Regione Lombardia (cfr. Figura 14), il Comune di Lodi ricade nella Zona 3, definita come zona a “sismicità bassa” ($S=6$ secondo la precedente Normativa). L’accelerazione massima di riferimento, secondo la classificazione, raggiunge valori massimi di PGA pari a 0,15 g.

Ai fini dell’applicazione di queste Norme viene inoltre prevista la suddivisione dei suoli di fondazione nelle seguenti categorie:

Lodi

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

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

Sulla base delle analisi precedentemente descritte, per le quali le Vs30 assumono un valore medio di **268 m/sec**, il suolo di fondazione dell'area di studio ricade nella categoria di **tipo C**.

9.2 - Sismicità di base

Le informazioni relative alla sismicità storica del Comune di Lodi, sono state desunte dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, redatto grazie all'INGV dal Gruppo di lavoro CPTI nel 2015 (**CPTI-15**), che elenca tutti i terremoti avvenuti dal 1000 al 2014.

La versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 rappresenta una significativa evoluzione rispetto alle versioni precedenti, che sono quindi da considerare del tutto superate. Anche se i criteri generali di compilazione e la struttura sono gli stessi della precedente versione CPTI11, il contenuto del catalogo è stato ampiamente rivisto per quanto concerne:

- la copertura temporale, estesa dal 2006 a tutto il 2014
- il database macrosismico di riferimento (DBMI15; Locati et al., 2016), significativamente aggiornato
- i dati strumentali considerati, nuovi e/o aggiornati
- le soglie di ingresso dei terremoti, abbassate a intensità massima 5 o magnitudo 4.0 (invece di 5-6 e 4.5 rispettivamente)
- la determinazione dei parametri macrosismici, basata su una nuova calibrazione dell'algoritmo Boxer
- le magnitudo strumentali, che comprendono un nuovo set di dati e nuove relazioni di conversione.

I terremoti più prossimi all'area di Lodi, estratti da questo catalogo, sono elencati nella Tabella 1 in ordine decrescente di Magnitudo (MwM) con epicentro a distanza inferiore ai 40 km dall'area oggetto di studio (Lat. 45.300178, Long. 9.487483) e indicati nella mappa riportata in **Figura 15**. La sismicità è classificabile come bassa e la dimostrazione ci viene fornita dalle osservazioni storiche, dove gli unici eventi di rilievo di Magnitudo superiore a 5 ubicati nelle vicinanze di Lodi sono i primi 4 elencati in **Tabella 1**; peraltro i valori di Magnitudo non raggiungono mai valori superiori a 6. Come è possibile osservare nella mappa i terremoti sono prevalentemente ubicati nel settore a nord di Lodi (Pianura lombarda).

Lodi

Year	Epicentral	Lat	Lon	Io	Mw
1802	Valle dell'Oglio	45,424	9,839	8	5,60
1396	Monza	45,584	9,274	7-8	5,33
1786	Pianura lombarda	45,267	9,550	6-7	5,22
1951	Lodigiano	45,226	9,620	6-7	5,17
1781	Pianura lombarda	45,501	9,589	6-7	4,93
1642	Pianura lombarda	45,437	9,667	6	4,92
1979	Bergamasco	45,637	9,555	6	4,78
1884	Pianura lombarda	45,547	9,770	6	4,70
1771	Pianura lombarda	45,606	9,722	5	4,16
1826	Pavia	45,185	9,155	5	4,16
1971	Oltrepò Pavese	45,050	9,238	4-5	3,85
1473	Milanese	45,464	9,191	4	3,70
1912	Piacenza	45,052	9,693	4	3,70

Tabella 1: Sismicità storica nell'area di studio.

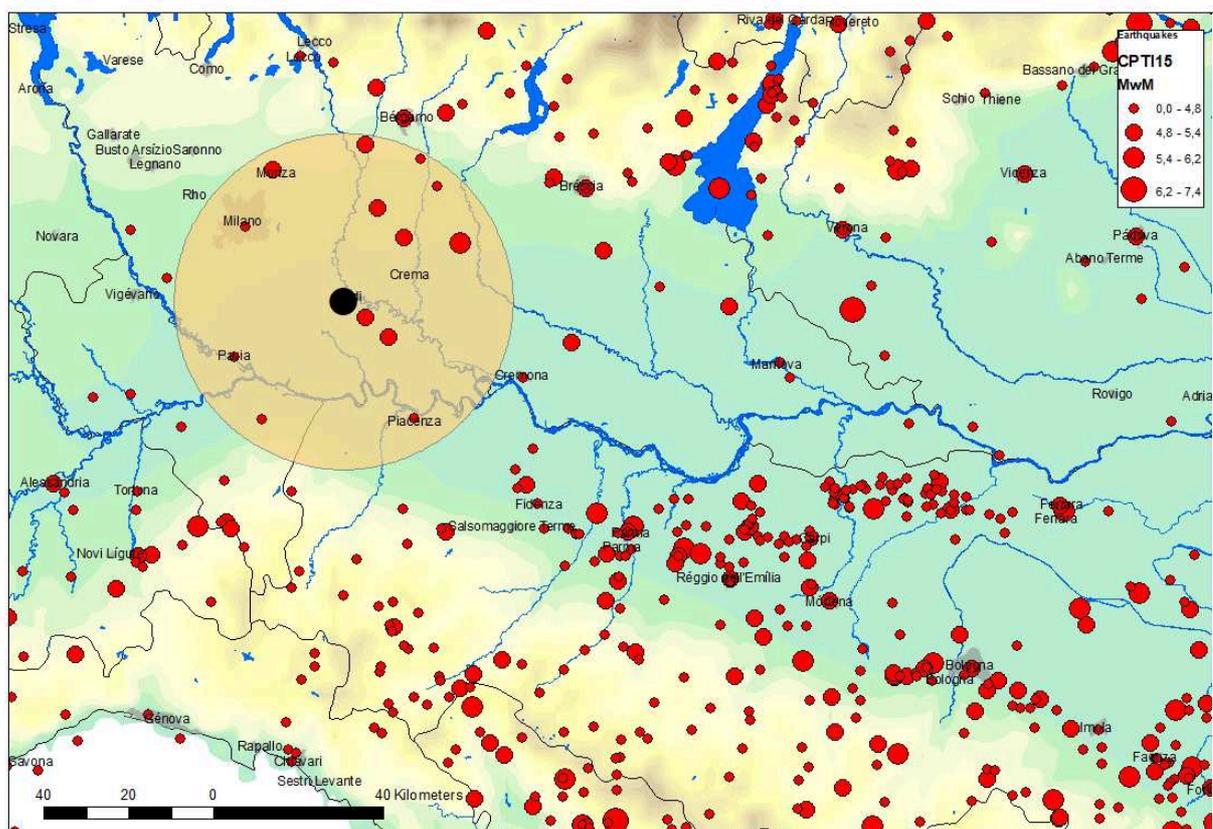


Figura 15: Distribuzione degli eventi sismici estratta dal catalogo parametrico dei terremoti italiani del 2011 (CPTI 11) che mostra gli epicentri dei terremoti più significativi avvenuti nell'area interessata e zone limitrofe.

9.3 - Zonazione sismogenetica

L'inquadramento macrosismico di riferimento si basa sulla zonazione sismogenetica del territorio italiano ZS9, elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). La zonazione, effettuata con lo scopo di creare una base per la stima della pericolosità sismica (hazard) del territorio nazionale, si fonda su un modello sismotettonico riferibile alla correlazione dei seguenti elementi:

1. Il modello strutturale 3D della penisola italiana e dei mari adiacenti;

Lodi

2. la distribuzione spaziale dei terremoti storici e attuali per le diverse classi di magnitudo;
3. il modello cinematico dell'area mediterranea centrale, riferito agli ultimi 6 milioni di anni.

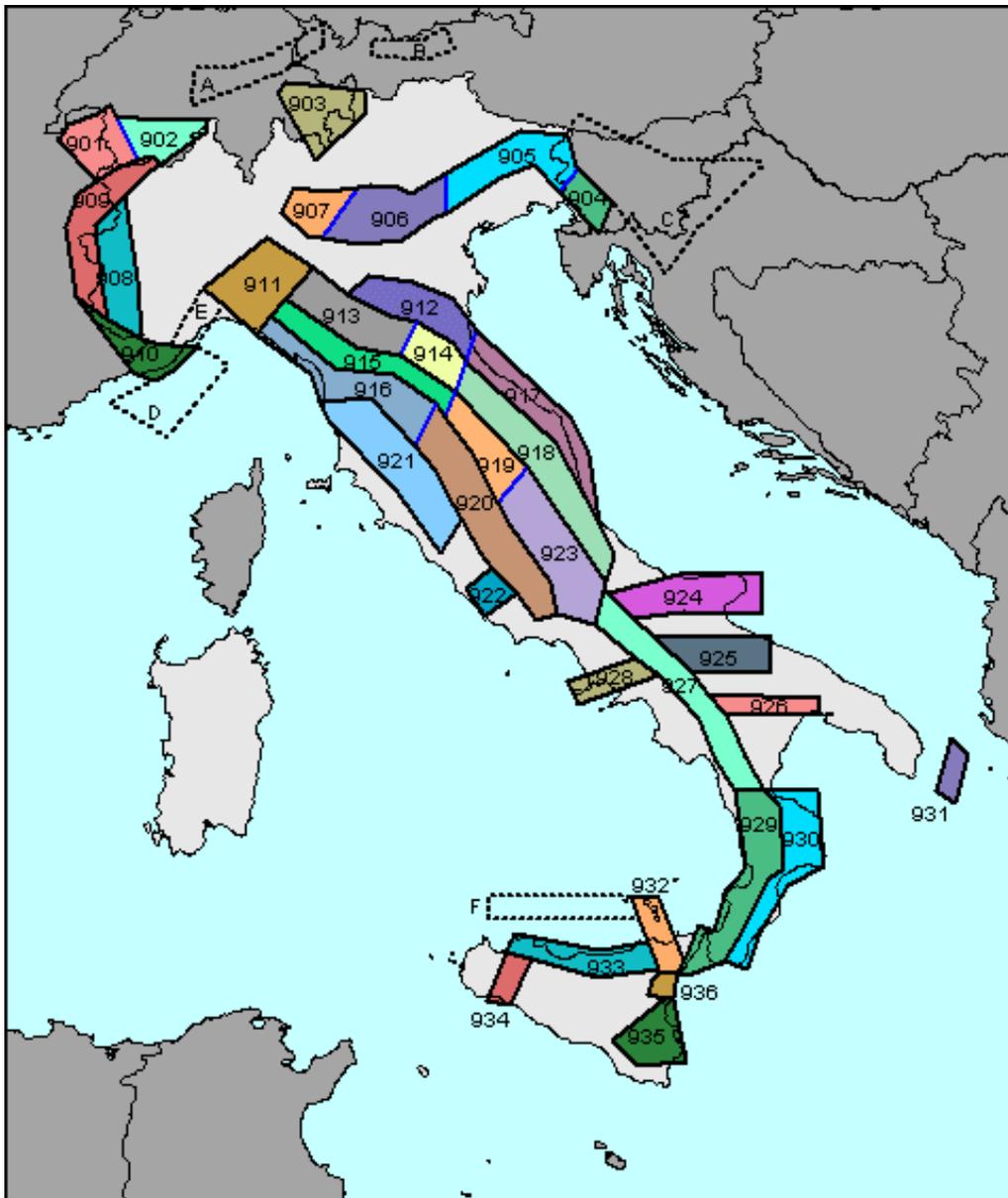


Figura 16: Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV)

Per zone sorgente, o sismogenetiche, si intendono quelle aree che si possono considerare omogenee dal punto di vista geologico – strutturale e soprattutto cinematico. Il nuovo modello sismogenetico usato in Italia, introdotto appositamente per la redazione della mappa di pericolosità 2004, è la cosiddetta zonazione ZS9 per la quale il territorio italiano è stato suddiviso in 36 diverse zone, numerate da 901 a 936, più altre 6 zone, identificate con le lettere da “A” a “F” fuori dal territorio nazionale (A-C) o ritenute di scarsa influenza (D-F) (**Figura 16**).

Per ogni zona sismogenetica è stata effettuata una stima della profondità media dei terremoti e del meccanismo di fagliazione prevalente. Si è valutato, inoltre, il grado di incertezza nella definizione dei limiti delle zone. L'area di studio ricade al di fuori delle zone sismogenetiche sopra descritte (**Figura 17**).

