

**Una bellezza condivisa: O.L.T.R.E. L'Opificio
Dalla cultura all'unicità: un ecosistema
lodigiano per il progetto di vita**

FONDAZIONE STEFANO E ANGELA DANELLI

**CASCINA CASELLE “OPIFICIUM UNICO”
EDIFICIO AD USO CENTRO SOCIO-OCCUPAZIONALE
in Lodi Via delle Caselle**

PIANO ATTUATIVO IN DEROGA

architetto CESARE SENZALARI Architetti Associati Senzalari Cesare e Losi Irma via del Sandone, 20 - 26900 LODI tel-fax 0371/423689, e.mail: senzalosi@libero.it			allegato D.1
aggiornamento	data disegno 24.02.2026	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	
	tutti i diritti d'autore riservati		

Dr. Geol. Emanuele Emani

CAP 29010 - Villanova sull'Arda - Via dei Ciliegi 4 - Tel. 0523-837484

E-mail: emageo69@yahoo.it

PROVINCIA DI LODI COMUNE DI LODI
--

RELAZIONE GEOLOGICA-SISMICA

<i>Committente:</i>	<i>a cura di:</i>
FONDAZIONE STEFANO E ANGELA DANELLI	Dr. Emanuele Emani
Largo Danelli, 1 - Lodi	

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. INDAGINI ESEGUITE.....	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4. INQUADRAMENTO GENERALE.....	7
1. Morfologia e geomorfologia	7
2. Geologia	8
3. Considerazioni idrogeologiche e idrografia superficiale	9
5. INDICAZIONI GEOTECNICHE.....	11
6. VINCOLI E FATTIBILITÀ GEOLOGICA	13
7. ELABORAZIONE DATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE.....	14
8. ANALISI SISMICA.....	15
1. - Classificazione sismica del territorio	15
2. - Sismicità di base	16
3. - Zonazione sismogenetica	17
4. - Pericolosità sismica	19
1. PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE – PREMESSA	20
2. Prove Sismiche	21
10.0 PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE – ANALISI DI 2° LIVELLO	22
1. Scelta della scheda di riferimento	23
2. Scelta della curva T	24
3. Calcolo del periodo proprio del sito	24
11.0 FATTORE DI AMPLIFICAZIONE	24
1. Confronto con i valori soglia calcolati dalla Regione Lombardia	24
2. Considerazioni finali	25
12. CONCLUSIONI ANALISI SISMICA.....	25
13. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	26
1. - Categoria di sottosuolo	26
2. - Vita nominale dell'opera, periodo di ritorno dell'azione sismica e pericolosità sismica	26
3. - Classe d'uso	27
4. – Periodo di riferimento	27
14. CARATTERISTICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI.....	31
15. PARAMETRI GEOTECNICI	32
1. – Caratteristiche penetrometro	32
2. – Registrazione dati.	32
3. – Metodologia di elaborazione	33
4. – Correlazioni geotecniche terreni	33

Lodi

15.5 - Parametri prove penetrometriche statiche	35
1. VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO	36
2. Metodologia di calcolo	38
3. Verifiche nei confronti dei stati limite di esercizio – cedimenti	39
17. CONSIDERAZIONI GENERALI	40
18. STABILITA' FRONTI DI SCAVO.....	42
19. CONCLUSIONI.....	43

ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE

1.0 INTRODUZIONE

Per incarico del committente **Fondazione Stefano e Angela Danelli** nel comune di Lodi (LO), Largo Danelli 1, si è svolto uno studio geologico-sismico dell'area sulla quale si intende realizzare l'edificio

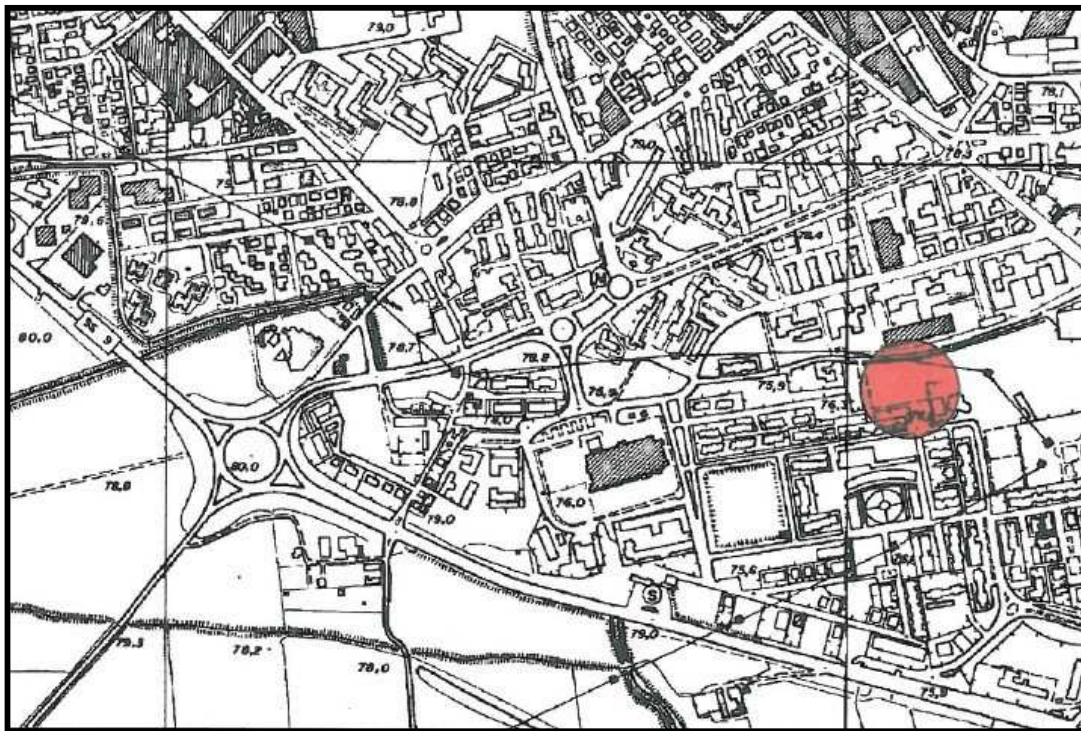


Fig. 1 – CTR con ubicazione area di studio

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.

