

Committente:

GRUPPO SAINT GOBAIN

Progetto:

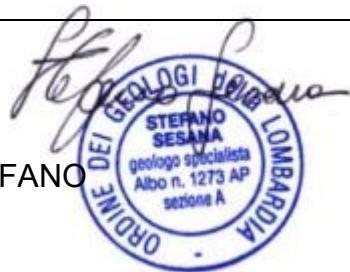
REALIZZAZIONE NUOVI IMPIANTI C/O
STABILIMENTO DI VIDALENGO IN
COMUNE DI CARAVAGGIO (BG)

Oggetto:

RELAZIONE GEOLOGICA
R1+R3

Redattore:

DOTT. GEOL. SESANA STEFANO



N.°	Data	Rev.	Riferimento
00	16/04/2024	PRIMA EMISSIONE	531_24
01	17/06/2025	01	531_24
02			

INDICE

1. PREMESSA	4
1.1. Fattibilità geologica.....	6
1.2. Carta di sintesi.....	8
1.3. Carta dei vincoli di carattere geologico - idrogeologico	10
1.4. Pericolosità Sismica Locale	12
1.5. Descrizione degli interventi.....	14
2. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO.....	15
2.1. Inquadramento geografico geomorfologico	15
2.2. Caratteri geologici dell'area	16
2.3. Caratteri idrogeologici dell'area	17
2.4. Idrografia superficiale dell'area.....	20
3. INDAGINI GEONOSTICHE	21
3.1. Sondaggi geognostici - Criteri e modalità esecutive	23
3.1.1. Prove di permeabilità Le Franc	23
3.1.2. Prove SPT	25
3.2. Scavi esplorativi.....	26
3.3. Prove penetrometriche dinamiche	26
3.4. Prove di Carico su Piastra	27
3.5. Prove di laboratorio	27
3.5.1. Analisi granulometriche	29
3.5.2. Indici di Atterberg	30
3.5.3. Classificazione terreni in base alla plasticità	31
4. UNITÀ LITOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO	33
4.1. Risultati dell'indagine – Unità litotecniche.....	33
5. RISPOSTA SISMICA LOCALE	36
5.1. Amplificazioni litologiche.....	36
5.2. Condizioni topografiche	42
5.3. Stima della Pericolosità Sismica.....	43
6. VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	46
6.1. Accelerazione massima	47
6.2. Profondità media stagionale della falda	47
6.3. Resistenza penetrometrica normalizzata	47
6.4. Fusi granulometrici.....	47
7. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA.....	49
7.1 Calcolo della Magnitudo	49
7.2 Stima dei sedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari	51

8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	53
------------------------------------	----

ALLEGATI

TAVOLA 1A-1B : SEZIONI GEOLOGICO TECNICHE

1. PREMESSA

Su incarico del Gruppo SAINT GOBAIN è stata redatta la presente relazione geologica a supporto del progetto di ampliamento del comparto produttivo dello stabilimento ISOVER di via Donizetti loc. Vidalengo in Comune di Caravaggio (BG) / Treviglio (BG) (**Figura 1**). Come si evince in **Figura 2** la porzione a nord ovest della proprietà risulta appartenere al territorio comunale di Treviglio, di conseguenza verranno interpretati gli studi geologici di entrambi i Comuni.



Figura 1 - Fotopiano dell'area in esame

Il presente elaborato è stato redatto secondo i seguenti riferimenti normativi:

- D.M. 17 gennaio 2018;
- D.G.R. 30 novembre 2011 – n. IX/2616;
- D.G.R. 30 marzo 2016 – n. X/5001.

Di seguito viene riportato uno stralcio della mappa catastale tratta dal geoportale di Regione Lombardia ove è possibile osservare con chiarezza che l'area d'intervento ricade a cavallo tra i comuni di Caravaggio e Treviglio.