Lodi

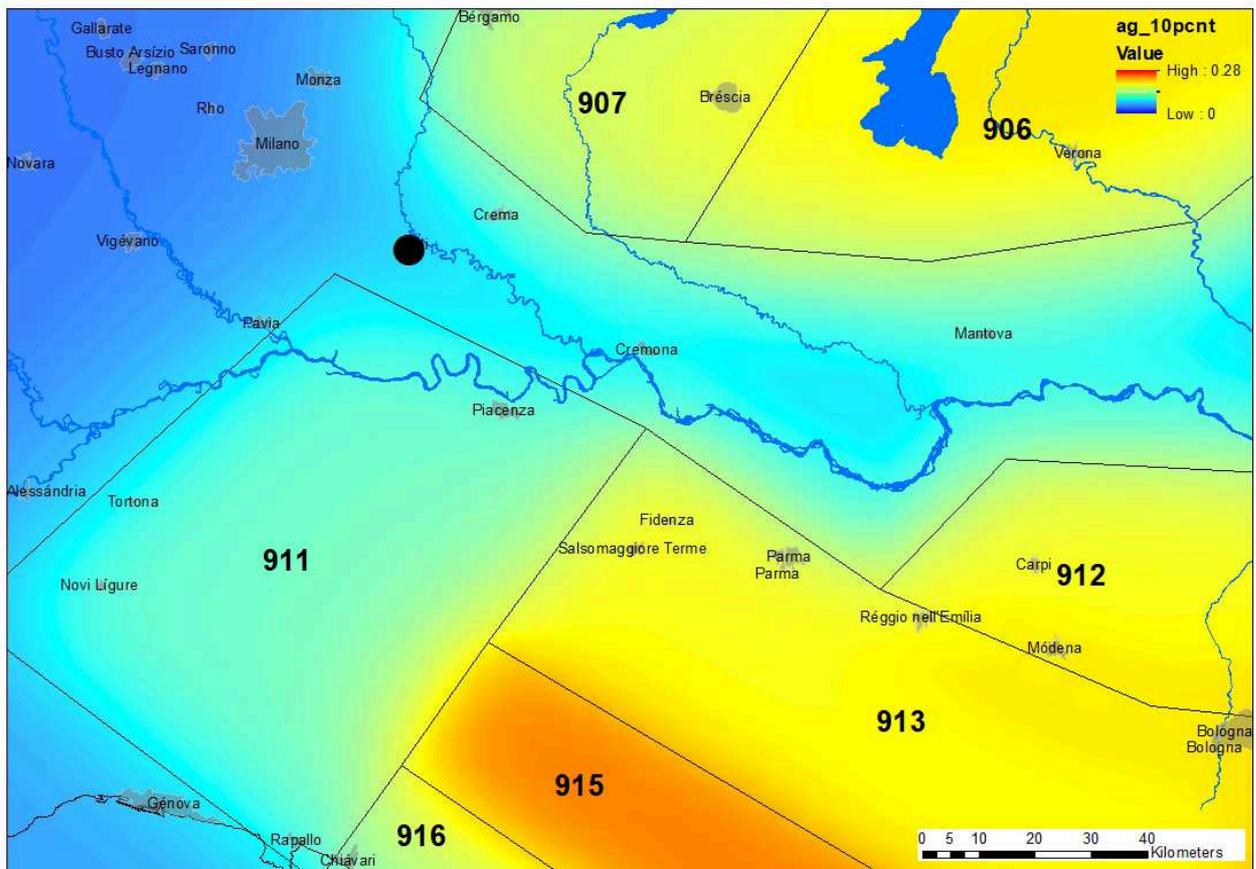


Figura 17: Zonazione sismogenetica ZS9: l'Italia del Nord (da Meletti C. & Valensise G., 2004).

9.4 - Pericolosità sismica

La pericolosità sismica, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo. Questo tipo di stima si basa sulla definizione di una serie di elementi di input (quali catalogo dei terremoti, zone sorgente, relazione di attenuazione del moto del suolo, ecc) e dei parametri di riferimento (per esempio: scuotimento in accelerazione o spostamento, tipo di suolo, finestra temporale, ecc).

In generale, la valutazione della Pericolosità sismica di un sito si realizza attraverso quattro diverse fasi:

- 1) Identificazione e caratterizzazione di tutte le sorgenti di eventi sismici in grado di produrre uno scuotimento significativo al sito. La caratterizzazione delle sorgenti include la definizione di ogni geometria di sorgente e relativo potenziale sismico.
- 2) Individuazione della distribuzione di probabilità dei terremoti o relazione di ricorrenza delle sorgenti considerate, che specifica il tasso medio di superamento di un terremoto di definita magnitudo.
- 3) Valutazione dello scuotimento del suolo prodotto dagli eventi sismici attraverso le relazioni di attenuazione.
- 4) Combinazione delle incertezze per ottenere la probabilità che un parametro descrittivo dello scuotimento del terreno sia superato in un determinato intervallo temporale.

La “pericolosità sismica di base” costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche e in un generico sito deve essere descritta:

Lodi

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido 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 TR ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

Allo stato attuale, la *pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento* è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> (**Figura 18**).

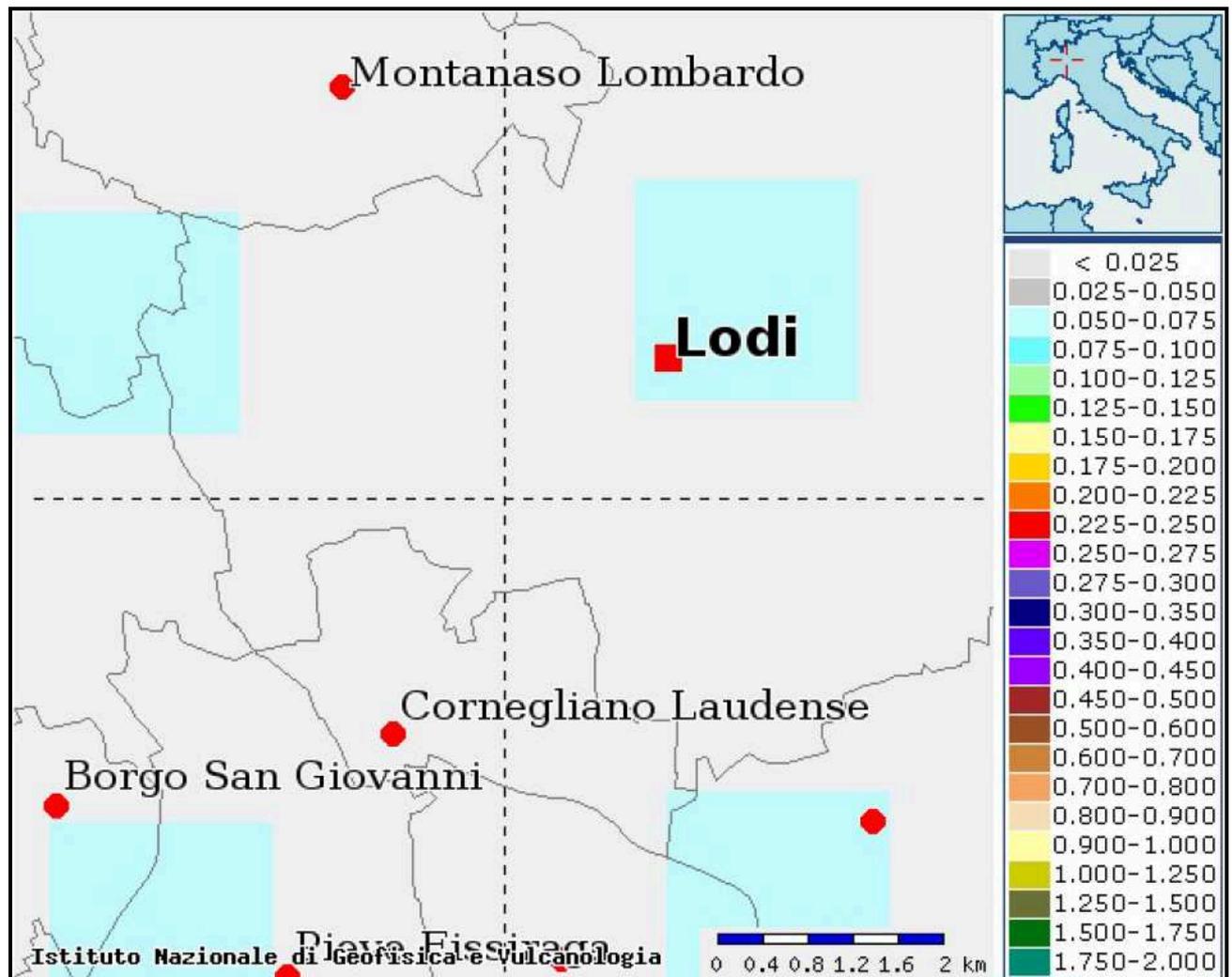


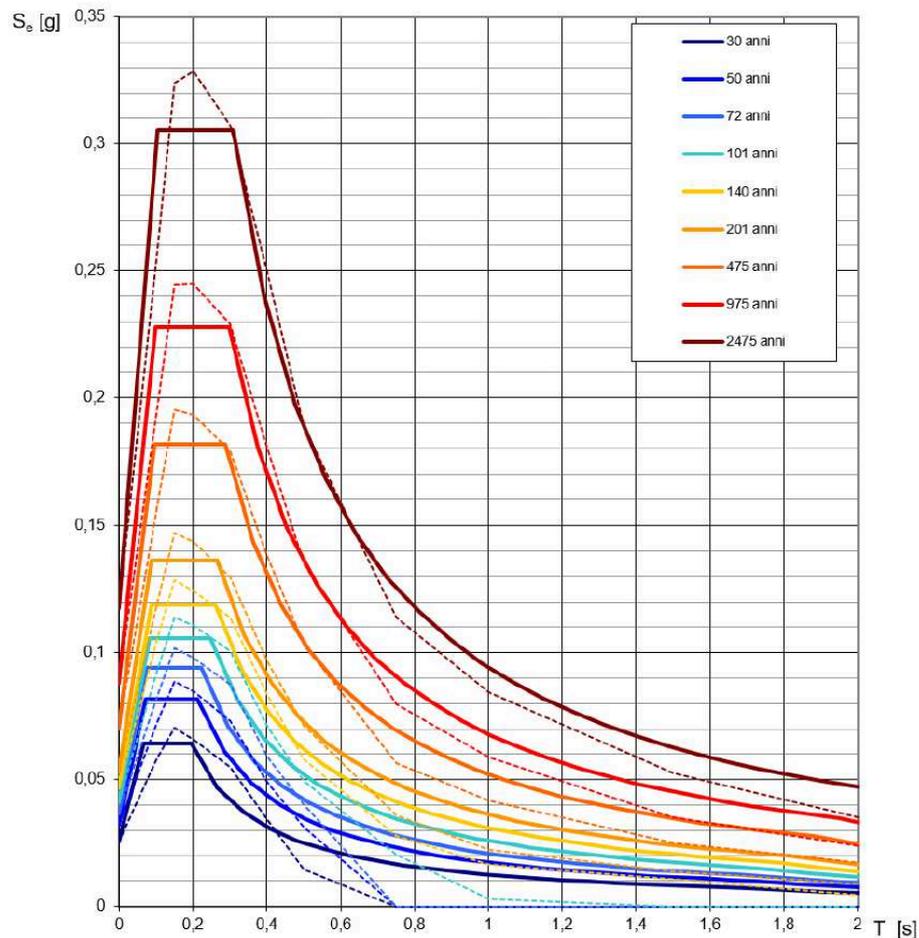
Figura 18: Zonazione sismogenetica ZS9: l'Italia del Nord (da Meletti C. & Valensise G., 2004).

L'area di studio, nel Comune di Lodi, si trova in corrispondenza di un punto della griglia caratterizzato da valori di $a(g)$ compresi tra 0.05 e 0.075 per probabilità di superamento in 50 anni del 10 %. Sulla base della documentazione allegata al Nuovo Testa Unico 2018, si riportano di seguito il grafico rappresentativo degli spettri di risposta elastica per determinati tempi di ritorno (**Figura 19**), e i valori di tali parametri esplicitati in tabella.

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

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,026	2,507	0,194
50	0,032	2,553	0,212
72	0,037	2,572	0,223
101	0,041	2,573	0,246
140	0,047	2,554	0,260
201	0,053	2,533	0,266
475	0,070	2,594	0,287
975	0,088	2,591	0,298
2475	0,117	2,605	0,308

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



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Figura 19: Grafico spettri di risposta elastici per i vari tempi T_R di ritorno.

10.0 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Lodi

I criteri da seguire per l'analisi del rischio sismico ed adottati anche nella presente, sono quelli indicati nell'allegato 5 della D.G.R. n. IX/2616 del 30.11.2011; la metodologia prevede tre diversi livelli di approfondimento con un dettaglio crescente dal primo al terzo e da attuarsi con modalità differenti in funzione (1) della classe, o zona sismica, entro la quale risulta classificato un determinato comune (ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003), (2) della pericolosità sismica locale che caratterizza un determinato territorio (PSL) e (3) della tipologia di azione di previsione di piano interessante una determinata area (edifici strategici e rilevanti).