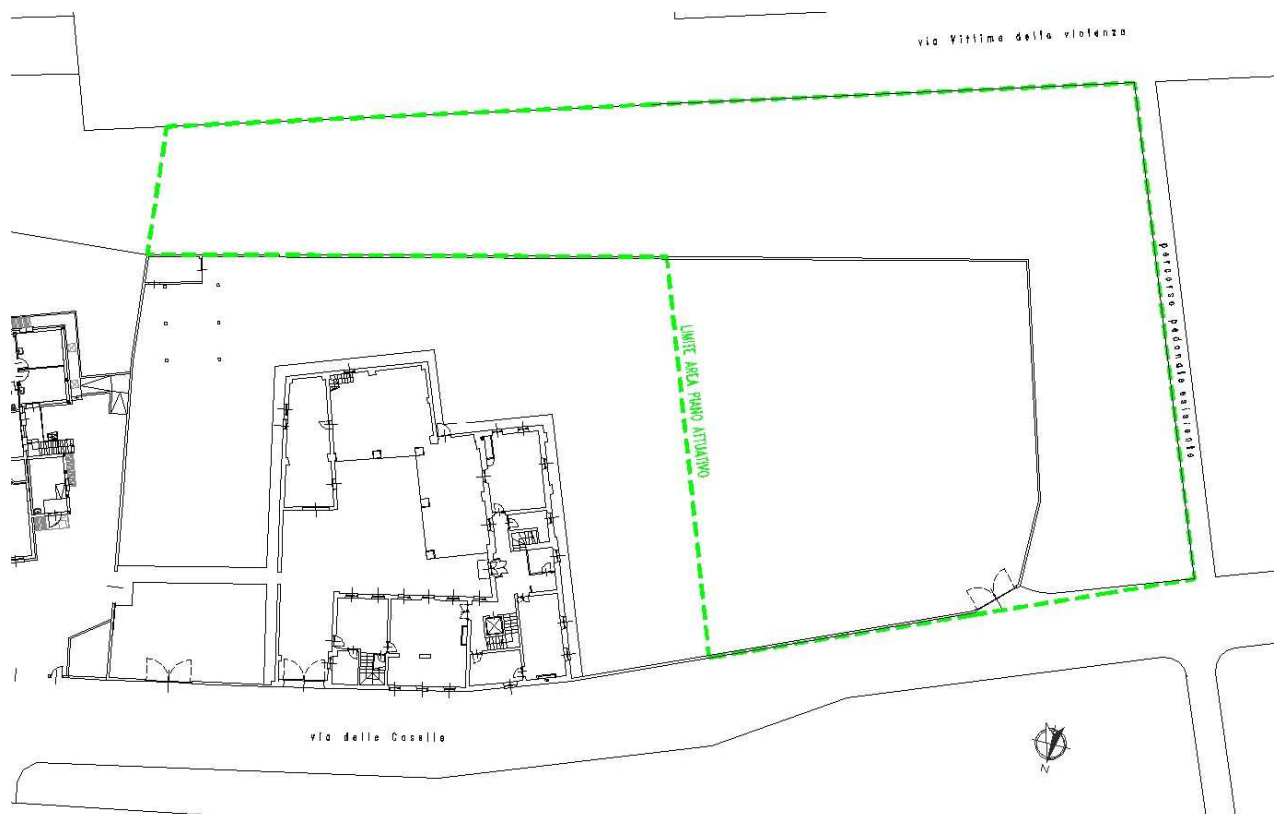


Fig. 1a – Foto aerea con ubicazione area di studio

2.0 INDAGINI ESEGUITE

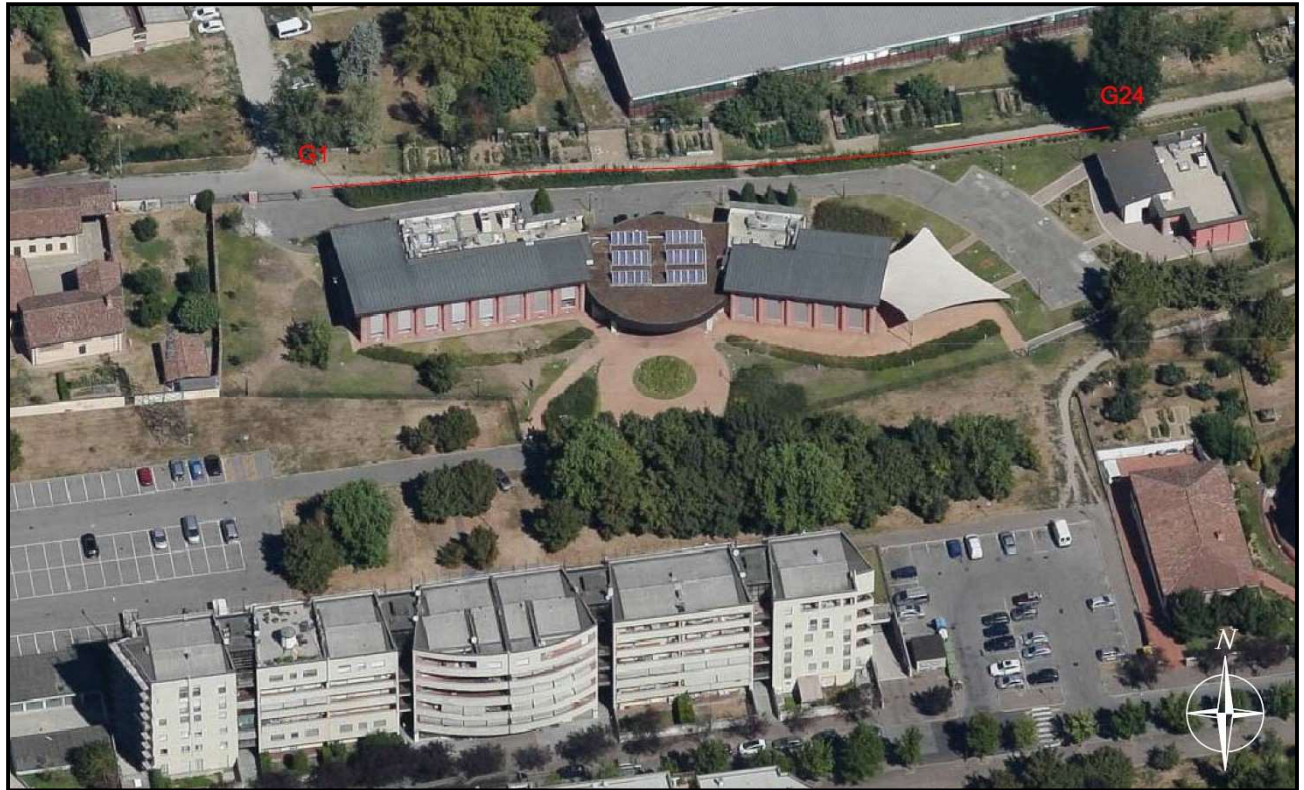
Sulla base delle conoscenze pregresse del sito e delle esigenze progettuali, si è programmato il seguente piano di indagini e di studi, predisposto assieme ai progettisti:

- 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;
- riferimento ad 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 eseguita;
- indagine geofisica di dettaglio mediante MASW



Lodi

In riferimento all'indagine geofisica di dettaglio, si è eseguita una MASW, la cui ubicazione è riportata sempre nella fig. 3a, mentre di seguito si riporta un estratto fotografico eseguito durante l'esecuzione della prova.



LEGENDA



Analisi dei microtremori mediante metodo REMI: acquisizione sismica per ricavare le V30 e definire il suolo sismico di fondazione. Stendimento a 24 canali (interasse costante 5 metri)

Fig 3a – Panoramica stendimento (W-E)



Fig. 1 - Linea sismica e geofono. Vista verso est.



Fig. 2 - Postazione di acquisizione dati.



Fig. 3 - Linea sismica. Vista verso ovest.

Foto indagine sismica

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.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico
Pianificazione Provinciale e Comunale

Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale o interregionale

4. INQUADRAMENTO GENERALE

L'area indagata è ubicata nel comune di Lodi (*fig.1-2*), in particolare nella parte sud del capoluogo; non si sono presentati alcuni problemi d'accessibilità all'area di cantiere da parte dei mezzi d'indagine. La quota media intorno alla zona di studio è di circa 76-77,00 m s.l.m. Nel NCEU del comune di Lodi l'area oggetto di ampliamento si trova nel Fg.58 Mapp.38



4.1 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.

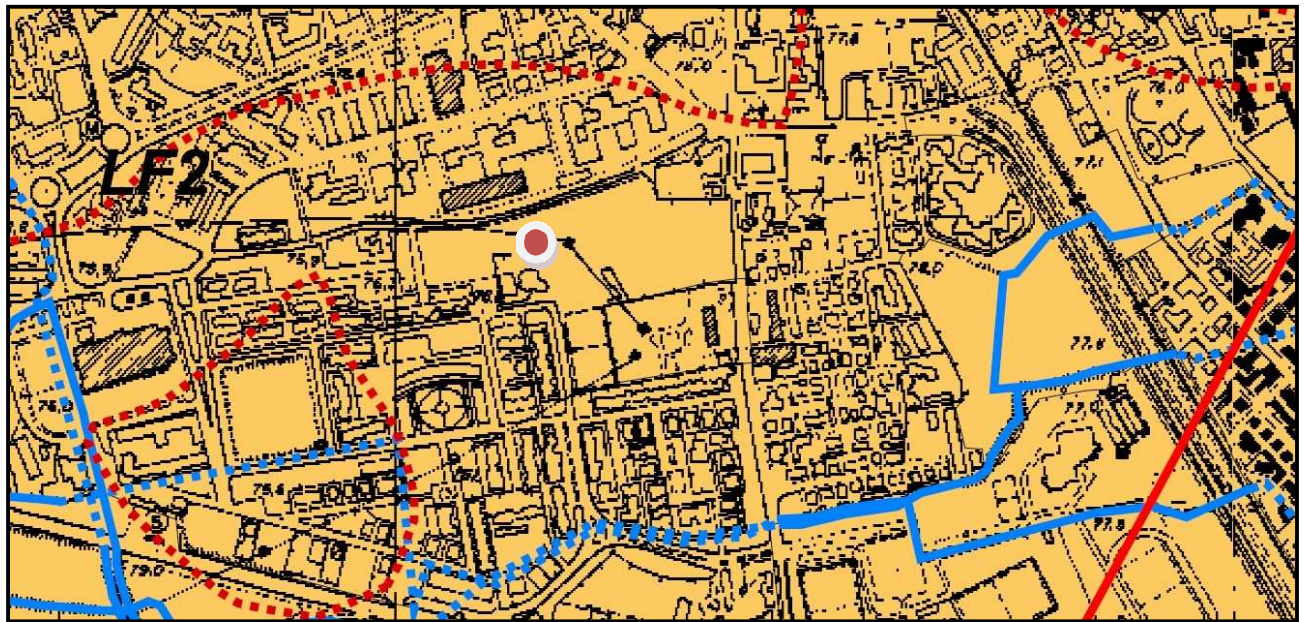
Trattandosi di territori di pianura diventa invece più importante una prima classificazione di tipo geo-pedologico dell'area che faccia risaltare le caratteristiche proprie dei suoli e della loro evoluzione.

4.2 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 di transizione tra il Livello Fondamentale della Pianura e quelle Alluvionali, ma insiste sulle prime. L'area del Livello Fondamentale caratterizza in particolare l'area, **LF2** e si presenta comunque pianeggiante, con i vari livelli separati da scarpate (Vedi *fig. 4* estratta dal PGT di Lodi).

Anche se i lavori si eseguiranno distanti da tale scarpata, si evidenzia come in generale si deve porre particolare attenzione ad evitare di interessare tale versante, che attualmente si presenta stabile, al fine di evitare che possano crearsi fenomeni destabilizzanti.



■ 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 paleovalvi).

 Corso d'acqua  Isoipsa

Fig. 5 – Inquadramento geologico

4.3 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 (vedi *fig.5*). La continua urbanizzazione tende a cancellare 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.



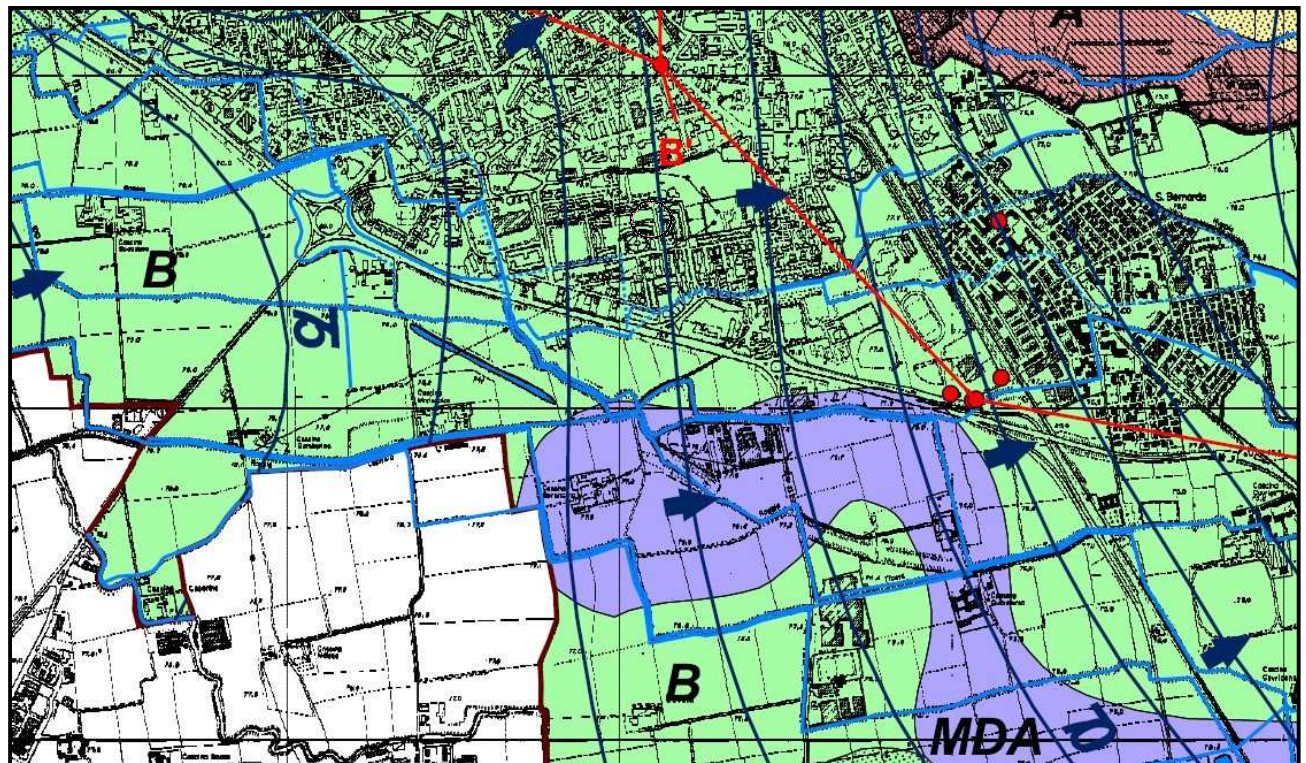
Fig. 5 – Inquadramento idraulico

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.

Nella figura 6 è riportata una carta delle curve isopiezometriche medie, in cui si evince che l'area di studio è circa individuata nella zona prossima alla curva 72,00 m s.l.m., per cui rientra nella porzione di territorio in cui la falda ha una soggiacenza media di circa maggiore di 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 bassa in quanto ci si trova sulla parte alta del terrazzo.