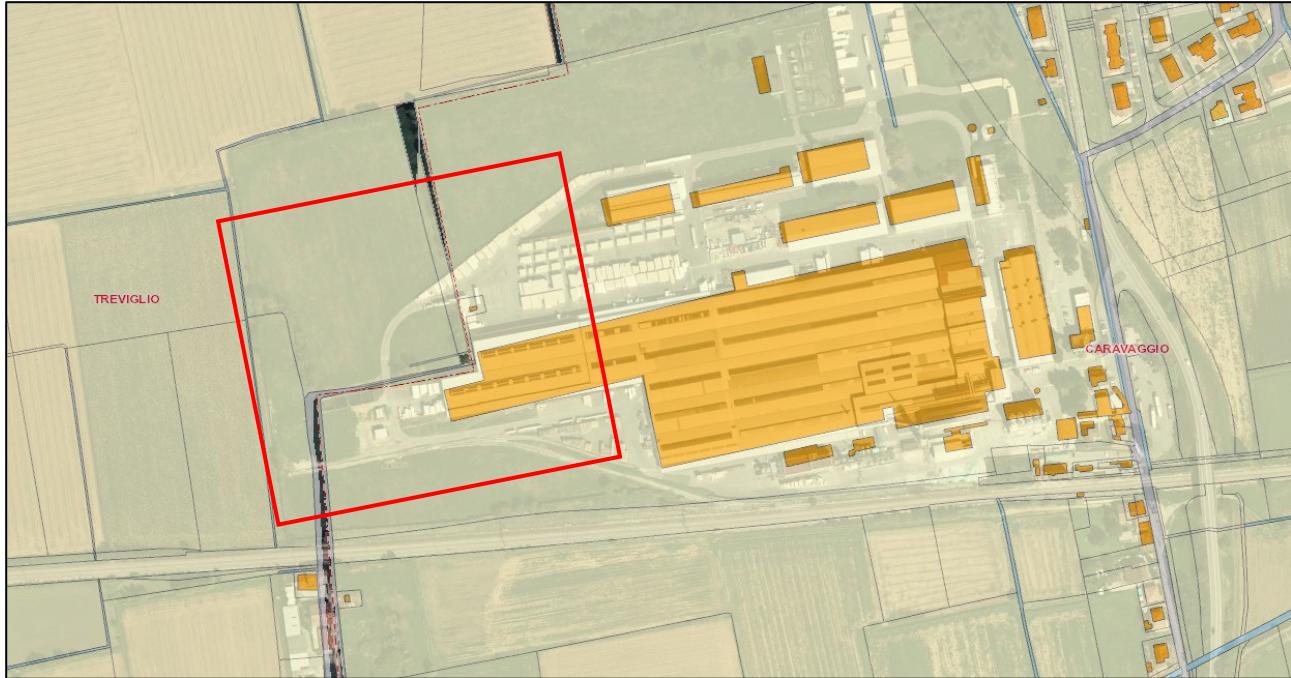


Figura 2 – Stralcio Mappa Catastale (da Geoportale Regione Lombardia)

1.1. Fattibilità geologica

Lo Studio Geologico Comunale (nel seguito SG) di Vidalengo inserisce l'ambito in oggetto in classe di fattibilità **CLASSE 2 Ig** Fattibilità con modeste limitazioni con problematiche di carattere idrogeologiche (**Figura 3**); anche lo SG di Treviglio inserisce l'ambito in classe di fattibilità **CLASSE 2** Fattibilità con modeste limitazioni in particolare aree con vulnerabilità della falda da moderata a alta (**Figura 4 - Stralcio della fattibilità geologica (da PGT Comune di Treviglio Tavola 9b)**), evidenziando di fatto la medesima passività.