Nella classificazione contenuta nel D.g.r. 11 luglio 2014, n. X/2129 il Comune di Lodi è classificato in **zona sismica 3**, comprendente quei comuni a rischio sismico basso.

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1^ livello fase pianificatoria	2^ livello fase pianificatoria	3^ livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o.n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Il **primo livello** da attuare in fase pianificatoria, è obbligatorio per tutti i comuni della Lombardia e deve essere esteso a tutto il territorio comunale. Questo è caratterizzato da un approccio di tipo qualitativo alle problematiche sismiche, ossia attraverso i dati di tipo geologico, morfologico e geotecnico esistenti, conosciuti ed eventualmente provenienti dalle altre cartografie d'inquadramento, viene eseguita una prima valutazione della pericolosità sismica locale.

In particolare, questo livello prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale viene riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo in grado di determinare gli effetti sismici locali.

Nella documentazione del Piano di Governo del Territorio del Comune di Lodi (All. 7 – Carta di pericolosità sismica locale) l'area di indagine viene definita come zona Z4a, ossia “Zona di pianura, con presenza di depositi alluvionali granulari e/o coesivi, soggetta ad effetti di amplificazioni litologiche e geometriche” (fig.13).

Il secondo livello prevede un approccio di tipo semi – quantitativo nell'analisi del rischio sismico. Per i comuni ricadenti in zona sismica 3, come nel caso di Lodi, il secondo livello è obbligatorio nelle aree definite nel primo livello come zone suscettibili di amplificazioni sismiche morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4) interferenti con l'urbanizzato e/o con le aree di espansione urbanistica.

Nel secondo livello gli effetti di amplificazione sismica vengono caratterizzati in termini semi – quantitativi mediante il calcolo del Fattore di amplificazione (Fa) nell'area oggetto di analisi più approfondita del rischio sismico ed in accordo con lo scenario di pericolosità sismica locale che caratterizza l'area stessa. Il calcolo del Fattore di amplificazione viene eseguito secondo le procedure riportate nell'allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 22/05/2008. Il valore di Fa calcolato viene messo a confronto con il valore soglia di amplificazione sismica, definito dalla Regione Lombardia per ogni comune del territorio regionale; si possono presentare due situazioni:

Lodi

- 1) Il valore di F_a 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 (DM 14.01.2008).
- 2) Il valore di F_a 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.

Gli esiti delle analisi di secondo livello, come sopra specificato, vengono tradotti in forma di prescrizioni nell'ambito delle valutazioni relative alla fattibilità alle azioni di piano.

N.B. nello specifico, l'area di progetto cade all'interno della **zona Z4a**, per cui sono previsti effetti di amplificazioni litologiche. Nel nostro caso, approfondimenti di secondo livello sono obbligatori dal momento che l'area oggetto di studio si trova in una zona urbanizzata ed è inevitabilmente interferente con l'urbanizzato circostante.

Il fattore di amplificazione (F_a), relativo agli effetti litologici, è stato determinato attraverso l'impiego delle Schede – Litologia opportunamente predisposte del Politecnico di Milano, per conto della Regione Lombardia. Tale metodologia consente, in relazione alle caratteristiche litologiche, geotecniche e sismiche dei terreni presenti, una valutazione di tipo semi – quantitativo degli effetti di amplificazione sismica attesi.

Il valore del fattore di amplificazione, determinato mediante le schede citate, viene utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto dall'applicazione della normativa vigente. La valutazione del grado di protezione fornito dall'applicazione dei parametri di normativa è effettuata in termini di contenuto energetico, confrontando il valore di F_a ottenuto dalle schede di valutazione con il parametro di analogo significato definito come “Valore di Soglia” e fornito, per ciascun comune della Regione Lombardia, dal Politecnico di Milano. Tale valore 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).

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,1 E 0,5 s				
Comune	Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
LODI	1,4	1,8	2,2	1,9

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,5 E 1,5 s				
Comune	Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
LODI	1,7	2,4	4,1	3,0

La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia prevalente dei materiali presenti nel sito;

Lodi

- stratigrafia del sito;
- andamento delle Vs con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;
- spessore e velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico - geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.

Sulla base dei dati stratigrafici e delle Vs si procede alla valutazione della litologia dominante in ogni 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 in pratica si sceglie la scheda che presenta la distribuzione di Vs più simile a quella sperimentale. In particolare, nel caso in oggetto, si è fatto riferimento alla **scheda litologia limoso – sabbiosa tipo 2**.

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 2

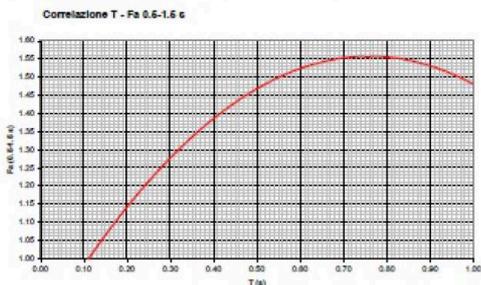
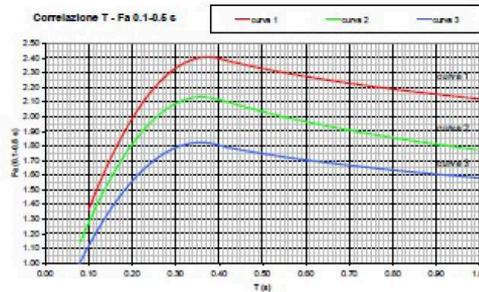
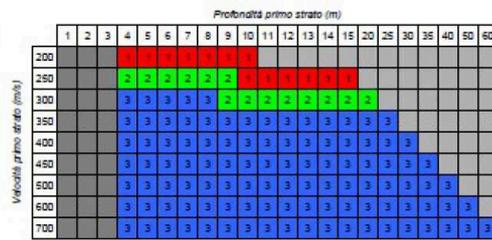
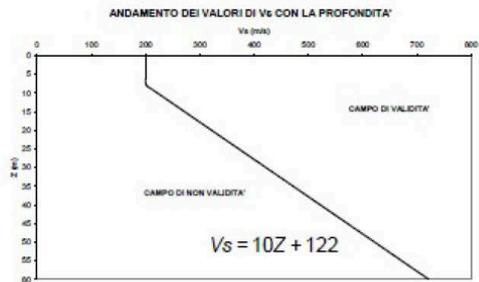
PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA:
Da limi con sabbie debolmente ghiaiose a limi debolmente sabbioso-argillosi passando per limi con sabbie, limi debolmente argillosi, limi debolmente sabbiosi, limi debolmente ghiaiosi e sabbie con limi debolmente argillosi

NOTE:
Comportamento coesivo
Frazione limosa ad un massimo del 95%
Presenza di clasti immersi con $D_{max} < 2-3$ cm
Frazione ghiaiosa fino ad un massimo del 10%
Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 45%
Frazione argillosa fino ad un massimo del 15%
A FIANCO: range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per limi sabbiosi debolmente argillosi

FUSO GRANULOMETRICO INDICATIVO

PARAMETRO	INTERVALLO
Peso di unione naturale	v_u (%) 15-19.5
Peso specifico particelle solide	γ_s (kN/m ³) 25.0-27.0
Contenuto di acqua naturale	w (%) 25-30
Limite di liquidità	w _L (%) 25-28
Limite di plasticità	w _p (%) 15-20
Indice di plasticità	I _p (%) 5-15
Indice dei vuoti	e 0.5-0.9
Coefficiente di deformazione	S _v (%) 90-100
Coefficiente di rigonfiamento	C _r 0.4-0.5
Indice di compressione	C _c 0.10-0.30
Indice di rigonfiamento	C _u 0.05-0.08
Coefficiente di consolidazione secondaria	C _s 0.002-0.006
Numero colpi prova SPT (nei primi 10 m)	N ₆₀ 0-20



$$Fa_{0.5-1.5} = -1.33T^2 + 2.02T + 0.79$$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.10 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30LnT$
2	$0.08 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -12.8T^2 + 9.2T + 0.48$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.77 - 0.38LnT$
3	$0.05 < T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$	$0.40 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.58 - 0.24LnT$

Lodi

All'interno della scheda di valutazione si sceglie, in funzione della profondità e della velocità V_s dello strato superficiale, la curva più appropriata (indicata con il numero e il colore di riferimento) per la valutazione del valore di F_a nell'intervallo 0,1 – 0,5 s (curva 1, curva 2 e curva 3 e relative formule) e nell'intervallo 0,5 – 1,5 s (unica curva e relativa formula), in base al valore del periodo proprio del sito T_1 .

Nel nostro caso, in funzione della profondità e della velocità V_s dello strato superficiale, è stata scelta la curva 2 (verde) per la valutazione di F_a nell'intervallo 0,1 – 0,5 s. Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità V_s è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

$$T_0 = \frac{4 * \sum_{(i=1, N)} h_i}{\sum_{(i=1, N)} (V_{si} * h_i) / (\sum_{(i=1, N)} h_i)}$$

ove h_i e V_{si} sono lo spessore e la velocità dello strato i -esimo del modello.

Nel caso specifico, la profondità del substrato veloce non è identificabile con esattezza, a causa della limitata profondità raggiunta con l'indagine ReMi. Tuttavia, ipotizzando un gradiente costante di velocità V_s con la profondità, è possibile ipotizzare la presenza di uno strato veloce ($V_s \geq 800$ m/sec) a circa 63 metri dal p.c.

Si ricava quindi:

$$T_0 = 0,549 \text{ sec}$$

Per ricavare il fattore di amplificazione applichiamo le formule riportate sulla scheda "Effetti litologici – scheda litologia limoso – sabbiosa tipo 2".

$$F_a (0,1 - 0,5) = 1,99$$

$$F_a (0,5 - 1,5) = 1,49$$

I valori di F_a risultano (di poco) **superiori** a quelli previsti per i suoli sismici di tipo C per periodi compresi tra 0,1 e 0,5 sec (strutture relativamente basse, regolari, piuttosto rigide): in questo caso la normativa è da considerarsi **insufficiente** a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica, e quindi è necessario, in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi più approfondite (3° livello) o utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore (spettro della categoria di suolo D).

La normativa antisismica, invece, è da considerarsi **sufficiente** a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica per le strutture con periodo compreso tra 0,5 e 1,5 sec (strutture alte e relativamente flessibili).

11.0 CONCLUSIONI ANALISI SISMICA

Sulla base dei dati raccolti e delle indagini geofisiche effettuate in sito, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I. L'area oggetto d'indagine ricade all'interno del territorio comunale di Lodi, in una zona pianeggiante, a destinazione d'uso agricolo, a quota 78 metri circa s.l.m.
- II. La sismicità è classificabile come bassa, così come si evince dai dati storici riportati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI-15).
- III. L'area oggetto di studio si trova al di fuori delle zone sismogenetiche definite dalla ZS9.

Lodi

- IV. L'area di studio, facente parte del Comune di Lodi, ricade nella Zona sismica 3 ed è caratterizzata da un valore di arefg pari a 0,070 g per un tempo di ritorno di 475 anni.
- V. Sulla base dell'indagine ReMi eseguita in sito, si ha un valore medio di **Vs30 di 268** m/sec, per cui il suolo di fondazione ricade nella categoria di tipo C.
- VI. L'area di indagine ricade in una zona Z4a, ossia ossia "Zona di pianura, con presenza di depositi alluvionali granulari e/o coesivi, soggetta ad effetti di amplificazioni litologiche e geometriche".
- VII. Attraverso l'approfondimento di secondo livello sono stati calcolati i Fattori di Amplificazione, poi confrontati con i valori soglia della Regione Lombardia. La normativa è da considerarsi insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica per periodi compresi tra 0,1 e 0,5 sec e quindi è necessario, in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi di terzo livello o utilizzare lo spettro della categoria di suolo D. La normativa antisismica, invece, è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica per le strutture con periodo compreso tra 0,5 e 1,5 sec.

12.0 VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

12.1 Premessa

Il fenomeno della liquefazione interessa depositi sabbiosi e sabbioso – limosi saturi che durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale le condizioni di stabilità non sono più garantite e la massa di terreno interessata dal fenomeno comincia ad assestarsi fino a che la nuova configurazione del terreno non è compatibile con la diminuita resistenza al taglio. I parametri che governano il fenomeno sono rappresentati in generale da:

- condizioni di drenaggio e grado di saturazione del deposito;
- granulometria del deposito;
- stato di addensamento;
- intensità, forma spettrale e durata delle sollecitazioni cicliche;
- stato tensionale iniziale;
- storia tensionale e deformativa del deposito;
- fenomeni di aging.