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

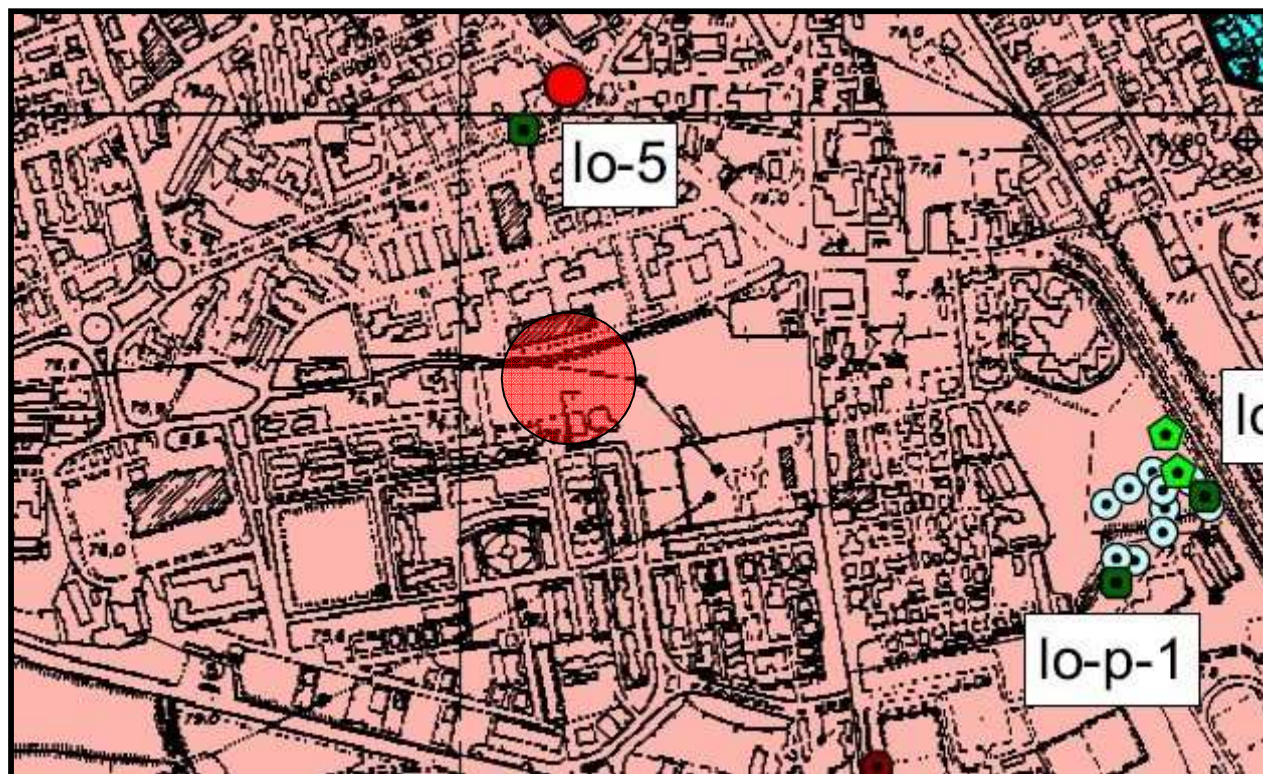
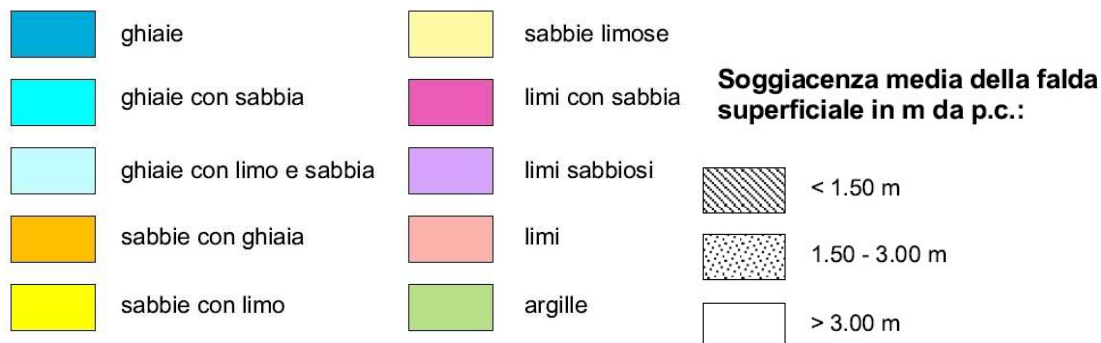
Fig. 6 – Inquadramento idro-geologico

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.

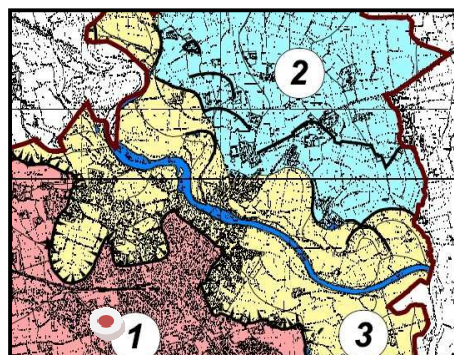
5.0 INDICAZIONI GEOTECNICHE

Nel PGT del comune di Lodi, l'area di studio presenta una litologia superficiale prevalentemente incoerente ma di tipo limoso, che correttamente corrispondono alle zone con minor permeabilità. Alla base della scarpata si osserva il passaggio ad un livello incoerente sabbioso-ghiaioso dalla vulnerabilità maggiore. Nella fig. 7 è riportato un estratto della cartografia di piano con evidenziata l'area di studio, su cui è riportata la litologia tipo dell'area di studio.

Lodi

**Litologia superficiale prevalente:***Fig. 7 – 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.

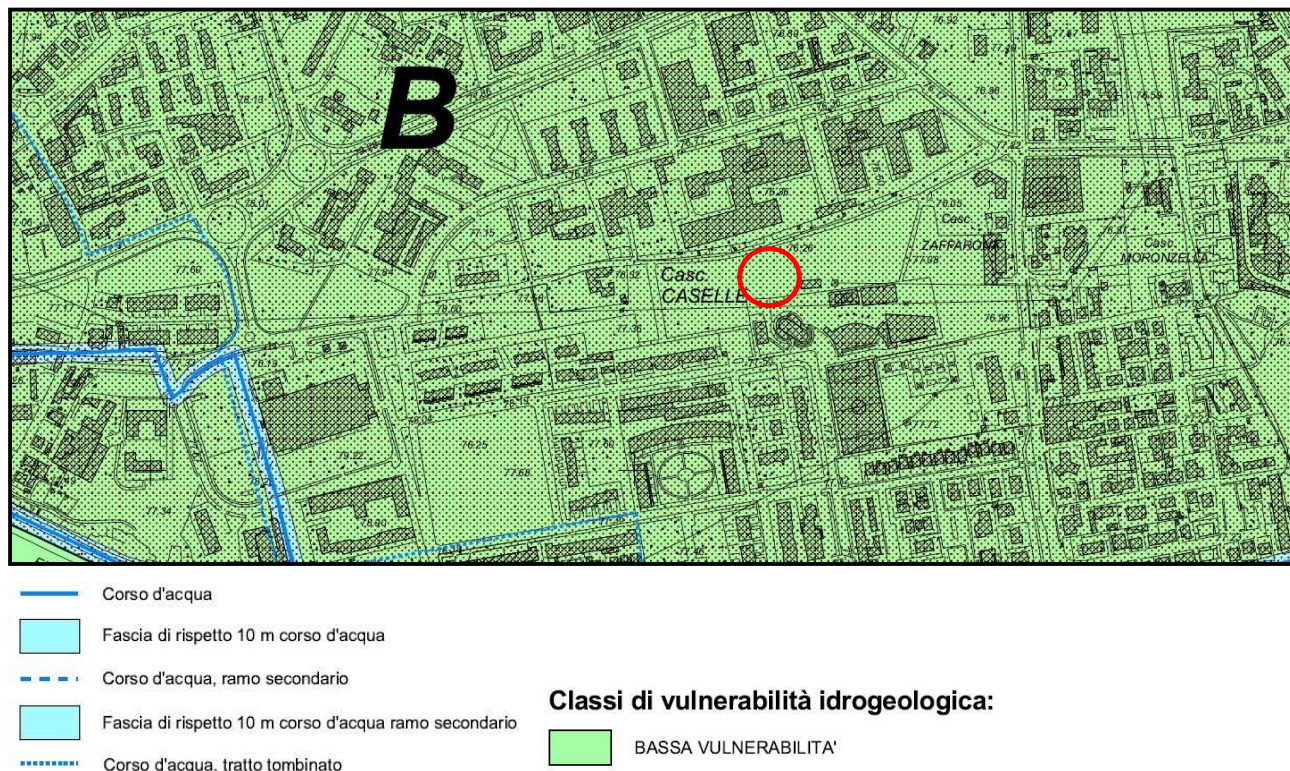
**Unità geotecniche:**

- 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 paleovalle e paleomeandro.

Fig. 8 – Unità geotecniche

6.0 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.



In merito alla carta di sintesi l'area è stata indicata come appartenente alla zona **B**, cioè area con vulnerabilità bassa. In merito alla fattibilità geologica l'area è stata indicata come appartenente alla zona **2a**, cioè area con fattibilità con modeste limitazioni.