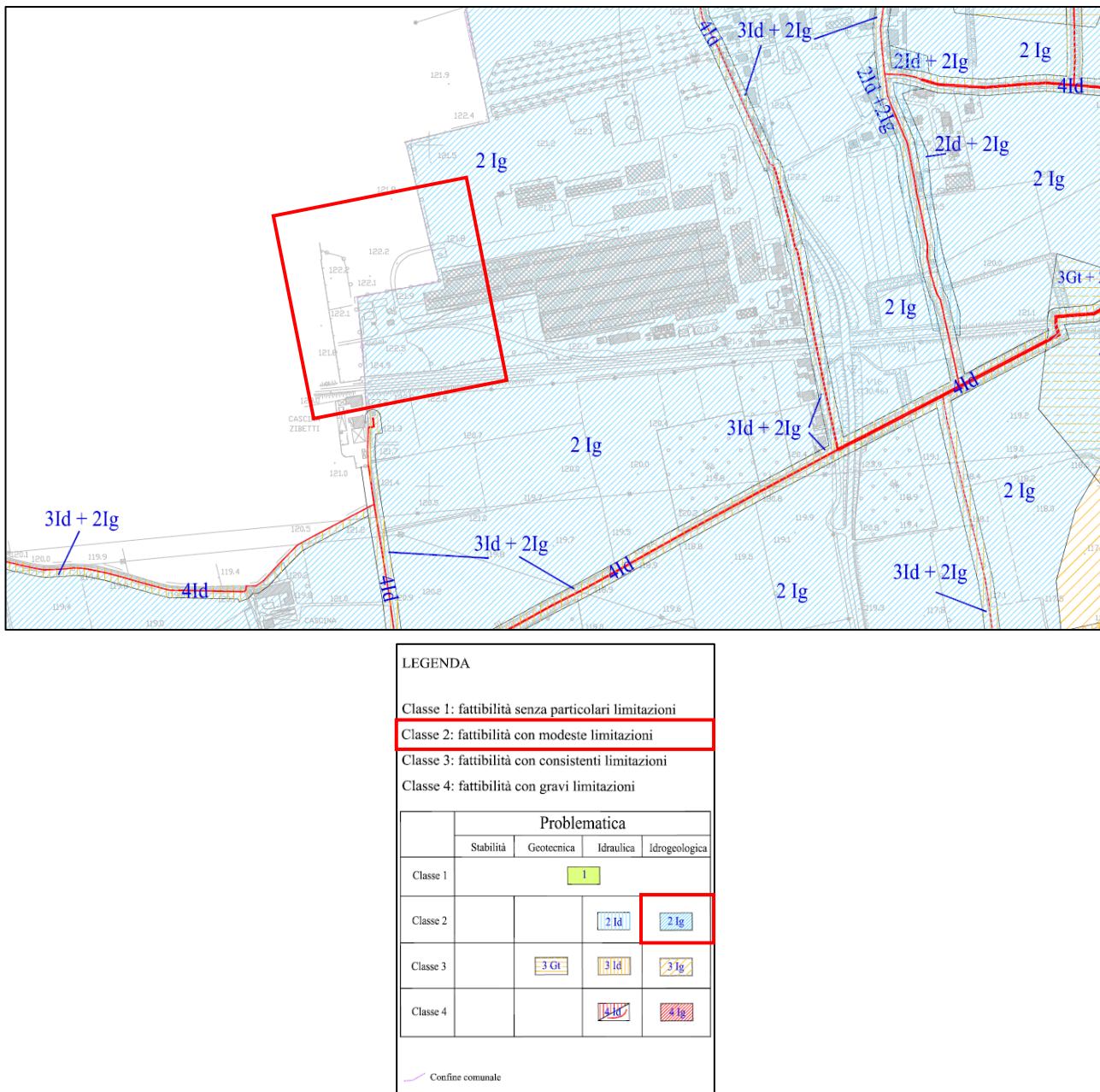