Durante un evento sismico vengono indotte nel terreno sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la tensione geostatica rimane invariata. In seguito a sollecitazioni cicliche, la struttura granulare del terreno tende a diventare più compatta, ma essendo molto più compressibile dell'acqua, la sollecitazione viene trasmessa all'acqua interstiziale. Se l'incremento della pressione interstiziale è tale da raggiungere il valore della tensione geostatica di confinamento, il terreno inizia a subire deformazioni, la cui entità dipende essenzialmente dal suo grado di addensamento.

Se il terreno ha una modesta densità relativa la pressione interstiziale aumenterà molto rapidamente fino a valori prossimi a quelli della tensione geostatica di confinamento e il terreno comincerà a subire grosse deformazioni, con totale annullamento della resistenza a taglio. Diversamente, se il terreno è addensato, esso potrà avere alla fine dei cicli di carico una pressione interstiziale pari alla tensione geostatica di confinamento ma, poiché i terreni addensati si deformano con aumento di volume per il fenomeno della dilatanza, la pressione interstiziale subirà una brusca caduta e il terreno riuscirà a sviluppare una resistenza a taglio sufficiente a sostenere le sollecitazioni applicate.

Poiché la tensione geostatica aumenta con la profondità mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce, ne consegue che la resistenza alla liquefazione di un terreno cresce con la profondità. Numerose evidenze sperimentali dimostrano che il fenomeno della liquefazione può generarsi fino a profondità massime di circa 20 m.

Occorre inoltre considerare che il terreno può essere soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie; in tali condizioni l'innescò del fenomeno della liquefazione è condizionato anche dal rapporto tra le tensioni di taglio indotte dalla sollecitazione sismica e quelle statiche preesistenti.

Lodi

La resistenza alla liquefazione è infine influenzata dall'entità dei legami intergranulari e di cementazione connessi a fenomeni di *aging* che si sviluppano nel tempo. Inoltre la struttura di un deposito antico è in genere più stabile per gli effetti di ripetute sollecitazioni cicliche subite nel tempo che, qualora non abbiano dato luogo a fenomeni di liquefazione, avranno prodotto un significativo incremento della resistenza a taglio ciclica.

12.2 Impostazione metodologica e risultati

Nell'ambito degli approfondimenti di terzo livello per il sito ricadente nel Comune di Lodi, relativamente alle verifiche quantitative della propensione alla liquefazione, sono state utilizzate correlazioni empiriche basate sui risultati dell'indagine REMI.

In particolare, si è fatto riferimento all'analisi dei microtremiti eseguita nel luglio 2021 all'interno dell'area di futura costruzione. Al fine di valutare la reale entità dei potenziali fenomeni di liquefazione, nell'area in esame, si è utilizzato il metodo semplificato di Robertson.

La suscettibilità alla liquefazione dei sedimenti alluvionali che caratterizzano il sito in oggetto rappresenta un parametro molto importante da valutare nelle analisi di pericolosità sismica soprattutto a scala locale. Per liquefazione si intende l'annullamento di resistenza al taglio di terreni granulari saturi sotto sollecitazioni di taglio cicliche ed in conseguenza delle quali il sedimento raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di un liquido viscoso. Il meccanismo di liquefazione è governato da molti fattori e tra questi i principali sono:

- caratteristiche dell'impulso sismico; (magnitudo $M > 5,0$);
- densità relativi ($DR < 50 \div 60\%$);
- pressioni di confinamento (non sono riportati casi in letteratura di liquefazione in strati granulari profondi oltre 15-20 metri);
- fuso granulometrico;
- falda superficiale.

In condizioni di sisma vi possono anche essere effetti di "riordino" dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi che possono coinvolgere sia i depositi granulari poco addensati e recenti (olocenici), sia i sedimenti fini poco coesivi. Nell'ultimo decennio sono state elaborate procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma anche nei sedimenti fini (limi e argille a comportamento "non drenato") provocate da perdite di resistenza. Quest'ultimo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2004-2007).

Per quanto detto, per le stime preliminari di progetti caratterizzati da un maggior impegno prestazionale, le verifiche della suscettibilità alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma possono essere valutati utilizzando correlazioni empiriche basate sui risultati delle prove CPT (es. P.K Robertson 1990; 1998; 2009-2010).

Il vantaggio dell'uso delle penetrometrie statiche è da ricercarsi nella maggiore accuratezza e ripetibilità della CPT/CPTE rispetto ad altre prove, nella sua relativa economicità e soprattutto nella possibilità di avere profili continui con la profondità e che forniscono informazioni dettagliate anche sulla stratigrafia. I dati ricavati dalle prove CPTE/U sono stati elaborati secondo le procedure semplificate di verifica della liquefacibilità e stima dei cedimenti sismici attualmente più accreditate per le prove CPT, basate sulle esperienze di Seed e Idriss (1971) e di Robertson & Wride (1998), recentemente aggiornate dallo stesso P.K. Robertson (2009-2010).

Le analisi espletate seguono, inoltre, le note procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Questo approccio valuta la propensione alla liquefazione e stima i cedimenti post sisma sia nei sedimenti granulari saturi e insaturi, sia nei sedimenti fini, poco coesivi. Si è quindi riproceduto al calcolo automatico della

Lodi

liquefacibilità e dei cedimenti post sisma con il software “Cliq”, sviluppato dalla GeoLogismiki Geotechnical Engineers in collaborazione con lo stesso P.K. Robertson, utilizzando i dati di input: magnitudo media del terremoto $M = 6.60$ (INGV); a_{gmax} al suolo pari a $0,15g \times 1,5$ (classe C). A ulteriore cautela la simulazione ha tenuto di una quota piezometrica indotta da sisma fino a 1.00 m.

La figura sottostante riporta i diagrammi di verifica della liquefacibilità con i relativi indice del fattore di sicurezza F_s (CCR/CSR) e dell'ILP indice di potenziale liquefazione. I metodi si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione.

$F_s = CCR / CSR$ dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

Il potenziale di liquefazione PL di uno strato esprime con un numero compreso tra 0 e 1, la pericolosità di liquefazione dello strato nei confronti dell'evento sismico atteso. $LP = F(z) \times w(z)$ dove: $F(z)$ = funzione che esprime il potenziale di liquefazione di ogni strato in rapporto al F_s calcolato $w(z)$ = funzione che tiene conto della profondità dello strato,

con $F = 0$ per $F_s = 1$ $F = 1 - F_s$ per $F_s < 1$ $w(z) = 10^{-0,5 z}$

per tenere conto del fatto che in superficie si risente dell'effetto cumulativo della liquefacibilità degli strati sottostanti, Iwasaky et.al (1978) introducono l'indice di liquefazione potenziale LPI:

$$LPI = \int_{z_{crit}=20}^0 F(z) \times w(z) \times dz$$

Le classi di pericolosità di liquefazione sono:

<i>LPI</i>	<i>Pericolosità di liquefazione</i>
0	Nulla
0 ÷ 2	Bassa
2 ÷ 5	Moderata
5 ÷ 15	Alta
> 15	Molto alta

Le verifiche non evidenziano possibilità di liquefazione per l'intervallo di indagine sulle prove eseguite. Le condizioni che portano ad una maggiore propensione alla potenziale liquefazione sono indotte sia dal fuso granulometrico del terreno (sabbioso) e principalmente dalla sua densità relativa ($D_r\%$).

Da prove penetrometriche CPT eseguite in sito si possono ricavare tali parametri indirettamente da formule, mentre una analisi diretta dei terreni tramite sondaggi diretti potrebbe portare a delinearne direttamente il fuso granulometrico e verificare la reale percentuale di fine presente (maggiore è la percentuale di fine e minore è la probabilità alla potenziale liquefazione dei terreni). Dalla verifica eseguita si riesce a determinare un basso potenziale di liquefazione del terreno come verificato dai grafici di seguito allegati e determinati da software sulla base delle indicazioni NCEER da Robertson & Wride (dal dott. Mannini Massimo).

Lodi



GeoLogismiki
Geotechnical Engineers
Merarhias 56
http://www.geologismiki.gr

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title :

Location :

CPT file : Foglio1

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude M_w :	6.60	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.11	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_v applied:	Yes	MSF method:	Method based

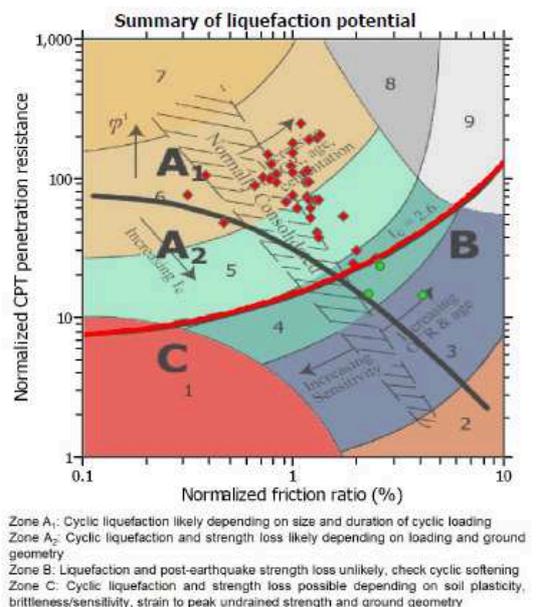
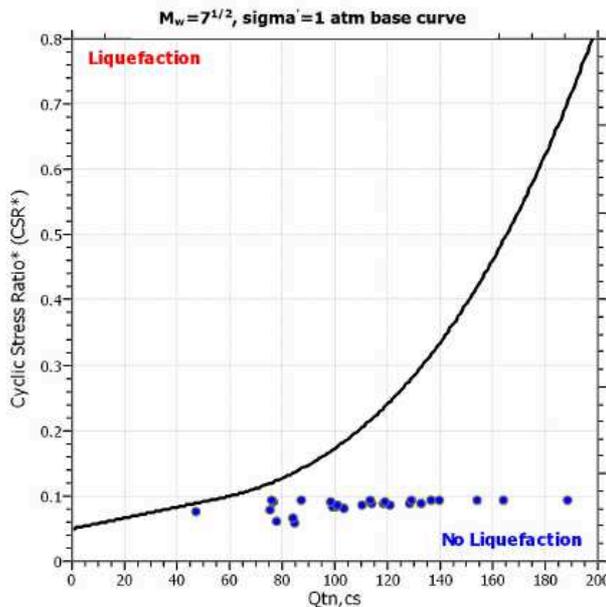
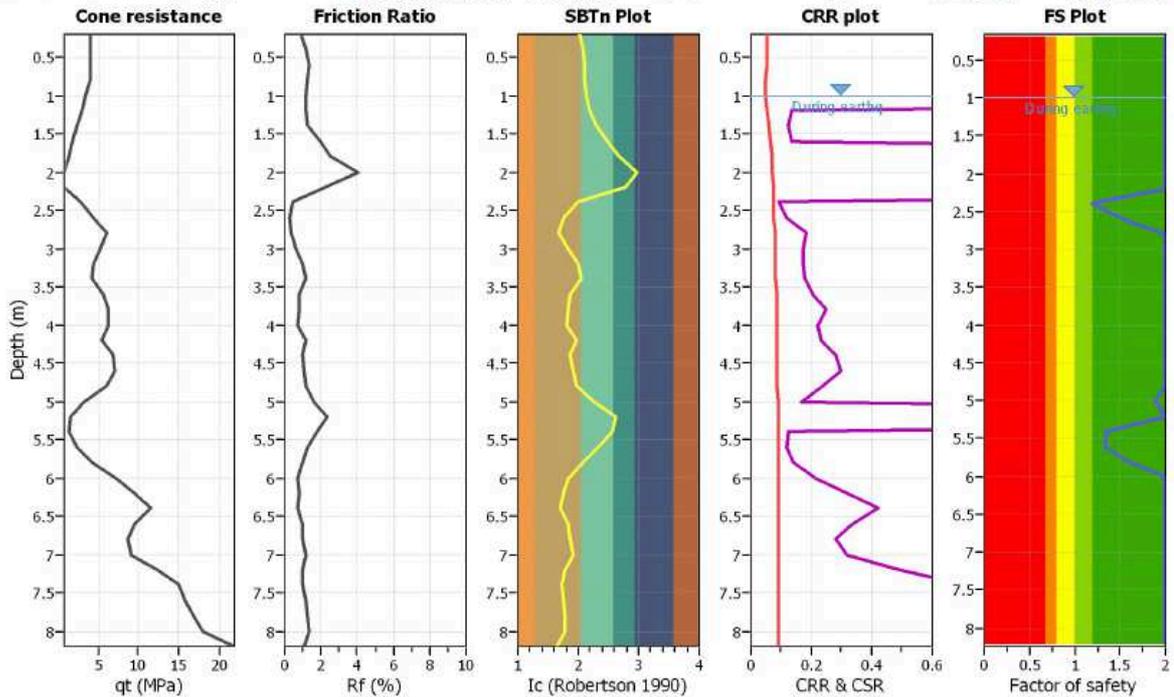


Figura 20: Verifica dei fenomeni di liquefazione

Lodi

13.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

13.1 - Categoria di sottosuolo

A partire dal modello sismico monodimensionale è possibile calcolare il valore delle $V_{s,30}$, che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio. Sulla base delle caratteristiche litologiche si presume ricada nella zona con **Categoria di Suolo C** (vedi Tabella 1), in quanto si è identificato un valore di V_s **268 m/s**.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi 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>

13.2 - Vita nominale dell'opera, periodo di ritorno dell'azione sismica e pericolosità sismica

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I dell'allegato A delle NTC 2018 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

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

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

Tabella 1.2: **Parametri per il calcolo della vita nominale da NTC 2018**

Nel nostro caso si considera per i cantieri oggetto di studio l'opera come ordinaria con vita nominale >di 50anni.