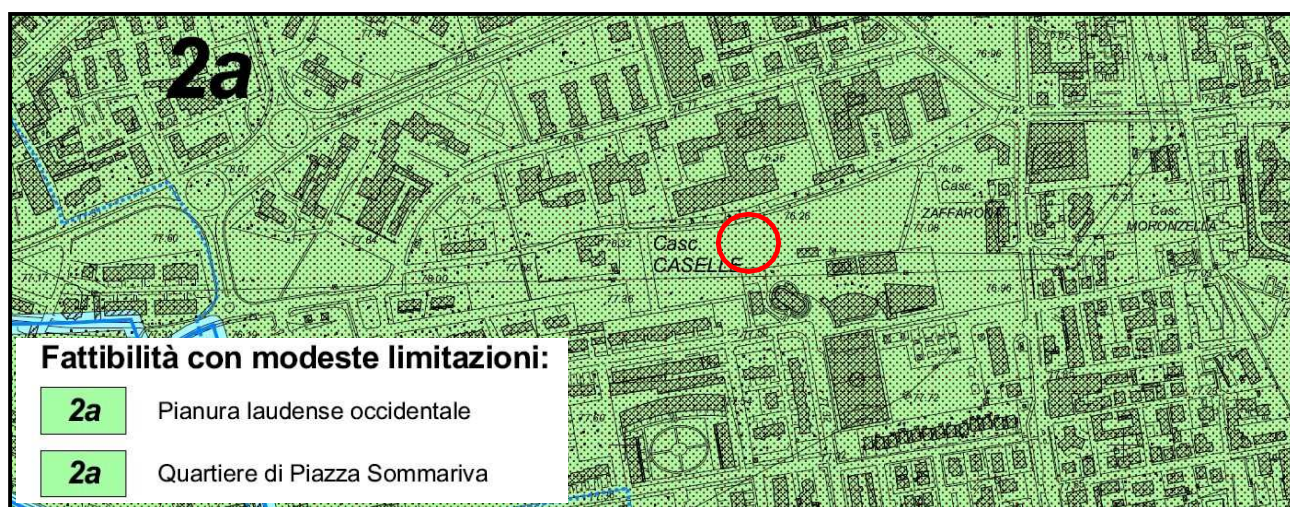


Fig. 12 – Estratto della Carta di Fattibilità Geologica

Lodi

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

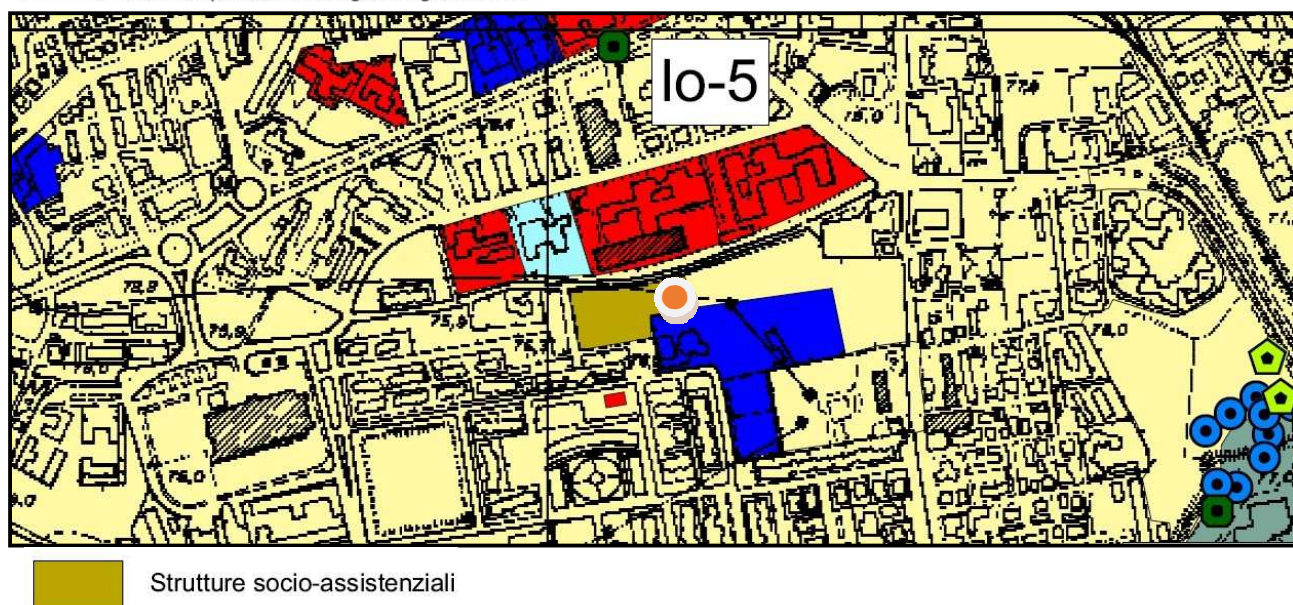


Figura 13: Stralcio della carta di pericolosità sismica locale. Il cerchio indica l'area d'indagine

7.0 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 $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$

Lodi

- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

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**.

8.0 ANALISI SISMICA

8.1 - 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).

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*):

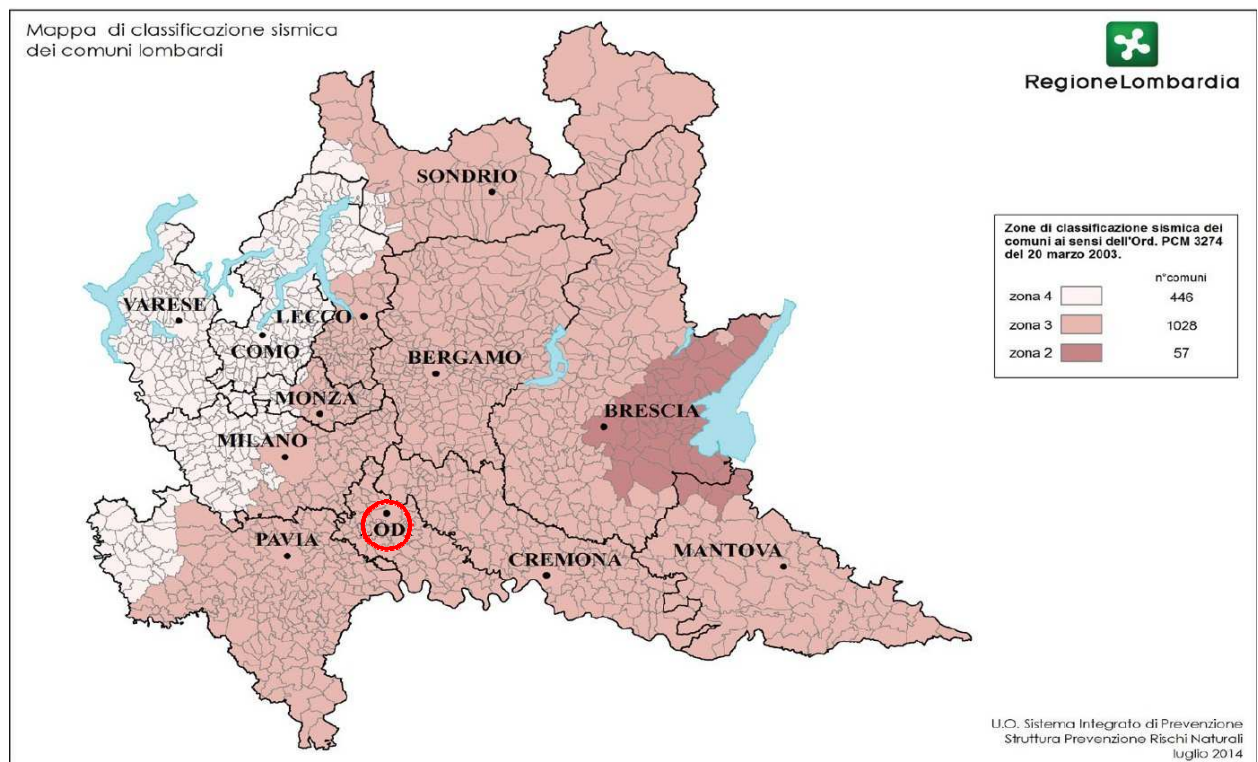


Figura 14: Classificazione sismica vigente dei Comuni della Regione Lombardia

Lodi

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:

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>

Sulla base delle analisi precedentemente descritte, per le quali le Vs30 assumono un valore medio di **273 m/sec**, il suolo di fondazione dell’area di studio ricade nella categoria di **tipo C**.

8.2 - 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.

I terremoti più prossimi all’area di Lodi, estratti da questo catalogo, sono elencati nella Tabella 1 in ordine decrescente di Magnitudo (M_w) 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).

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.

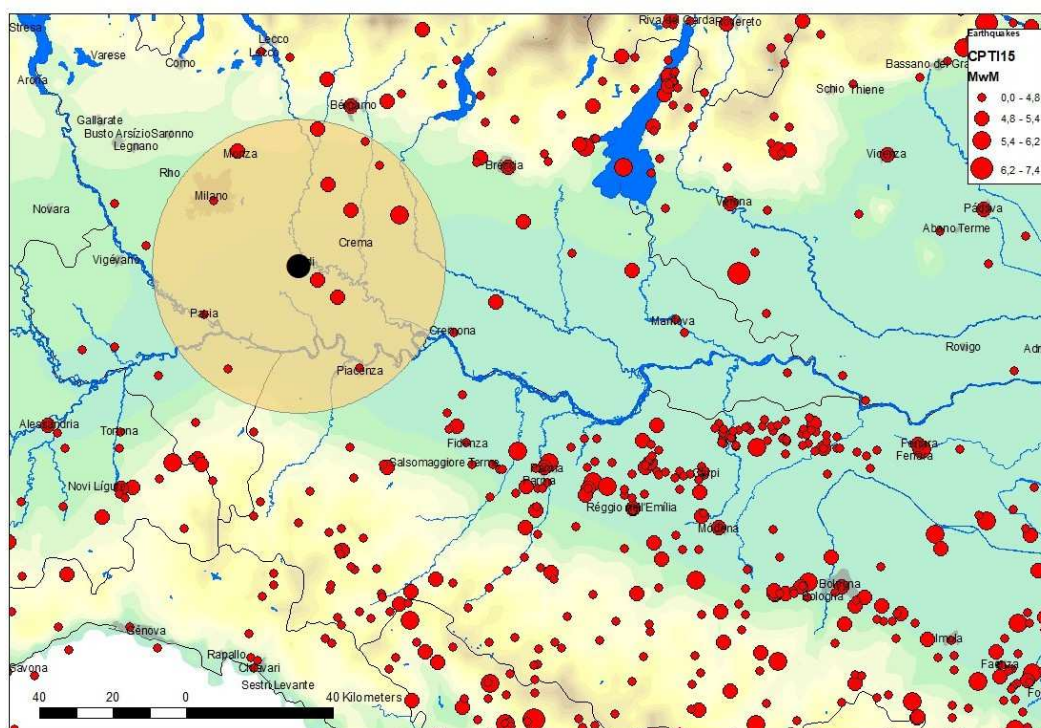


Figura 15: Distribuzione degli eventi sismici estratta dal catalogo parametrico dei terremoti italiani del 2011 (CPTI 11) che mostra gli epicentri dei terremoti più significativi avvenuti nell'area interessata e zone limitrofe.

8.3 - 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;
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.

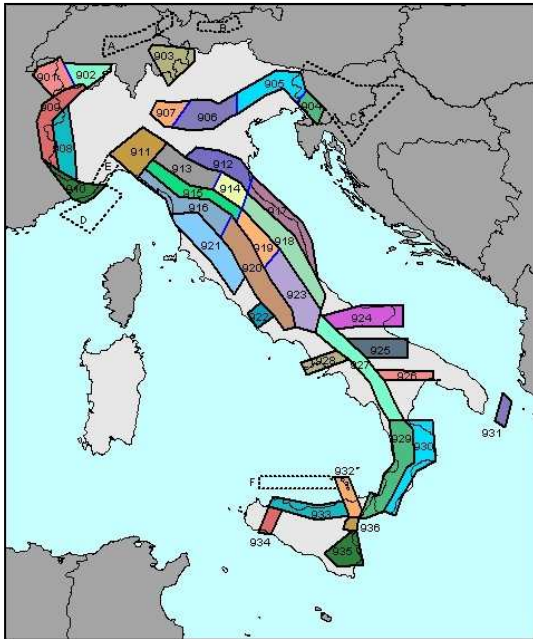


Figura 16: Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV)

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**).

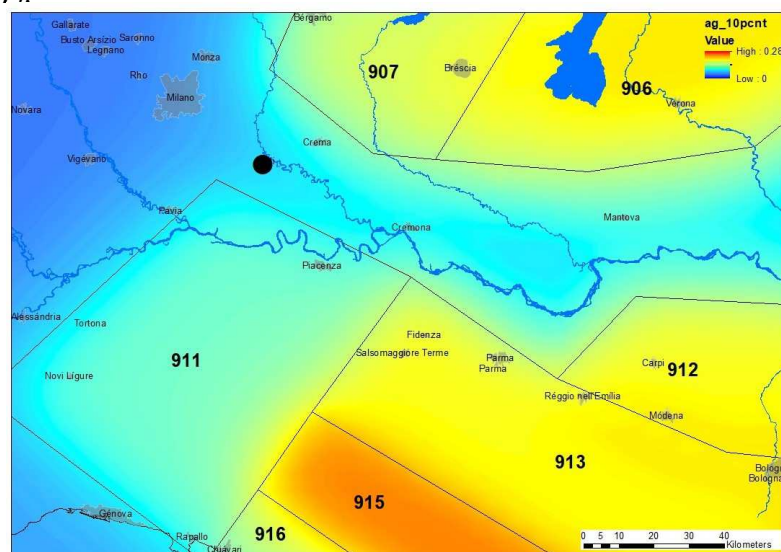


Figura 17: Zonazione sismogenetica ZS9: l'Italia del Nord (da Meletti C. & Valensise G., 2004).