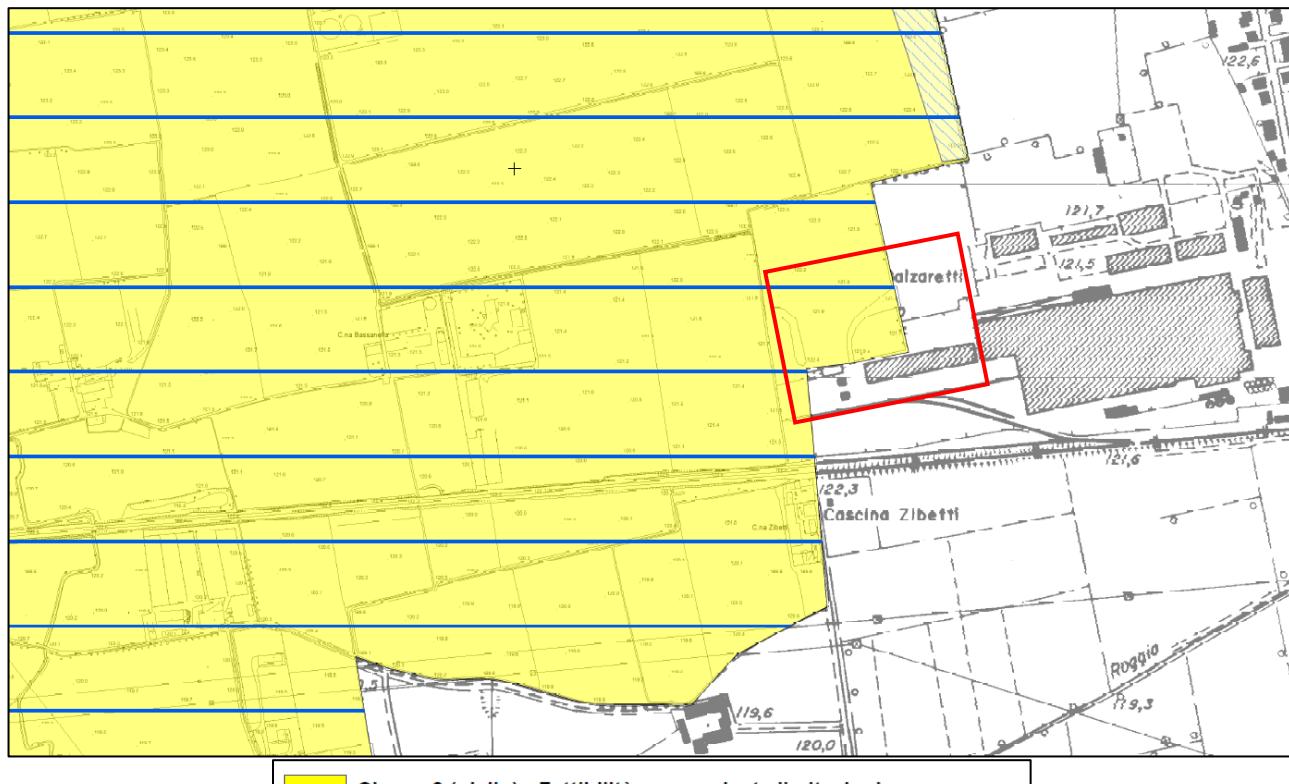