13.3 - Classe d'uso

In presenza di Azioni Sismiche, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso, la cui definizione viene di seguito sinteticamente riportata:

Lodi

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

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

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

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

13.4 – Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

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

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

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

In relazione alla destinazione d'uso prevista, per determinare il tempo di ritorno sono stati quindi considerati i seguenti parametri delle opere in progetto quali:

- Tipo di costruzione: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"
- Classe d'uso II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, industrie con attività non pericolose per l'ambiente, ponti e reti viarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti"

Da questi due parametri si ottiene il periodo di riferimento della costruzione che è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni.}$$

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati,

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche. Tale operazione deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due

Lodi

parametri TR e VR PvR sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno TR 1 corrispondente alla VR e alla PvR fissate, il valore del generico parametro p (ag,Fo,T*c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai TR previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno TR desiderato;
- TR1, TR2 sono i periodi di ritorno più prossimi a TR per i quali si dispone dei valori p1 e p2 del generico parametro p.

I valori dei parametri ag ,Fo,T*c relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Lodi

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

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

Tabella 1.3: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato da NTC 2018

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere. Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{VR})$$

Nel caso in esame, considerando lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)** e quindi una probabilità di superamento nel periodo di riferimento della vita dell'edificio (50 anni) pari al 10%, occorre considerare **un tempo di ritorno dell'evento sismico di 475 anni**.

Ai fini della definizione dell'Azione Sismica di progetto occorre valutare gli effetti che le condizioni stratigrafiche locali hanno sulla Risposta Sismica Locale. Il suolo di fondazione dell'area di studio ricade come già detto nella **categoria di tipo C**. Per la determinazione dell'azione sismica locale occorre considerare anche il contributo derivante dalla morfologia superficiale. Per condizioni topografiche complesse occorre predisporre specifiche analisi di Risposta Sismica Locale; nel caso in cui la topografia non presenti particolare complessità, è possibile adottare la seguente classificazione:

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

Tabella 1.4: Categorie topografiche

Trattandosi di zona pianeggiante, l'area in esame ricade nella *categoria T1*, a cui non è attribuibile alcun fenomeno di amplificazione sismica legato alle condizioni topografiche. Dal punto di vista progettuale, lo spettro di risposta elastico in accelerazione riveste particolare importanza nella definizione delle Azioni Sismiche da adottare. Esso viene riferito ad uno smorzamento η convenzionale pari al 5% e la sua forma spettrale dipende dai fattori precedentemente citati (pericolosità di base a_g , stratigrafia, topografia, probabilità di superamento nel periodo di riferimento riferiti agli stati limite di progetto).

Gli spettri elastici forniti costituiscono la base di partenza per costruire lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo (SLU), calcolato riducendo le ordinate dello spettro elastico per il fattore di duttilità q , proprio della struttura e funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, della duttilità attesa e della interazione terreno-struttura (che verrà determinato dallo strutturista, in funzione delle scelte costruttive).

Lodi

14.0 CARATTERISTICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI

Di seguito sono riportate sinteticamente la stratigrafia delle prove penetrometriche statiche realizzate nel **luglio 2021**, con i valori di resistenza alla punta e di coesione o angolo d'attrito:

- **Livello A** si sviluppa fino a circa 2,00 m di profondità e rappresenta il livello riporto superficiale fino a circa 0,60. È lo strato che maggiormente risente delle variazioni climatiche stagionali. Oltre tale profondità si osserva la presenza di un terreno misto, la cui definizione appare di difficile definizione esclusivamente con prove dinamiche, ma presenta buone caratteristiche, prevalentemente incoerenti, in linea con le caratteristiche dell'area.
- **Livello B** si estende fino a circa 3,20 metri di profondità, e risulta costituito da un corpo limoso-sabbioso (argilloso) con caratteristiche geomeccaniche modeste: il numero di colpi medio è circa 2-3. Questo livello è quello che maggiormente può vincolare la risposta delle fondazioni nei confronti dei cedimenti.
- **Livello C** da circa 4,4 metri fino a fondo sondaggio, sulla base dei risultati si indica un valore di n. di colpi mediamente elevati >10 fino a circa 50 dove si è osservato il rifiuto alla penetrazione. La litologia è di tipo sabbiosa con un comportamento incoerente.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle indagini dinamiche eseguite.

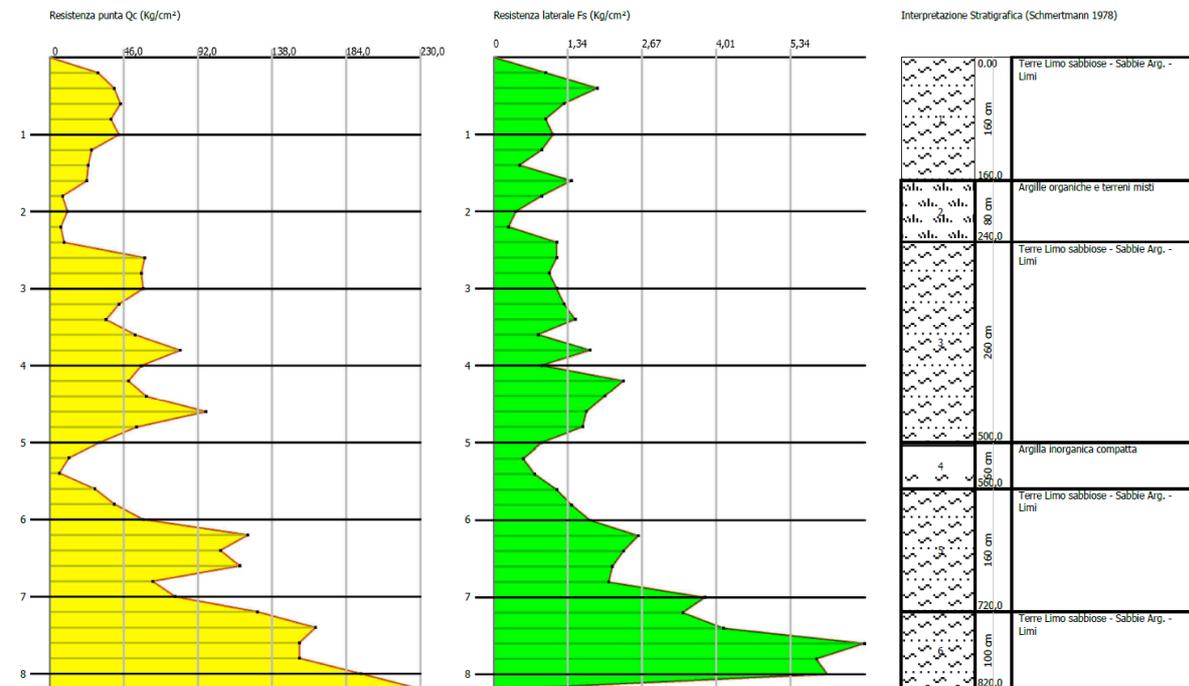
Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,60	33,5	1,1	2,0	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
2,40	8,75	0,666667	1,8	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
5,00	56,46154	1,374359	2,0	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
5,60	15,33333	0,8	1,9	Coesivo	Argilla inorganica compatta
7,20	89,5	2,433333	2,1	Incoerente	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8,20	179,6	4,52	2,3	Incoerente	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi

Lodi

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1
Strumento utilizzato PAGANI 100 kN

Committente: VIVAIO OLDANI
Cantiere: LODI
Località:

Data: 27/07/2021



15.0 PARAMETRI GEOTECNICI

15.1 – Caratteristiche penetrometro

Per la definizione della stratigrafia si sono utilizzati i programmi della GeoStru, per cui ad ogni strato mediato il programma calcola la Q_c media, la f_s media, il peso di volume naturale medio, il comportamento geotecnico (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente).

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / s} \pm 0,5 \text{ cm / s}$). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "**Begemann**".

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Lodi

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

15.2 – Registrazione dati.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna. Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri. Per mezzo di un software (in alcuni strumenti) è possibile sia durante l'acquisizione, che in un secondo momento a prove ultimate trasferire i dati ad un PC.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti: Lettura alla punta **LP** = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta

- Lettura laterale **LT** = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale **LLTT** = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

15.3 – Metodologia di elaborazione

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta). Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo "**STATIC PROBING**" della GeoStru

La resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

$$\begin{aligned} A_p &= \text{l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann")} = 10 \text{ cm}^2 \\ A_m &= \text{area del manicotto di frizione} = 150 \text{ cm}^2 \\ C_t &= \text{costante di trasformazione} = 10 \end{aligned}$$

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente; inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR %). I valori sono calcolati con queste formule:

$$\begin{aligned} Q_c (RP) &= (LP \times C_t) / 10 \text{ cm}^2. & \text{Resistenza alla punta} \\ Q_l (RL) (fs) &= [(LT - LP) \times C_t] / 150 \text{ cm}^2. & \text{Resistenza laterale} \end{aligned}$$

Lodi

Qc (RP) = Lettura alla punta LP x Costante di Trasformazione Ct / Superficie Punta Ap

Ql (RL) (fs) = Lettura laterale LT- Lettura alla punta LP x Costante di Trasformazione Ct / Am area del manicotto di frizione

N.B.

- Ap = 10 cm² e Am = 150 cm²

- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta)

15.4 – Correlazioni geotecniche terreni**TERRENI INCOERENTI****Angolo di Attrito**

Angolo di Attrito (Durgunouglu-Mitchell 1973-1975) – per sabbie N.C. e S.C. non cementate

Angolo di Attrito (Meyerhof 1951) – per sabbie N.C. e S.C.

Angolo di Attrito Herminier

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Koppejan) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (De Beer 1965-1967) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Robertson & Campanella 1983) - per sabbie non cementate quarzose

Angolo di Attrito (Schmertmann 1977-1982) – per varie litologie (correlazione che generalmente sovrastima il valore)

Densità relativa (%)

Densità Relativa (Baldi ed altri 1978-1983 - Schmertmann 1976) - per sabbie NC non cementate

Densità Relativa (Schmertmann)

Densità Relativa (Harman 1976)

Densità Relativa (Lancellotta 1983)

Densità Relativa (Jamiolkowski 1985)

Densità Relativa (Larsson 1995) - per sabbie omogenee non gradate

Modulo di Young

Modulo di Young (Schmertmann 1970-1978) Ey (25) – Ey(50) - modulo secante riferito rispettivamente al 25 % e 50 % del valore di rottura – prima fase della curva carico/deformazione

Modulo di Young secante drenato (Robertson & Campanella 1983) Ey (25) – Ey(50)- per sabbie NC Quarzose.

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) Ey (50) - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Peso di Volume

Peso di Volume (Meyerhof) -

Peso di Volume saturo (Meyerhof) -

TERRENI COESIVI**Coesione Non Drenata**

Coesione non drenata (Lunne & Eide)

Coesione non drenata (Rolf Larsson SGI 1995) - suoli fini granulari

Coesione non drenata (Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di Nk (generalmente variabile da 11 a 25)

Coesione non drenata (Marsland 1974-Marsland e Powell 1979)

Coesione non drenata Sunda (relazione sperimentale)

Coesione non drenata (Lunne T.-Kleven A. 1981)

Coesione non drenata (Kjekstad. 1978)

Coesione non drenata (Lunne, Robertson and Powell 1977)

Lodi

Coazione non drenata (Terzaghi - valore minimo)
 Coazione non drenata (Begemann)
 Coazione non drenata (De Beer) - valida per debole coazione.