8.4 - 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:

- 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**).

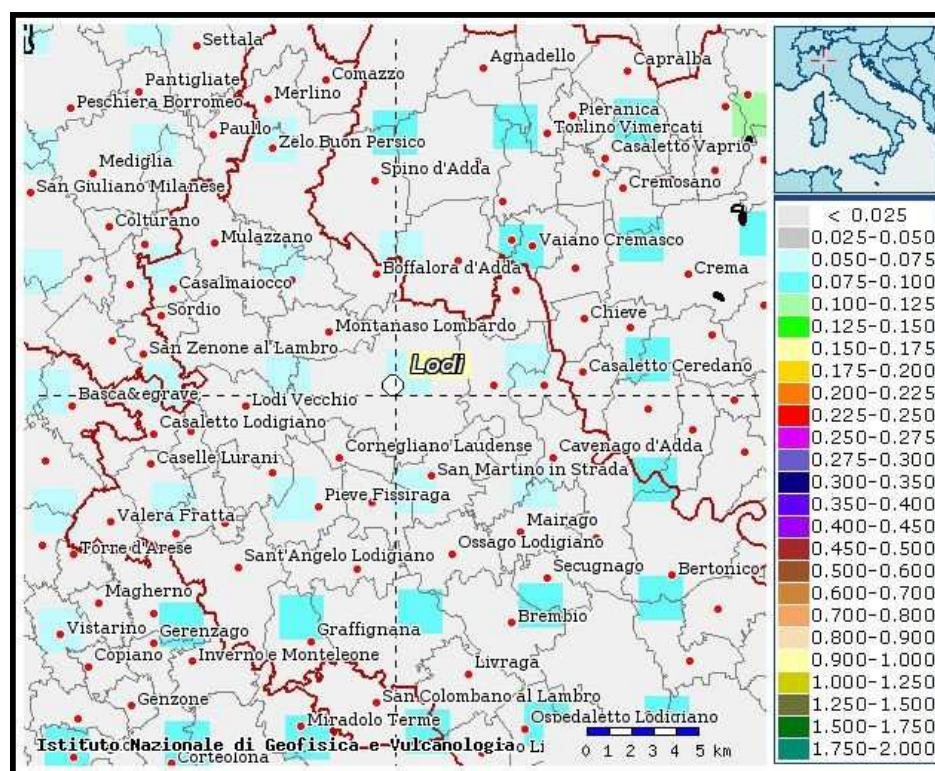


Figura 18: Zonazione sismogenetica ZS9: l'Italia del Nord (da Meletti C. & Valensise G., 2004).

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 %.

9.0 PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE – PREMESSA

La presente relazione è stata redatta a seguito dell'aggiornamento normativo Nazionale e Regionale in merito all'analisi sismica di secondo livello, precedentemente normata dalla Delibera della Giunta Regionale (DGR) n. IX/2616 del 30 novembre 2011, intitolata "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio (PGT)".

Questa delibera stabiliva le procedure per l'approfondimento degli studi sismici, includendo l'analisi di secondo livello, che prevedeva una caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione sismica locali, oggi sostituita da:

- Delibera della Giunta Regionale n. 5001 del 30 marzo 2016;
- Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC);

Lo studio è stato eseguito per valutare se, a seguito dell'aggiornamento normativo i fattori di amplificazione calcolati risultano superiori a quelli previsti dalla normativa regionale per il territorio comunale di riferimento per il progetto di ampliamento di una struttura esistente.

L'analisi è stata svolta facendo riferimento ai dati e alle indagini effettuate in sito e riportate all'interno del report precedentemente prodotto nel settembre 2013 da Georeflex S.r.l.

1. Prove Sismiche

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 un range dinamico 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. I sensori disposti sul terreno sono geofoni caratterizzati da una frequenza di smorzamento di 4.5 Hz. La geometria di acquisizione in campagna è stata realizzata mediante l'allineamento di nr. 24 geofoni con spaziatura costante pari a 5 metri.

Calcolo delle Vs30

Per il calcolo delle Vs30, sulla base dei dati ottenuti dalle indagini dei microtremori (ReMI), è stata impiegata la formula riportata dapprima nel D.M. del 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e successivamente nella DGR n. 5001 del 30 marzo 2016 così di seguito enunciata:

- V_{s30} = velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m (m/s)
- h_i = spessore del singolo strato i - esimo (m)
- V_{si} = velocità delle onde di taglio nel singolo strato i - esimo (m/s)
- n = numero di strati nei primi 30 m

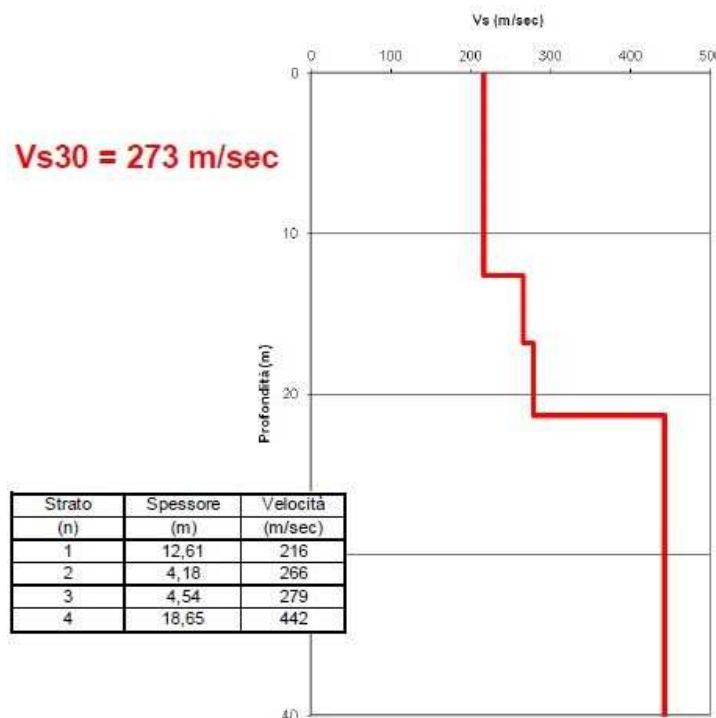


Figura 20: Grafico spettri di risposta elastici per i vari tempi T_r di ritorno.

Riprendendo il grafico in **figura 20** tratto dalla relazione geofisica del 2013 per il sito in oggetto, sono stati riscontrati 4 diversi orizzonti. Considerando la formula sopra riportata è stato possibile ricavare la velocità delle Vs30 pari a **273 m/sec**.

Tale valore di Vs30 equivalenti classifica la porzione di territorio analizzata all'interno della categoria di suolo C “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina

mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”

10.0 PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE – ANALISI DI 2° LIVELLO

Il territorio comunale di Lodi (LO) è classificato ai sensi della D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129 in zona sismica 3 (accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni 0.05 – 0.15 ag/g e Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico 0.15 ag/g). Il territorio comunale di Lodi, come indicato all'interno della documentazione facente parte del PGT, ricade in zona Z4a "Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi", è stato quindi necessario eseguire l'analisi sismica di secondo livello.

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2	Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, terreni granulari fini con falda superficiale)	Cedimenti e/o liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata con parete subverticale, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

La D.G.R. 2616/2011 fornisce le indicazioni per analisi sismiche di sito dividendo in 3 tipologie di verifica, con aumento del grado di approfondimento dal I° al III° livello, valutando il fattore FAC rispetto al fattore FAS. Questa procedura consiste in un approccio semi-quantitativo e fornisce una stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore del Fattore di amplificazione (Fa).

Gli studi sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche, sono utilizzati per zonare l'area di studio in funzione del valore di Fa. Nel caso in esame il riferimento è agli intervalli di periodo compresi tra 0.1 - 0.5 s e 0.5 - 1.5 s. I due intervalli nei quali viene calcolato il valore di Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale:

- l'intervallo tra 0.1 - 0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide;
- l'intervallo tra 0.5 - 1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

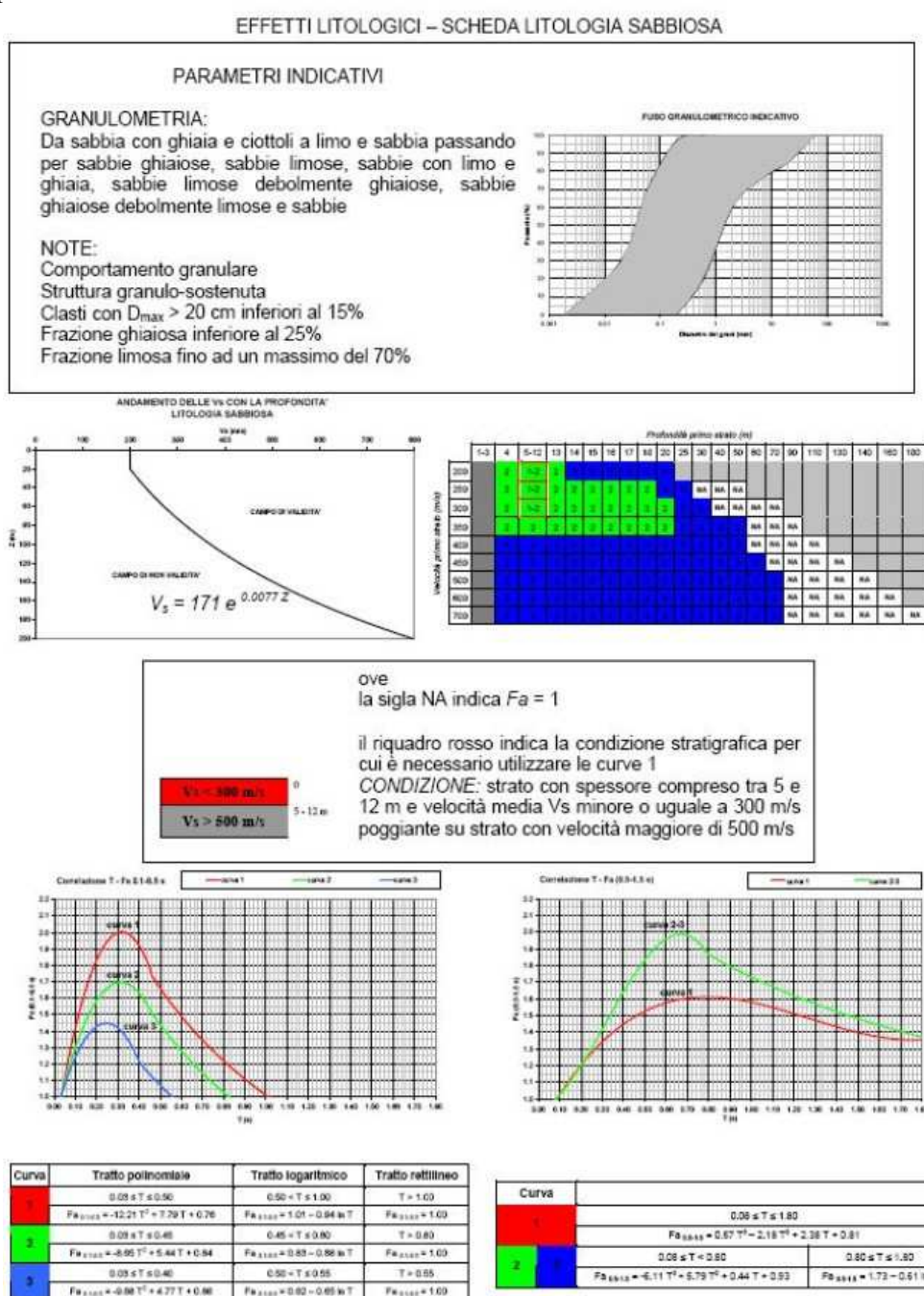
La procedura di 2° livello fornisce, per gli effetti litologici, valori di Fa per entrambi gli intervalli di periodo considerati mentre, per gli effetti morfologici, solo valori di Fa relativi

Lodi

all'intervallo 0.1 - 0.5 sec. Questa limitazione è causata dall'impiego di codici di calcolo di tipo bidimensionale ad elementi di contorno. Il dato fondamentale per la valutazione di F_a è dato dal valore V_{seq} ricavato dall'esecuzione della prova sismica (ReMI) eseguita nel 2013. Il piano di riferimento per i calcoli è stato assunto pari all'attuale piano campagna.

10.1 Scelta della scheda di riferimento

In base al modello geologico del sito ed in base all'andamento delle V_s con la profondità, ricavato dall'indagine con la metodologia ReMI eseguita in situ, per l'area oggetto d'intervento si è scelta la scheda per le "litologie sabbiose". 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.



10.2 Scelta della curva T

Per quanto concerne la scelta della curva T-Fa, come strato superficiale è stato considerato lo spessore da 0 a 12 m dei terreni presenti, poiché la velocità media del primo strato ottenuta è superiore a 200 m/s ed è poggianti su di uno strato con velocità superiore a 250 m/s si utilizza la curva 2 (verde) del grafico T-Fa 0.1-0.5 sec.

10.3 Calcolo del periodo proprio del sito

Una volta definita la scheda di riferimento che meglio approssima l'indagine sismica eseguita in sito, si è proceduti a ricavare il periodo proprio del sito (T) mediante la formula presente:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V s_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

Il valore del periodo T del sito risulta essere: $T = 0.625$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.08 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30 \ln T$
2	$0.06 < T \leq 0.35$	$0.35 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -9.5T^2 + 6.3T + 0.73$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.51 - 0.25 \ln T$
3	$0.05 < T \leq 0.35$	$0.35 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -7.3T^2 + 4.5T + 0.80$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.21 - 0.26 \ln T$

11.0 FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

Dalla lettura dei grafici si ottengono i seguenti valori di Fa per i due periodi tipici 0,1 - 0,5 s (strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide) e 0,5 - 1,5 s (strutture più alte e più flessibili):

	Fa	Fa
Periodo	0,1 - 0,5 s	0,5 - 1,5 s
Fattore calcolato	1,24	1,97

11.1 Confronto con i valori soglia calcolati dalla Regione Lombardia

Il parametro di Fa calcolato per ciascun comune della Regione Lombardia rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito. Nella tabella sottostante sono riportati i valori soglia calcolati dalla Regione per il Comune di Lodi.

VALORI DI SOGLIA PER LE CATEGORIE DI SUOLO				
PERIODO	B	C	D	E
0,1 - 0,5 s	1,4	1,8	2,2	1,9
0,5 - 1,5 s	1,7	2,4	4,1	3,0

Per l'area in oggetto la categoria di suolo definita con le prove è la C ed il valore calcolato di Fa per il periodo 0,1 - 0,5 risulta 1,24, minore del valore soglia di 1,8. Nell'intervallo 0,5 - 1,5, invece, il valore calcolato di Fa è 1,97, inferiore, anch'esso, al valore soglia del medesimo periodo pari a 2,4.

	Fa	Fa
Periodo	0,1 - 0,5 s	0,5 - 1,5 s
Fattore calcolato	1,24	1,97
Fattore soglia di riferimento	1,8	2,4

Nel caso in cui il valore di Fa risulti inferiore al valore di soglia corrispondente, è possibile applicare lo spettro previsto dalla normativa mantenendo la medesima categoria sismica diversamente, se il valore di Fa risulta superiore al valore soglia corrispondente, poiché la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica, è necessario, in fase di progettazione edilizia, procedere con un'analisi più approfondita di 3° livello o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore secondo lo schema seguente:

- anziché lo spettro della categoria di suolo C si utilizzerà quello della categoria di suolo D; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo E;

Nel caso in esame, sono previsti dei manufatti assimilabili a strutture edificatorie basse rientranti nel periodo proprio compreso nell'intervallo tra 0,1 - 0,5 sec. Il valore di Fa determinato con la verifica è risultato inferiore al valore di soglia corrispondente confermando la medesima categoria sismica.

11.2 Considerazioni finali

Dall'esito dell'analisi sismica di 2° livello, poiché il Fattore d'amplificazione calcolato è risultato minore del valore di soglia, si conferma l'adozione della categoria sismica C già definita in precedenza (relazione geofisica, 2013).

1. 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.

Lodi

- 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.
- IV. L'area di studio, facente parte del Comune di Lodi, ricade nella Zona sismica 3 ed è caratterizzata da un valore di a_{refg} pari a 0,087 g per un tempo di ritorno di 949 anni.
- V. Sulla base dell'indagine ReMi eseguita in sito, si ha un valore medio di **Vs30 di 273 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 "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. Si faccia riferimento al paragrafo 11.0 per le valutazioni conseguenti.

1. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

2. - 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 **273 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 VN 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 > 50 anni.

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:

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.

Nel nostro caso si considera per i cantieri oggetto di studio l'opera come Classe IV.

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:

Lodi

- 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:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni.}$$

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 parametri T_R e V_R P_{V_R} 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 T_R corrispondente alla V_R e alla P_{V_R} fissate, il valore del generico parametro p (ag, F_o, T^*c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R 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 T_R desiderato;
- T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri ag, F_o, 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.

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 PVR 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 VR si ricava il periodo di ritorno TR 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 (100 anni) pari al 10%, occorre considerare **un tempo di ritorno dell'evento sismico di 949 anni**. Sulla base della documentazione allegata al Nuovo Testo 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.

Lodi

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	T _c [*] [s]					
Operatività (SLO)	60	0.034	2.563	0.218					
Danno (SLD)	101	0.041	2.572	0.246	Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.087	2.591	0.298	kh	0.010	0.012	0.026	0.039
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.109	2.601	0.306	kv	0.005	0.006	0.013	0.020
					Amax [m/s ²]	0.504	0.605	1.285	1.606
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100				Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

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).

14.0 CARATTERISTICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI

Di seguito sono riportate sinteticamente la stratigrafia delle prove penetrometriche statiche realizzate nel **2002**, con i valori di resistenza alla punta e di coesione o angolo d'attrito:

PROVA PENETROMETRICA CPT4

- Terreno agrario si sviluppa dal piano campagna fino a circa -1,00 m; tale livello rappresenta il terreno agrario che dovrà essere oltrepassato in fase di posa delle fondazioni, in quanto è quello che maggiormente risente delle variazioni climatiche (ex. gelo-disgelo).
- Livello A si sviluppa fino ad un massimo di 2,40 m di profondità dal p.c.; esso risulta costituito da un livello a litologia prevalentemente argillosa, con caratteristiche geotecniche mediocri, ma praticamente omogenee nelle prove S1, S2 e S3 (Rp medio da 16 a 19 Kg/cm²) mentre nella prova S4 si osserva un valore maggiore.
- Livello B si sviluppa fino a circa 3,80 m di profondità; esso risulta costituito da un'alternanza di livelli limoso-sabbiosi e limoso-argillosi con valori di Rp maggiori di 20 Kg/cm². In fase di calcolo si considera un comportamento coesivo, anche se probabilmente sarebbe corretto considerare anche un comportamento attritivo. Probabilmente si tratta di un livello di transizione verso il livello sottostante.
- Livello C s'intercetta fino a fondo sondaggio e risulta costituito da un'alternanza di livelli sabbiosi-limosi o sabbiosi prevalenti. Il comportamento attritivo risulta comunque ben evidente, con valori di angolo d'attrito di 32°-35°. Entro questo livello si è intercettato il livello di falda (-6,50 m dal p.c.).

Per avere un'informazione più precisa sulla reale fluttuazione della falda sarebbe comunque necessario uno studio protratto nel tempo. Nella tabella seguente sono riportati i risultati dell'indagine eseguita.

Prof. Strato (m)	qc Media (kg/cm ²)	fs Media (kg/cm ²)	Peso unità di volume Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,20	28,833	1,99	2,1	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
1,80	29,667	0,93	2,0	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
3,80	44,3	1,71	2,1	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
6,40	120,385	3,13	2,2	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
7,00	231,0	4,16	2,1	Incoerente	Sabbie addensate o cementate
8,20	121,5	2,97	2,3	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
9,20	218,6	4,20	2,1	Incoerente	Sabbie addensate o cementate
12,00	157,214	3,20	2,1	Incoerente	Sabbie addensate o cementate

1. PARAMETRI GEOTECNICI

2. – 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 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 |

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 **LTT** = 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:

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

$Q_c (RP) = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / \text{Superficie Punta } A_p$

$Q_l (RL) (fs) = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / A_m$
area del manicotto di frizione

N.B.

- $A_p = 10 \text{ cm}^2$ e $A_m = 150 \text{ cm}^2$

- 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 (Durgunoglu-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

Lodi

Angolo di Attrito (Robertson & Campanella 1983) - per sabbie non cementare 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 (Jamolkowski 1985)

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

Modulo di Young

Modulo di Young (Schmertmann 1970-1978) $E_y(25) - E_y(50)$ - 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) $E_y(25) - E_y(50)$ - per sabbie NC Quarzose.

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) $E_y(50)$ - 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 N_k (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)

Coesione non drenata (Terzaghi - valore minimo)

Coesione non drenata (Begemann)

Coesione non drenata (De Beer) - valida per debole coesione.

Modulo Edometrico-Confinato

Mitchell - Gardnerr (1975) $M_o(Eed)$ (Kg/cmq) 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 E_u (Cancelli ed altri 1980)

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

Lodi***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

15.5 - Parametri caratteristici prove penetrometriche statiche

Alla luce delle caratteristiche del terreno presente nell'area oggetto di questo studio, considerati i risultati della prova penetrometrica eseguita, si sono individuati una serie di orizzonti geotecnici fino ad una profondità di circa 12,00 m dal p.c. In linea con le prescrizioni della recente normativa (NTC 2018), ai fini della stima dei parametri geotecnici sono state utilizzate elaborazioni statistiche. In particolare, per i parametri di resistenza al taglio, è stato calcolato il valore corrispondente al 5° percentile della distribuzione della media.