Modulo Edometrico-Confinato

Mitchell - Gardnerr (1975) Mo (Eed) (Kg/cm²) per limi e argille.
 Metodo generale del modulo edometrico.
 Buisman correlazione valida per limi e argille di media plasticità – Alluvioni attuali argille plastiche – suoli organici (W 90-130)
 Buisman e Sanglerat valida per litotipi argille copatte

Valore medio degli autori su suoli coesivi

Modulo di deformazione non drenato

Modulo di deformazione non drenato Eu (Cancelli ed altri 1980)
 Modulo di deformazione non drenato Eu (Ladd ed altri 1977) – (Inserire valore n $30 < n < 1500$ sulla base di esperienze acquisite e del tipo litologico)

Peso di Volume

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)
 Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

OCR

Grado di Sovraconsolidazione OCR - (metodo Stress-History)
 Grado di Sovraconsolidazione OCR (P.W. Mayne 1991) - per argille ed argille sovraconsolidate
 Grado di Sovraconsolidazione OCR (Larsson 1991 S.G.I.)
 Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)
 Grado di Sovraconsolidazione Jamiolkowski et altri 1979 – valida per argilla di Taranto
 Grado di Sovraconsolidazione Schmertmann 1978

Coefficiente Di Consolidazione Verticale

Coefficiente di Consolidazione Cv (Piacentini-Righi, 1988)

CPT1**TERRENI COESIVI I**

Coazione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.- Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 1	1,60	33,5	1,1	1,91	1,96	2,22	1,96	1,75	1,68
Strato 2	2,40	8,75	0,666667	0,48	0,63	0,56	0,49	0,44	0,44
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	3,19	2,72	3,72	3,28	2,93	2,82
Strato 4	5,60	15,333333	0,8	0,82	1,00	0,95	0,84	0,75	0,77

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buisman	Buisman Sanglerat
Strato 1	1,60	33,5	1,1	83,75	67,00	100,50	100,50
Strato 2	2,40	8,75	0,666667	43,75	40,57	52,50	26,25
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	141,15	112,92	169,38	84,69
Strato 4	5,60	15,333333	0,8	76,67	48,32	92,00	46,00

Lodi

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Stress-History
Strato 1	1,60	33,5	1,1	4,87
Strato 2	2,40	8,75	0,666667	0,52
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	1,81
Strato 4	5,60	15,33333	0,8	<0,5

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1,60	33,5	1,1	Meyerhof	2,06
Strato 2	2,40	8,75	0,666667	Meyerhof	1,83
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	Meyerhof	2,15
Strato 4	5,60	15,33333	0,8	Meyerhof	1,92

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1,60	33,5	1,1	Meyerhof	2,14
Strato 2	2,40	8,75	0,666667	Meyerhof	1,91
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	Meyerhof	2,23
Strato 4	5,60	15,33333	0,8	Meyerhof	2,00

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Baldi 1978 - Schmertman n 1976	Schmertman n	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski 1985
Strato 1	1,60	33,5	1,1	60,85	80,02	78,5	61,64	88,46
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	54,23	58,52	60,13	54,96	60,15
Strato 5	7,20	89,5	2,433333	59,39	60,34	62,52	60,16	57,34
Strato 6	8,20	179,6	4,52	76,32	80,41	81,6	77,23	71,52

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Durguno uglu-Mitchell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertmann	Robertson & Campanella 1983	Herminier	Meyerhof 1951
Strato 1	1,60	33,5	1,1	39,5	36,31	33,64	31,34	39,2	44,39	33,69	32,04
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	35,21	31,41	28,5	26,64	36,19	39,37	26,47	42,35
Strato 5	7,20	89,5	2,433333	34,91	30,92	27,99	26,17	36,45	38,82	26,03	45
Strato 6	8,20	179,6	4,52	37,35	33,38	30,56	28,52	39,26	41,48	28,9	45

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 1	1,60	33,5	1,1	83,75	67,00	214,32
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	141,15	112,92	506,89
Strato 5	7,20	89,5	2,433333	223,75	179,00	783,95
Strato 6	8,20	179,6	4,52	449,00	359,20	1140,60

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1,60	33,5	1,1	Meyerhof	1,80
Strato 3	5,00	56,46154	1,374359	Meyerhof	1,80
Strato 5	7,20	89,5	2,433333	Meyerhof	1,80
Strato 6	8,20	179,6	4,52	Meyerhof	1,80

Lodi

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- ✓ collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ✓ collasso per scorrimento sul piano di posa;
- ✓ stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- ✓ raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale e le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista **dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Nel caso in esame, in relazione al tipo di opera ed essendo il terreno pianeggiante non è possibile la rottura globale. Sono quindi effettuate di seguito le Verifiche agli stati limite ultimi per il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno. Il Progettista, in relazione alla geometria definitiva delle fondazioni, dovrà inoltre effettuare le Verifiche agli stati limite ultimi per scorrimento sul piano di posa.

Come emerge dai risultati dell'indagine geognostica eseguita, il terreno in esame è costituito da materiale di natura limosa -argillosa dello spessore variabile. Al di sotto di esso sono presenti sabbie e sabbie/ghiaie sino alle profondità investigate. Ai sensi delle indicazioni del DM2018, il calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione alla stratigrafia riscontrata, è stata calcolata sia in condizioni non drenate che in condizioni drenate, ipotizzando di intestare le fondazioni nel **livello A**.

16.1 Metodologia di calcolo

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

Lodi

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H//L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

16.2 Verifiche nei confronti dei stati limite di esercizio – cedimenti

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli Stati limite che si possono verificare durante la Vita nominale. Uno Stato Limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata (SL = Frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità). Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, o comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio; ad esempio spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (con fondazione superficiale, quando i cedimenti > della soglia critica, si hanno delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura).
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni **sproporzionati** rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo (SLU) ha carattere irreversibile e si definisce collasso; ad esempio il raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni (carico di esercizio applicato > portanza terreno di fondazione). Il superamento di uno stato limite di esercizio (SLE) può avere carattere reversibile o irreversibile. Gli Stati Limite Ultimi (SLU) determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.

L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione. Nonostante non siano disponibili i dati della struttura in progetto,

Lodi

con particolare riferimento alle Azioni (Ed) in condizioni sismiche, sono stati effettuate alcune ipotesi di calcolo di Rd (valore di progetto della resistenza del terreno). La verifica, che misura il grado di sicurezza, si ottiene con il “Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali” di sicurezza tramite l’equazione:

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0 \quad (6.2.1 \text{ del D.M. 2018})$$

con:

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno

La verifica di detta condizione viene effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni (**A1** e **A2**)
- per i parametri geotecnica (**M1** e **M2**)
- per le resistenze (**R1**, **R2** e **R3**).

Le caratteristiche geotecniche del substrato consentono una normale edificazione, tuttavia è preferibile impostare i relativi scavi per le basi delle fondazioni ad una quota comunque non inferiore ad 1,20 m dal piano inizio indagini (piano campagna attuale), ponendo comunque attenzione alla problematica connessa alla presenza dell’acqua per infiltrazioni superficiali o livelli freatici effimeri.

17.0 CONSIDERAZIONI GENERALI

Nonostante siano state eseguite le verifiche dei cedimenti indotti da sovraccarichi strutturali nel terreno, il reale sviluppo delle deformazioni è in gran parte determinato dalla struttura in progetto e dai sistemi di fondazioni adottate; pertanto si consiglia di prestare particolare attenzione all’eventuale sviluppo di sistemi fessurativi nella struttura in progetto, abbassamenti del terreno d’imposta fondazionale e formazioni di piccoli sollevamenti del terreno nelle aree limitrofe alla struttura (la prima fase di cedimento del terreno d’imposta fondazionale comporta uno schiacciamento lungo la verticale della struttura, rilascio tensionale verso la superficie con conseguente sollevamento laterale del terreno).

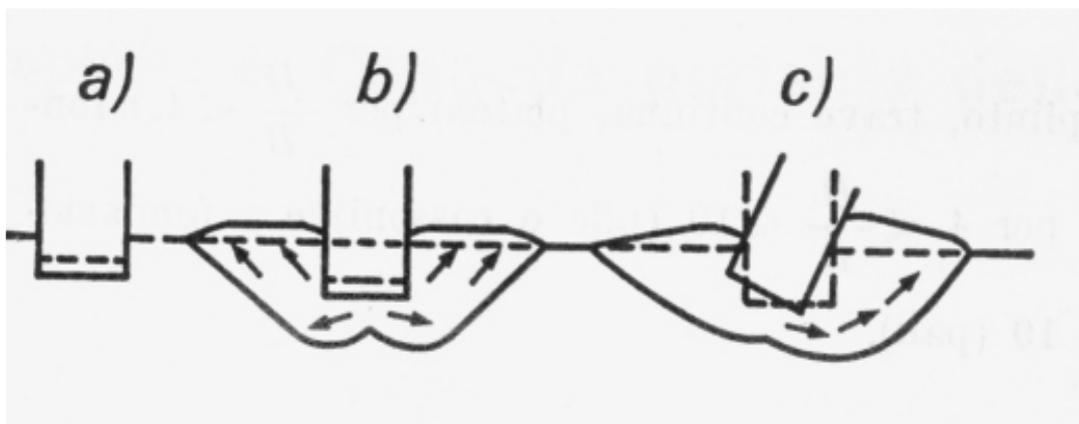


Fig. 21 - Comportamento del terreno sotto una fondazione, sulla quale il carico aumenta progressivamente fino a produrre la rottura. (a) fase pseudo-plastica – cedimento minimo (b) fase plastica – cedimento, rottura per taglio del terreno e rigonfiamento laterale (c) fase di rottura – lesioni e/o crolli della struttura superficiale.

I cedimenti stimati sono quelli assoluti, per ricavare i cedimenti differenziali all’interno della struttura in progetto dovrebbero essere noti i reali stati tensionali di sovraccarico nei punti d’interesse. Per cedimento differenziale s’intende la differenza dei cedimenti tra due punti di una struttura, elevati valori differenziali possono indurre lesioni nella struttura stessa; appare dunque importante determinare la distorsione angolare fra due punti della struttura in progetto per valutare se è sopportabile dalla struttura:

Lodi

$$D_{ang} = (S_2 - S_1) / L_{12}$$

dove:

 D_{ang} = distorsione angolare S_2 = cedimento assoluto nel punto 2 S_1 = cedimento assoluto nel punto 1 L_{12} = distanza fra i due punti

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo. Bjerrum (1963) elaborò delle classi di sicurezza, fornendo la tabella seguente:

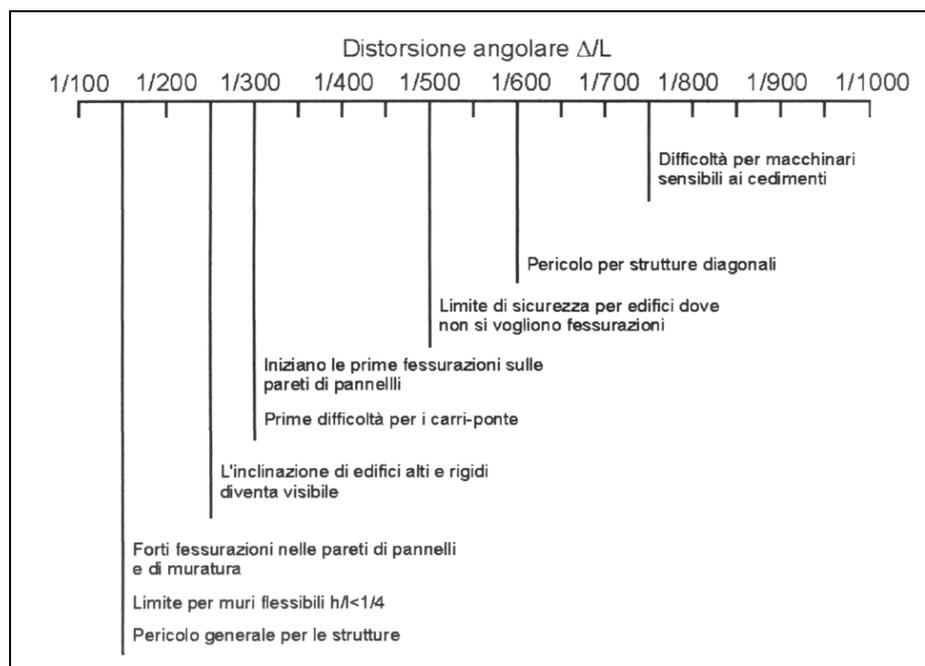


Fig. 22 – Classi di sicurezza secondo Nierrum

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno, il carico applicato tende a diffondersi in profondità fino al suo completo assorbimento; è importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli orizzonti di fondazione, perché indispensabile per il calcolo dei cedimenti indotti. I cedimenti sono causati dalla deformazione elastica e plastica del terreno e per terreni impermeabili a granulometria molto fine come i limi, per lenta espulsione d'acqua contenuta tra grano e grano (consolidamento), che avviene in tempi molto lunghi.