Tale valore (5° percentile) è stato considerato il valore caratteristico, da utilizzare nei calcoli geotecnici. Le elaborazioni effettuate hanno consentito di individuare i seguenti livelli a comportamento omogeneo (anche se in alcuni casi le caratteristiche non individuano un comportamento univoco, potendo essere assimilate a coesivo o incoerente), anche se le due prove presentano alcune caratteristiche non omogenee lateralmente:

SONDAGGIO 2002***Sondaggio CPT4 (valori medi)***

- Da 0,60 a -1,80 m: argilla limosa-sabbiosa (coesiva)
 - Coesione (C_u) = 69,00 kPa - $C_{u\text{caratteristico}} = 49,00$ kPa
 - Modulo edometrico = 59,0 Kg/cm²
- Da 1,80 a -3,80 m: argilla limosa-sabbiosa (coesiva)
 - Coesione (C_u) = 96,00 kPa - $C_{u\text{caratteristico}} = 69,00$ kPa
 - Modulo edometrico = 88,0 Kg/cm²
- Da 3,80 a -6,40 m: Sabbia mediamente addensata limosa/argillosa (incoerente)
 - Angolo d'attrito (φ') = 35,5° - Valore caratteristico: $\varphi'_{\text{caratt}} = 29,8^\circ$
 - Modulo di Young incoerenti = 300,0 Kg/cm²
- Da 6,40 a -12,00 m: Sabbia limosa
 - Angolo d'attrito (φ') = 36,5° - Valore caratteristico: $\varphi'_{\text{caratt}} = 30,6^\circ$
 - Modulo di Young incoerenti = 400-550 Kg/cm²

Numerosi studi hanno infatti messo in evidenza che particolari caratteristiche geologiche e morfologiche di un sito possono modificare le caratteristiche del moto sismico in superficie e costituire aspetti predisponenti al verificarsi di effetti locali quali fenomeni di amplificazione o di

instabilità dei terreni. Le particolari condizioni geologico-geomorfologiche possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti diversi che devono essere presi in considerazione nella valutazione generale della pericolosità sismica dell'area.

1. VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO

Nel presente capitolo sono effettuate le verifiche geotecniche preliminari applicando le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 2018. Secondo il DM 2018, 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. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

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,

accertando che sia soddisfatta, per ogni stato limite considerato, la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
- Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Le verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I del D.M. 17.01.2018, seguendo almeno uno dei due approcci:

- Approccio 1:
- Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
 - Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

Approccio 2: $(A1+M1+R3)$.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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_γ	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 stato calcolato 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:

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

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

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

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \tan \phi'$ per forma quadrata o circolare

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

Lodi

$s_y = 0,7$ per forma quadrata o circolare
 $s_c = \left(\frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \right)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + A \cdot \cot(\phi'))} \right]^m \cdot i_y$$

$$= \left[1 - \frac{H}{(V + A \cdot \cot(\phi'))} \right]^{m+1}$$

$$i_c = \left(\frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \right)$$

Dove:

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

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

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

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

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).

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, con particolare riferimento alle Azioni (Ed) in condizioni sismiche, sono state 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 1,00 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).

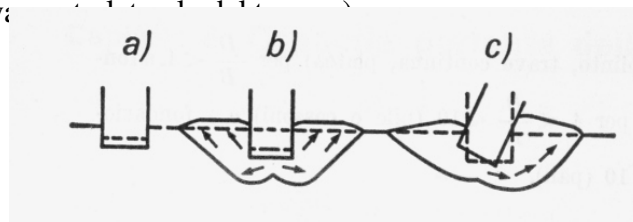


Fig. 21 - Comportamento del terreno sotto una fondazione, sulla quale il carico aumenta progressivamente fino a produrre la rottura. (a) fase pseudo-plastica – cedimento minimo (b) fase plastica – cedimento, rottura per taglio del terreno e rigonfiamento laterale (c) fase di rottura – lesioni e/o crolli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

Lodi

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:

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

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:

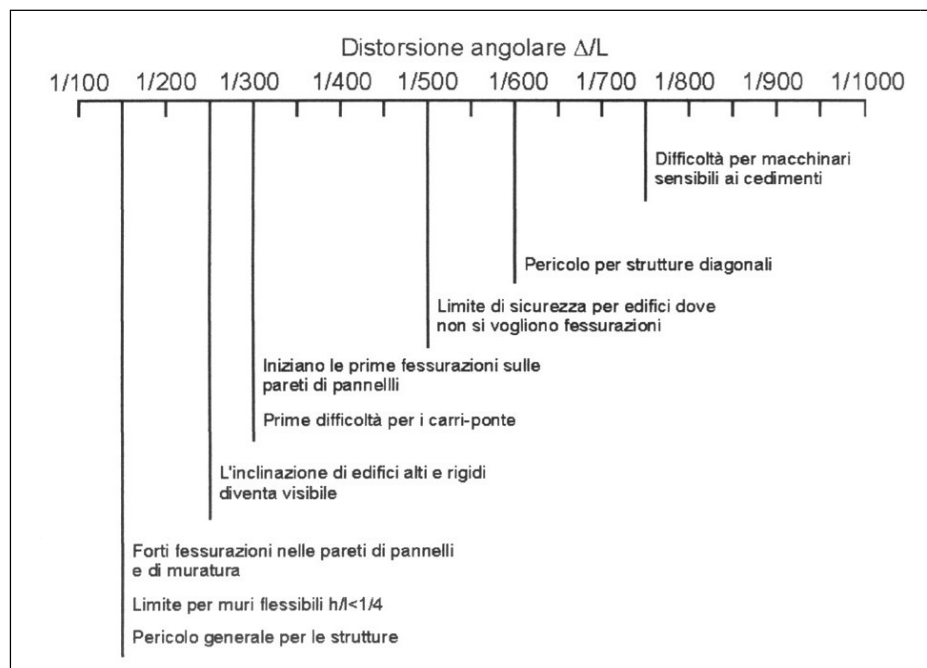


Fig. 22 – Classi di sicurezza secondo Nierrum

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 refluentamento laterale del terreno lungo i fronti creati, soprattutto al di sotto delle fondazioni esistenti, con conseguenti dinamismi nelle strutture superficiali.

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.

1. STABILITA' FRONTI DI SCAVO

Eventuali sbancamenti parziali nel terreno dovranno essere attentamente monitorati, questi sono associati ai parametri geotecnici dei terreni in sito. L'altezza critica (H_c) oltre la quale si ha il crollo del fronte di scavo ipotizzato verticale, è funzione oltre che dall'angolo di pendio anche dei parametri geotecnici del terreno interessato dal fenomeno (Taylor). La litologia interessata dagli scavi, desunta dalle prove penetrometriche eseguite all'interno dell'area è di natura limosa-argillosa superficiale con spessori che vanno sino a circa 5.00 massimali, pertanto la seguente formula di calcolo permette di ricavare l'altezza critica per un fronte sub-verticale in terreni prettamente coesivi argillosi limosi fini:

$$F_s = c/\gamma * N_s/H$$

Con H = altezza di scavo

C = coesione terreno di scavo

γ = peso di volume terreno

N_s = fattore di stabilità di Taylor pari a 3.85

Tuttavia la litologia presente entro le profondità di scavo di progetto, può avere una certa componente con locali arricchimenti sabbiosi a carattere granulare, pertanto, la formula sopra riportata non trova applicazione sull'area in oggetto, valida esclusivamente per terreni argillosi prettamente coesivi. In aggiunta le verifiche geotecniche di stabilità del fronte creato non tengono conto delle condizioni naturali al contorno che si possono riscontrare, e che diminuiscono la stabilità generale del fronte creato:

- passaggio tra differenti litologie, anche con buoni parametri geotecnici, tali passaggi stratigrafici, corrispondono a discontinuità deposizionali con possibili potenziali piani di scivolamento;

- circolazioni acquifere, che portano sia a ammolimenti dei terreni con successiva riduzione dei parametri geotecnici, che a retro pressioni e “lubrificazioni” delle superfici di passaggio lito-stratigrafiche;
- Sovraccarichi al ciglio superiore come assi viari limitrofi e strutture in prossimità del ciglio di scavo.

Si raccomanda di realizzare tali 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. Il cedimento che si verifica a seguito dell'esecuzione di scavi, dipende in larga misura dal tipo della struttura fondazionale e di contenimento, dall'accuratezza con la quale sono messe in posto, dal sovraccarico strutturale, ecc.; pertanto è molto difficile determinare l'entità del reale cedimento che si può manifestare; risultando di conseguenza d'estrema importanza monitoraggi continui per rilevare:

- 1) *eventuali formazioni di fessurazioni, leggere rotazioni della struttura;*
- 2) *rigonfiamenti del fronte di scavo creato, questo indica una fase di rilascio del terreno di imposta della struttura adiacente;*
- 3) *formazioni di fratture nel terreno, soprattutto al tetto del fronte di sbancamento;*
- 4) *formazioni di piccoli sollevamenti del terreno nelle aree limitrofe alla struttura (la prima fase di cedimento del terreno di imposta fondazionale comporta uno schiacciamento lungo la verticale della struttura e conseguente rilascio tensionale verso la superficie con conseguente sollevamento del terreno);*
- 5) *espulsione di acqua dal fronte di sbancamento, la creazione di un fronte di scavo costituisce una “via di fuga” per l'acqua con possibili schiacciamenti degli orizzonti cui viene a mancare l'acqua tra i pori, sostituita da aria la cui capacità di compressione è maggiore. Si possono avere abbassamenti di vari centimetri che minano la stabilità della struttura superficiale.*

Nel caso si verificasse una delle condizioni sopra riportate, bisognerà al più presto chiudere il fronte; si consiglia pertanto di mantenere il fronte creato a cielo aperto per il minor tempo possibile e realizzare strutture di contenimento, sia temporanee che finali costituite dai muri della struttura in progetto.

1. 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 argillosi-limoso-sabbioso in percentuali variabile fino alla profondità di circa -3,80 m da p.c. mentre oltre si riscontrano litologie prevalentemente sabbiose o sabbiose/limose (talora debolmente 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;

- ✓ 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 (attualmente misurato a -6,50 m). Si ritiene dunque il sito caratterizzato da una falda superficiale.

E' consigliabile verificare direttamente durante gli scavi la reale potenza di tali orizzonti litologici, per valutare differenze litologiche entro l'area indagata. Le fondazioni compatibili possono essere dirette, da dimensionarsi in base ai carichi trasmessi alle fondazioni ed ai cedimenti massimi e differenziali della struttura. Al fine di ridurre ulteriormente i cedimenti differenziali che potrebbero manifestarsi tra i vari settori della struttura in progetto e per aumentarne la rigidità, si consiglia di armare in maniera adeguata le opere fondazionali che saranno realizzate. La "Fattibilità Geologica" per l'area di studio oggetto di indagine, risulta dal PGT con "modeste limitazioni".

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. 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. E' consigliabile verificare direttamente durante gli scavi la reale potenza di tali orizzonti litologici, perché potrebbero aversi differenze litologiche entro l'area indagata. Si raccomanda di non superare i Carichi Ammissibili delineati dalle elaborazioni precedenti, per non indurre cedimenti assoluti dei terreni maggiori di quelli delineati.

Vista l'esigenza di realizzare la costruzione in corrispondenza (o ristrutturazione) ad un'altra struttura 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. In considerazione del fatto che l'opera potrà comportare scavi in aderenza a costruzioni in elevazione, si consiglia di monitorare continuamente lo stato delle fondazioni e delle strutture in aderenza, sia durante le fasi di scavo, che in seguito a fronte di scavo stabilizzato. Una ulteriore attenzione sarà da porre nella realizzazione di scavi profondi, prevedendo per essi adeguati sistemi di sostegno degli stessi.

Nonostante la quota di falda non permetta di prevedere interferenza del livello con il piano di posa delle fondazioni, si dovrà porre una particolare attenzione nel realizzare i lavori durante periodi particolarmente piovosi per l'ingresso di acque meteoriche nello scavo. 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. Come ulteriori accorgimenti si consiglia infine di:

- 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, perché 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.



Lodi

PROVA ... Nr.CPT1Committente: **Fondazione Stefano e Angela Danelli**

Strumento utilizzato: PAGANI 100 kN

Prova eseguita in data: 03/10/2003

Profondità prova: 12,00 mt

Località: Lodi

Profondità (m)	Lettura punta (kg/cm ²)	Lettura laterale (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	50,00	80,00	50,0	2,00	25,00	4,0
0,40	50,00	80,00	50,0	1,67	30,00	3,3
0,60	30,00	55,00	30,0	2,20	13,64	7,3
0,80	19,00	52,00	19,0	2,40	7,92	12,6
1,00	16,00	52,00	16,0	1,93	8,28	12,1
1,20	8,00	37,00	8,0	1,73	4,62	21,7
1,40	35,00	61,00	35,0	0,93	37,50	2,7
1,60	27,00	41,00	27,0	0,87	31,15	3,2
1,80	27,00	40,00	27,0	1,00	27,00	3,7
2,00	45,00	60,00	45,0	1,80	25,00	4,0
2,20	41,00	68,00	41,0	1,07	38,44	2,6
2,40	77,00	93,00	77,0	1,80	42,78	2,3
2,60	71,00	98,00	71,0	2,93	24,20	4,1
2,80	30,00	74,00	30,0	2,20	13,64	7,3
3,00	22,00	55,00	22,0	1,07	20,62	4,8
3,20	19,00	35,00	19,0	0,93	20,36	4,9
3,40	27,00	41,00	27,0	1,13	23,82	4,2
3,60	45,00	62,00	45,0	2,20	20,45	4,9
3,80	66,00	99,00	66,0	1,93	34,14	2,9
4,00	127,00	156,00	127,0	3,80	33,42	3,0
4,20	146,00	203,00	146,0	3,53	41,32	2,4
4,40	124,00	177,00	124,0	3,40	36,47	2,7
4,60	106,00	157,00	106,0	2,60	40,77	2,5
4,80	109,00	148,00	109,0	2,27	48,09	2,1
5,00	98,00	132,00	98,0	3,20	30,63	3,3
5,20	112,00	160,00	112,0	2,20	50,91	2,0
5,40	88,00	121,00	88,0	2,00	44,00	2,3
5,60	85,00	115,00	85,0	2,33	36,43	2,7
5,80	147,00	182,00	147,0	3,40	43,24	2,3
6,00	129,00	180,00	129,0	3,47	37,21	2,7
6,20	161,00	213,00	161,0	5,07	31,78	3,1
6,40	133,00	209,00	133,0	3,47	38,37	2,6
6,60	249,00	301,00	249,0	4,00	62,25	1,6
6,80	241,00	301,00	241,0	5,20	46,35	2,2
7,00	203,00	281,00	203,0	3,27	62,14	1,6
7,20	136,00	185,00	136,0	3,60	37,78	2,6
7,40	118,00	172,00	118,0	2,93	40,23	2,5
7,60	108,00	152,00	108,0	2,33	46,29	2,2
7,80	106,00	141,00	106,0	2,33	45,43	2,2
8,00	139,00	174,00	139,0	3,00	46,33	2,2
8,20	122,00	167,00	122,0	3,60	33,89	3,0
8,40	206,00	260,00	206,0	5,07	40,66	2,5
8,60	220,00	296,00	220,0	4,20	52,38	1,9
8,80	232,00	295,00	232,0	4,33	53,54	1,9

Lodi

9,00	237,00	302,00	237,0	2,20	107,73	0,9
9,20	198,00	231,00	198,0	5,20	38,08	2,6
9,40	177,00	255,00	177,0	2,47	71,76	1,4
9,60	161,00	198,00	161,0	3,40	47,35	2,1
9,80	159,00	210,00	159,0	2,20	72,27	1,4
10,00	184,00	217,00	184,0	4,67	39,43	2,5
10,20	168,00	238,00	168,0	2,27	74,12	1,3
10,40	172,00	206,00	172,0	3,33	51,60	1,9
10,60	184,00	234,00	184,0	6,73	27,33	3,7
10,80	209,00	310,00	209,0	6,73	31,04	3,2
11,00	110,00	211,00	110,0	1,73	63,46	1,6
11,20	119,00	145,00	119,0	1,40	85,00	1,2
11,40	116,00	137,00	116,0	2,07	56,13	1,8
11,60	190,00	221,00	190,0	3,80	50,00	2,0
11,80	126,00	183,00	126,0	3,93	32,03	3,1
12,00	126,00	185,00	126,0	0,00		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (kg/cm ²)	fs Media (kg/cm ²)	Peso unità di volume Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,20	28,833	1,99	2,1	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
1,80	29,667	0,93	2,0	Incoerente- Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
3,80	44,3	1,71	2,1	Incoerente- Coesivo	Argille sabbiose e limose
6,40	120,385	3,13	2,2	Incoerente- Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
7,00	231,0	4,16	2,1	Incoerente	Sabbie addensate o cementate
8,20	121,5	2,97	2,3	Incoerente- Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
9,20	218,6	4,20	2,1	Incoerente	Sabbie addensate o cementate
12,00	157,214	3,20	2,1	Incoerente	Sabbie addensate o cementate

TERRENI COESIVI**Coesione 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	1,20	28,833	1,989	1,64	1,76	1,91	1,69	1,51	1,44
Strato 2	1,80	29,667	0,933	1,68	1,78	1,96	1,73	1,54	1,48
Strato 3	3,80	44,3	1,707	2,50	2,34	2,91	2,57	2,30	2,21
Strato 4	6,40	120,385	3,133	6,83	3,97	7,95	7,02	6,28	6,02
Strato 6	8,20	121,5	2,967	6,87	3,97	7,99	7,05	6,31	6,08

Lodi

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	1,20	28,833	1,99	72,08	57,67	86,50	86,50
Strato 2	1,80	29,667	0,93	74,17	59,33	89,00	89,00
Strato 3	3,80	44,3	1,71	110,75	88,60	132,90	132,90
Strato 4	6,40	120,385	3,13	300,96	240,77	361,15	180,58
Strato 6	8,20	121,5	2,97	303,75	243,00	364,50	182,25

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	Stress-History
Strato 1	1,20	28,833	1,99	5,27
Strato 2	1,80	29,667	0,93	2,19
Strato 3	3,80	44,3	1,71	1,76
Strato 4	6,40	120,385	3,13	2,59
Strato 6	8,20	121,5	2,97	1,73

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	1,20	28,833	1,99	Meyerhof	2,03
Strato 2	1,80	29,667	0,93	Meyerhof	2,04
Strato 3	3,80	44,3	1,71	Meyerhof	2,10
Strato 4	6,40	120,385	3,13	Meyerhof	2,27
Strato 6	8,20	121,5	2,97	Meyerhof	2,27

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	1,20	28,833	1,99	Meyerhof	2,11
Strato 2	1,80	29,667	0,93	Meyerhof	2,12
Strato 3	3,80	44,3	1,71	Meyerhof	2,18
Strato 4	6,40	120,385	3,13	Meyerhof	2,35
Strato 6	8,20	121,5	2,97	Meyerhof	2,35

TERRENI INCOERENTI**Densità relativa (%)**

	Prof. Strato (m)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	Baldi 1978 - Schmertma nn 1976	Schmertma nn	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkow ski 1985
Strato 2	1,80	29,667	0,93	47,77	57,35	58,03	48,44	65,56
Strato 3	3,80	44,3	1,71	50,39	55,42	56,96	51,09	59,36
Strato 4	6,40	120,385	3,13	70,04	75,4	76,47	70,9	70,32
Strato 5	7,00	231,0	4,16	84,54	91,65	92,06	85,53	80,9
Strato 6	8,20	121,5	2,97	64,42	64,62	66,84	65,24	58,74
Strato 7	9,20	218,6	4,20	79,15	82,39	83,69	80,09	71,6
Strato 8	12,00	157,214	3,20	67,03	65,13	67,72	67,87	56,61

Lodi

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	Durgun ouglu-Mitchell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmertmann	Roberts on & Campanella 1983	Hermineer	Meyerhof 1951
Strato 2	1,80	29,667	0,93	35,87	32,34	29,48	27,53	36,03	40,39	27,4	30,32
Strato 3	3,80	44,3	1,71	35,02	31,27	28,35	26,5	35,76	39,22	26,31	36,89
Strato 4	6,40	120,385	3,13	37,04	33,17	30,35	28,33	38,56	41,26	28,6	45
Strato 5	7,00	231,0	4,16	38,89	35	32,27	30,08	40,83	43,13	31,47	45
Strato 6	8,20	121,5	2,97	35,22	31,16	28,24	26,4	37,05	39,1	26,27	45
Strato 7	9,20	218,6	4,20	37,42	33,39	30,58	28,54	39,53	41,49	28,93	45
Strato 8	12,00	157,214	3,20	34,97	30,8	27,85	26,05	37,12	38,68	25,93	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 2	1,80	29,667	0,93	74,17	59,33	270,50
Strato 3	3,80	44,3	1,71	110,75	88,60	414,19
Strato 4	6,40	120,385	3,13	300,96	240,77	836,91
Strato 5	7,00	231,0	4,16	577,50	462,00	1155,46
Strato 6	8,20	121,5	2,97	303,75	243,00	1001,84
Strato 7	9,20	218,6	4,20	546,50	437,20	1336,35
Strato 8	12,00	157,214	3,20	393,04	314,43	1286,70

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 2	1,80	29,667	0,93	Meyerhof	1,80
Strato 3	3,80	44,3	1,71	Meyerhof	1,80
Strato 4	6,40	120,385	3,13	Meyerhof	1,80
Strato 5	7,00	231,0	4,16	Meyerhof	1,80
Strato 6	8,20	121,5	2,97	Meyerhof	1,80
Strato 7	9,20	218,6	4,20	Meyerhof	1,80
Strato 8	12,00	157,214	3,20	Meyerhof	1,80

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 2	1,80	29,667	0,93	Meyerhof	2,10
Strato 3	3,80	44,3	1,71	Meyerhof	2,10
Strato 4	6,40	120,385	3,13	Meyerhof	2,10
Strato 5	7,00	231,0	4,16	Meyerhof	2,10
Strato 6	8,20	121,5	2,97	Meyerhof	2,10
Strato 7	9,20	218,6	4,20	Meyerhof	2,10
Strato 8	12,00	157,214	3,20	Meyerhof	2,10

Lodi

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

Committente: Fondazione Stefano e Angela Danelli
Cantiere:
Località: Lodi

Data: 03/10/2003

Scala 1:100 - Qc: 1 cm=46,69 kg/cm² - Fs: 1 cm=1,26 kg/cm²