Circa la validità dei risultati ottenuti è opportuno notare come si siano valutati in base al Modulo di deformazione, dedotto dalla R_p del penetrometro statico a punta meccanica, limitrofi all'area d'indagine; per cui tali valori, seppur orientativi, dovrebbero essere confrontati con i Moduli di deformazione ricavati da prove di laboratorio su campioni indisturbati per avere una garanzia di maggiore validità. Ma a favore dell'analisi eseguita, si sottolinea che la disponibilità di una serie continua di dati del terreno sia maggiormente significativa rispetto ad un unico valore puntuale ricavato da un campione di pochi centimetri.

Si raccomanda di realizzare gli scavi in un periodo secco, privo di precipitazioni meteoriche, inoltre, sviluppare gli scavi a settori in modo da aumentare la stabilizzazione dell'intero fronte, senza creare interferenze che possono amplificare locali fenomeni d'instabilità associati a particolari situazioni geolitologiche. Nel caso si volessero eseguire scavi verticali, legati prettamente a questioni di spazi disponibili, si raccomanda di realizzare opere di contenimento, sia del fronte, che delle strutture superficiali presenti, ad evitare pericolosi fenomeni di refluento laterale del terreno lungo i fronti creati, soprattutto al di sotto delle fondazioni esistenti, con conseguenti dinamismi nelle strutture superficiali.

Lodi

Si rimanda comunque al progettista, sulla base dei contenuti della presente relazione, l'individuazione della tipologia di fondazione che minimizza le eventuali problematiche relative alla struttura in progetto e i calcoli della fondazione sulla base delle caratteristiche reali della struttura in progetto.

18.0 CONCLUSIONI

A seguito delle osservazioni compiute, in conformità alle norme, sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno, si è potuto evidenziare come le caratteristiche dell'area sono compatibili con l'edificazione da un punto di vista geologico. Si dovranno preliminarmente a qualsiasi intervento edilizio, prevedere indagini di dettaglio sull'area di studio al fine di definire nel dettaglio le caratteristiche geotecniche dei terreni e poter adottare le scelte progettuali adeguate all'intervento; dalle osservazioni prima riportate si evince che:

- ✓ la successione delle diverse unità è eterogenea, con caratteristiche tipiche di materiali limoso-sabbioso fino alla profondità di circa -6,00 m da p.c. mentre oltre si riscontrano litologie prevalentemente sabbiose (talora ghiaiose).
- ✓ il livello superficiale dovrà essere oltrepassato dal piano di posa delle fondazioni; infatti è quello che maggiormente è sensibile alle variazioni volumetriche connesse con le variazioni di umidità del terreno e presenza dei parametri geotecnici mediocri, oltre che per la presenza di un livello di riporto non di chiara composizione litologica (-1,00 m dal p.c.);
- ✓ il livello freatico non è stato intercettato per la chiusura del foro di sondaggio. Dai dati desunti dal PGT si indica un livello superficiale (> di 3 m dal p.c.), anche se per avere un dato preciso sarebbe necessario uno studio prolungato attraverso misurazioni dirette del livello della falda. Si ritiene dunque il sito caratterizzato da una falda superficiale.

Il calcolo della capacità portante ammissibile in condizioni sismiche e la relativa verifica delle strutture di fondazione alle azioni dinamiche, è strettamente legato alla conoscenza in dettaglio dei carichi applicati e delle caratteristiche dimensionali delle fondazioni (attualmente non forniti, per cui le valutazioni si ritengono di massima). Per tali motivi non si possono fornire i valori relativi di capacità portante dei terreni durante l'azione sismica, che andranno valutati dal progettista a seguito del dimensionamento della struttura e sulla base dei parametri geotecnici rilevati e delle caratteristiche sismiche locali, ma anche sulla base delle reali sollecitazioni trasmesse e dell'opportunità di garantire un cedimento molto limitato.

Si dovranno stimare preliminarmente (sulla base della tipologia e dimensione reale della fondazione) i cedimenti per valutare se essi siano compatibili con quelli massimi assorbibili dalla struttura in progetto. Dovendo prevedere la costruzione in adiacenza ad un'altra struttura già esistente e quindi nel caso di accostamento delle nuove fondazioni, dovranno essere previste le reazioni dei terreni di fondazioni. Affiancando i nuovi carichi ai preesistenti, infatti si determina una sovrapposizione dei bulbi d'influenza sotto il piano di posa delle fondazioni, creando un incremento locale della pressione sul terreno, fino a valori tali da provocare nuovi cedimenti anche sulla struttura già esistente. Si consiglia l'esecuzione di una prova penetrometrica confermativa una volta che le condizioni logistiche lo permetteranno.

Si dovrà porre una particolare attenzione nel realizzare i lavori durante periodi particolarmente piovosi per l'ingresso d'acque meteoriche nello scavo, o addirittura per l'ingresso d'acque presenti negli intervalli più permeabili. In fase di scavo sarà opportuno valutare direttamente le caratteristiche reali del terreno, così da segnalare tempestivamente eventuali anomalie o disomogeneità del piano di posa fondale, connesse a differenze litologiche entro l'area indagata. Particolare attenzione si dovrà porre alla presenza di canali intubati o interrati precedentemente presenti, che possono essere causa di eterogeneità comportamentale dei terreni e di conseguenza della struttura. Come ulteriori accorgimenti si consiglia infine di:

Lodi

- non superare i Carichi Ammissibili delineati dalle elaborazioni precedenti, per non indurre cedimenti assoluti dei terreni maggiori di quelli delineati.
- verificare durante le fasi di scavo la reale successione lito-stratigrafica, perchè potrebbero emergere locali variazioni litologiche anche a differenti profondità dal piano di campagna. E' possibile rinvenire "lenti" litologiche di terreni limosi o sabbiosi relativamente sciolti, associati soprattutto al passaggio tra differenti litologie; nel caso il piano di posa fondazionale corrispondesse a tali livelli, si consiglia di approfondirlo fino a raggiungere il sottostante orizzonte portante.
- per migliorare la ripartizione dei carichi nel sottosuolo e per compensare eventuali disomogeneità litologiche nei vari settori del piano di posa fondazionale, si consiglia inoltre, di armare in maniera adeguata le opere fondazionali per irrigidire la struttura stessa e compensare eventuali cedimenti differenziali.
- se possibile ripartire i carichi omogeneamente, così da minimizzare il verificarsi di cedimenti differenziali tra le differenti strutture;
- evitare in ogni modo qualsiasi dispersione o infiltrazione d'acqua nel sottosuolo, sia durante sia al termine dei lavori, specie in prossimità delle opere di fondazione adottando una scrupolosa raccolta di tutte le acque di scolo superficiali che dovranno essere smaltite entro recapiti autorizzati.
- predisporre la raccolta e l'allontanamento delle acque di scarico, utilizzando tubazioni e raccordi a perfetta tenuta, in modo che eventuali infiltrazioni non provochino assestamenti differenziali del terreno di fondazione;
- nel caso di fondazioni superficiali, evitare rimaneggiamenti o deterioramento del terreno di fondazione prima della messa in opera delle fondazioni, per evitare cedimenti o assestamenti non prevedibili;
- in ogni caso, si consiglia di posare il piano fondazionale ad una profondità tale da superare lo strato superficiale che presenta le caratteristiche geotecniche più variabili (riporto), oltre a variare di volume per effetto della variazione di contenuto d'acqua capillare stagionale, sensibile alle azioni di gelo e disgelo.

Villanova sull'Arda, 04 agosto 2021

il geologo
Dr. Emanuele Emani



Lodi



Azienda Agricola "Floritalia" di Oldani Fabiano



0	LUGLIO 2021	A. Carpena - I. Ghiselli	A. Carpena	
REV.	DATA	REDAZIONE	APPROVAZIONE	MODIFICHE



GEOREFLEX srl
GEOLOGIA-GEOFISICA-TOPOGRAFIA

sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 - 29121 - Piacenza (PC) Tel.: 0523-454042 fax: 0523/462427
<http://www.georeflex.it> - E-mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. ANALISI DEI MICROTREMORI.....	4
2.1 DESCRIZIONE DEL METODO.....	4
2.2 STRUMENTAZIONE E CRITERI DI ACQUISIZIONE.....	5
2.3 ELABORAZIONE DATI.....	7
3. CALCOLO DELLE VS30.....	9

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

1. INTRODUZIONE

Su incarico dell'**Azienda Agricola "Floralia" di Oldani Fabiano**, è stata eseguita un'indagine geofisica nell'ambito del Progetto di realizzazione di locali di servizio, nuova serra e strutture per l'attività florovivaistica, in via della Marescalca nr. 20, nel Comune di Lodi (LO). Lo studio si articola attraverso lo sviluppo dei seguenti punti:

- a. Inquadramento territoriale e sismico.
- b. Analisi della Risposta Sismica Locale (RSL); a tal fine, è stata eseguita, in data 22 luglio 2021, nr. 1 analisi dei microtremori (ReMi). L'indagine è finalizzata al calcolo delle Vs30 (valore medio delle velocità di taglio nei primi 30 metri) e alla definizione del suolo di fondazione sulla base della nuova classificazione sismica del territorio nazionale e del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (pubblicato sul Supplemento Ordinario n. 8 della Gazzetta Ufficiale Serie Generale n. 42 del 20 febbraio 2018 – "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni").

NOTA: Il presente studio è stato anche inquadrato nell'ambito delle procedure proposte dalla Regione Lombardia e contenute nell'Allegato 5 alla DGR n. 1566/05 e aggiornate con il DGR n. 7374/08, che fornisce gli indirizzi e i criteri attuativi per l'analisi e la valutazione degli effetti sismici di sito per la definizione dell'aspetto sismico.

3

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427 - <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

2. ANALISI DEI MICROTREMORI

2.1 Descrizione del metodo

La determinazione delle Vs30 risulta essere fondamentale per la definizione dei suoli secondo l'inquadramento della nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica.

Per tale valutazione, oltre alla sismica in foro (downhole e crosshole) ed alla sismica di superficie (rifrazione e riflessione ad onde S) metodi alternativi di modellazione del sottosuolo basati sull'analisi delle onde superficiali (Rayleigh) hanno assunto importanza progressivamente crescente negli ultimi anni.

Tra le varie tecniche disponibili, l'analisi dei microtremori risulta essere particolarmente soddisfacente sia dal punto di vista dei risultati che dal punto di vista economico, essendo realizzabile con procedure operative molto simili a quelle impiegate per la sismica di superficie convenzionale.

Nel caso specifico tuttavia i tempi di registrazione dei files sismici devono essere necessariamente più lunghi, generalmente non inferiori ai 15 secondi.

Le geometrie e la strumentazione di acquisizione devono essere in grado di fornire informazioni sulle onde di superficie internamente ad una banda di frequenza che va dai 2 ai 40 Hz circa.

L'elaborazione del segnale consiste nel trasformare le registrazioni effettuate in spettri bidimensionali di tipo "slowness-frequency" che permettono, attraverso un *picking* manuale, la definizione di una curva di dispersione caratteristica del moto sismico in superficie, strettamente correlata ai valori Vs relativi ai terreni prossimi alla superficie.

L'inversione di questa curva consente di ricostruire l'andamento delle velocità delle onde S con la profondità, da cui poi risulta agevole determinare le Vs30.

Il software con cui è stato realizzato questo tipo di elaborazione è denominato **ReMi** e viene prodotto dalla Optim LLC (Reno, Nevada, USA).

4

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427 - <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

2.2 Strumentazione e criteri di acquisizione

Per l'acquisizione sismica è stato impiegato un sismografo a 24 canali (**GEODE**) facente parte della gamma dei prodotti Geometrics Ltd; questo strumento è dotato di un convertitore analogico – digitale a 24 bit che permette intervalli di campionamento estremamente ridotti (da 0.02 ms a 16 ms), di una *range* dinamica di sistema di ben 144 dB e di un'ampia banda di ingresso (da 1.75 Hz a 20 kHz), in grado di riprodurre in modo molto accurato il segnale sismico.

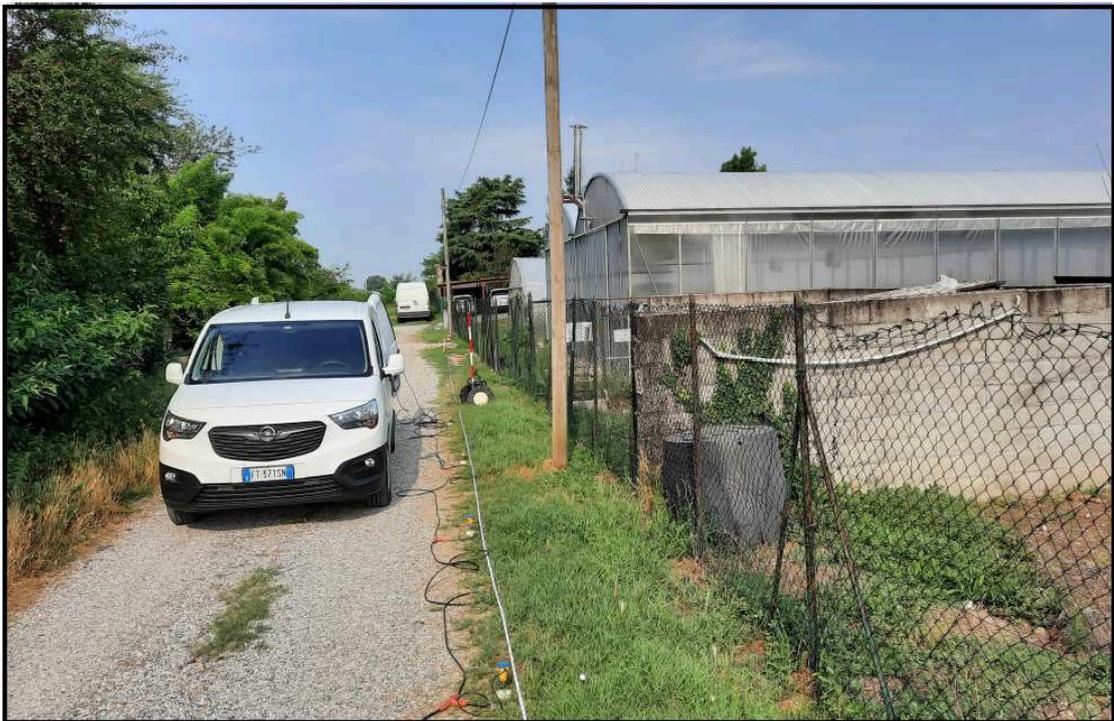


Figura 1: Stendimento sismico con interasse 3 metri.

I sensori disposti sul terreno sono geofoni caratterizzati da una frequenza di smorzamento di 4.5 Hz (**Figura 2**). La geometria di acquisizione in campagna è stata realizzata mediante l'allineamento di nr. 24 geofoni con spaziatura costante pari a 3 metri.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427 - <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA



Figura 2: Geofono da 4.5 Hz e cavo sismico.

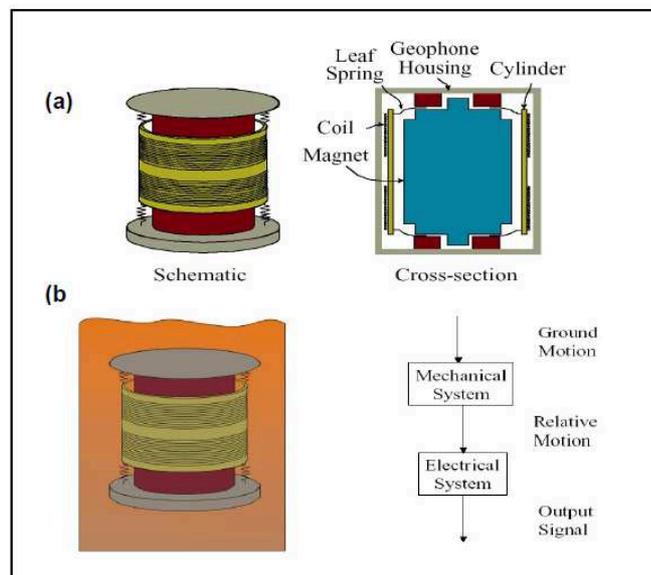


Figura 3: Schema funzionamento geofoni rilevatori.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



GEOLOGIA E GEOFISICA

2.3 Elaborazione dati

I dati, acquisiti in formato SEG-2, sono stati trasferiti su PC e convertiti in un formato compatibile (SEG-Y) con il software **ReMi** impiegato per l'elaborazione.

Ciascuna delle registrazioni effettuate, è stata convertita in uno spettro *frequency – slowness*, sul quale è stata interpretata la curva di dispersione relative alle componenti in frequenza dei tremori alla quale è sottoposto il sottosuolo del sito in esame.

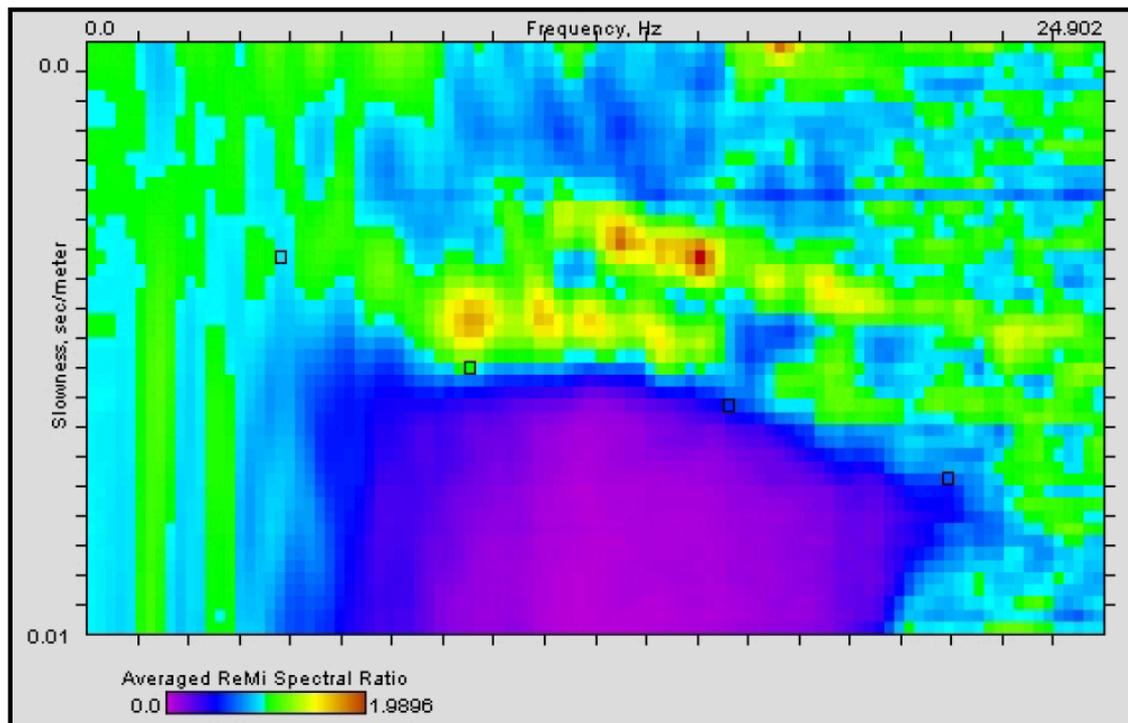


Figura 4: Grafico illustrante un esempio di spettro di tipo “frequency – slowness” e picking della curva di dispersione.

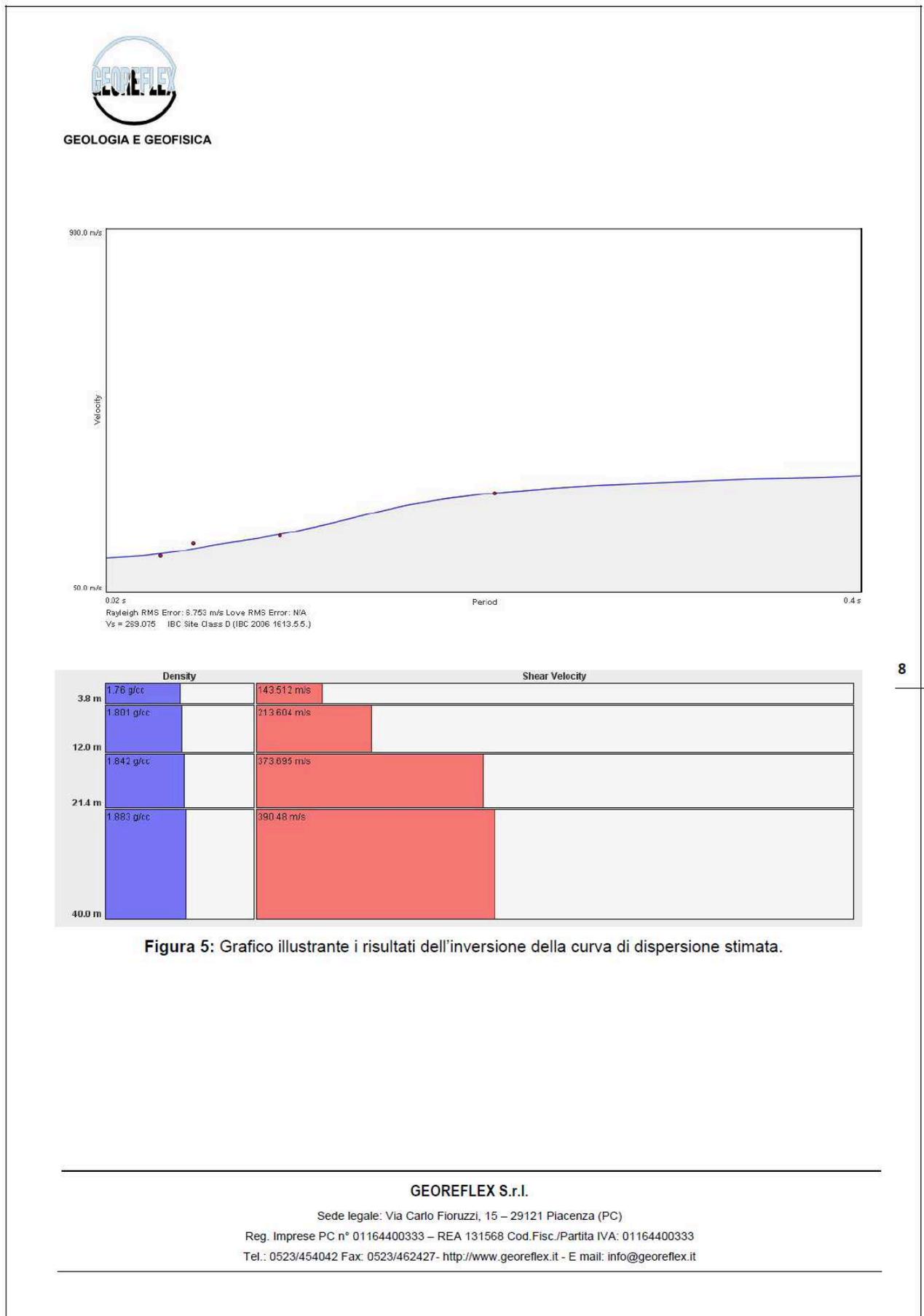
L'inversione della curva di dispersione, ha consentito la valutazione dell'andamento delle Vs con buona affidabilità fino a circa 40 metri di profondità.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it



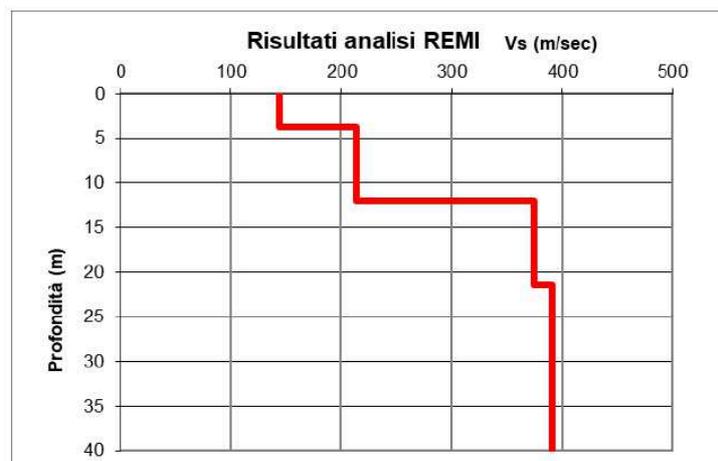


GEOLOGIA E GEOFISICA

3. CALCOLO DELLE V_{s30}

Per il calcolo delle $V_{s,eq}$, sulla base dei dati ottenuti dalle indagini dei microtremori (ReMI), è stata impiegata la formula riportata nel D.M. del 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" così di seguito enunciata:

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



9

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.

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo per un totale di N strati.

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)

Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333

Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it

Lodi



GEOLOGIA E GEOFISICA

NOTA: per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 metri, 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.

Strato (n)	Spessore (m)	Velocità (m/sec)
1	4	143
2	8	214
3	9	374
4	19	390

$V_{s,eq} = 268$ m/sec

10

GEOREFLEX S.r.l.

Sede legale: Via Fioruzzi n. 15 - 29100 Piacenza (PC)
 Capitale sociale Euro 30.000,00 i.v.
 Reg. Imprese PC n° 01164400333 - REA 131568
 c.f. 01164400333
 p.IVA 01164400333

**GEOREFLEX S.r.l.**

Sede legale: Via Carlo Fioruzzi, 15 – 29121 Piacenza (PC)
 Reg. Imprese PC n° 01164400333 – REA 131568 Cod.Fisc./Partita IVA: 01164400333
 Tel.: 0523/454042 Fax: 0523/462427- <http://www.georeflex.it> - E mail: info@georeflex.it