Figura 3 - Stralcio della fattibilità geologica (da PGT Comune di Caravaggio)



Classe 2 (giallo) - Fattibilità con modeste limitazioni

La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Per gli ambiti assegnati a questa classe devono essere indicati, nelle norme geologiche di piano, gli approfondimenti da effettuare e le specifiche costruttive degli interventi edificatori.

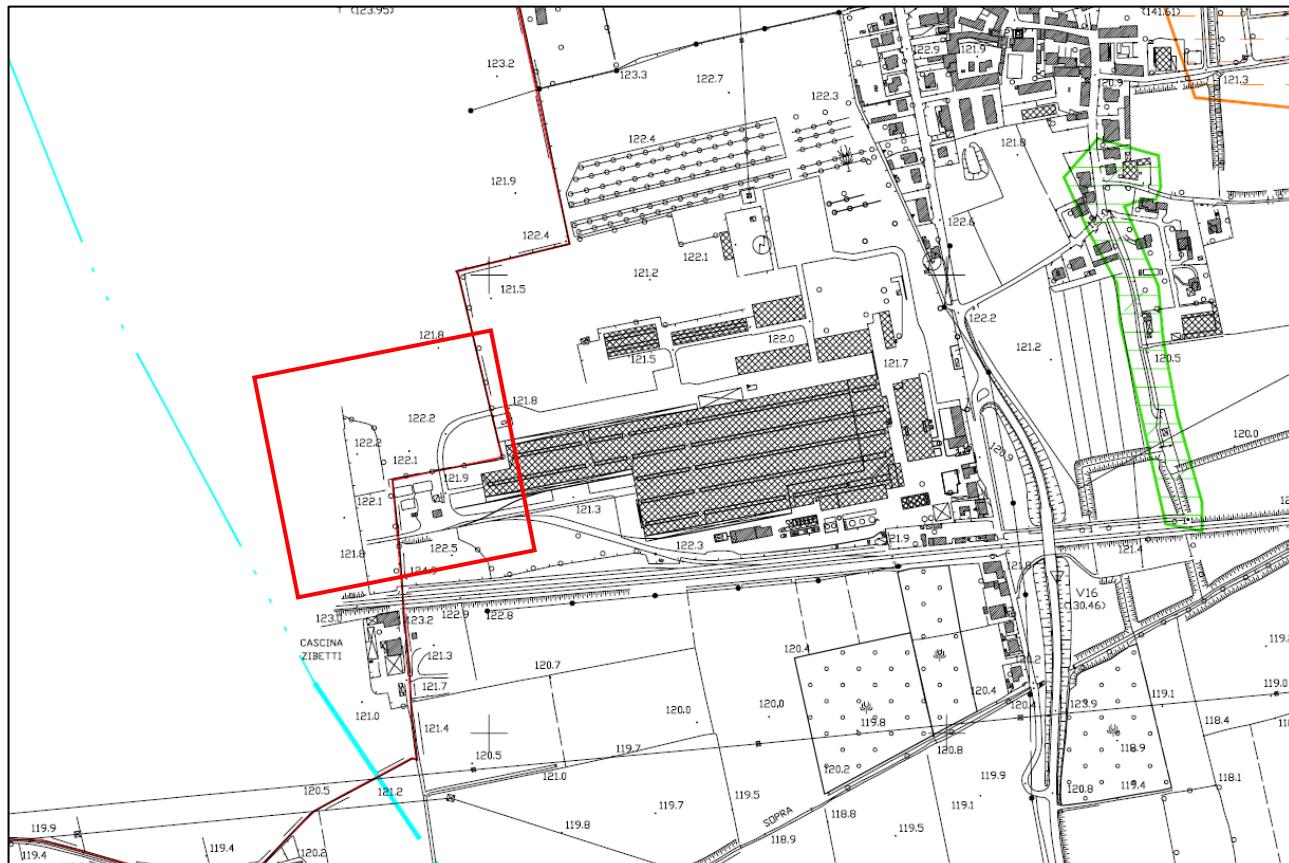
Classe 2a - La sottoclasse definisce un'area con vulnerabilità della falda da moderata ad alta

Figura 4 - Stralcio della fattibilità geologica (da PGT Comune di Treviglio Tavola 9b)

1.2. Carta di sintesi

La carta di sintesi rappresenta le aree omogenee dal punto di vista della pericolosità geologico-geotecnica e della vulnerabilità idraulica-idrogeologica.

Come si evince dall'estratto della Carta di sintesi inserita nello SG di Caravaggio (**Figura 5**), l'area non ricade in alcuna delle suddette aree, mentre la porzione di area ricadente all'interno del Comune di Treviglio è classificata come vulnerabile dal punto di vista idrogeologico (**Figura 6**).



Arearie con terreni di scadenti caratteristiche geotecniche (Gt)

 Arearie con prevalenza di limi sabbiosi sino alla profondità massima di 5 metri

 Riporti e ripiene (ex-cave di inerti colmate / parzialmente colmate)

Arearie vulnerabili dal punto di vista idraulico (Id)

Fasce fluviali PAI

 Arearie in Fasce C

 Arearie allagabili ad opera delle acque di esondazione delle rogge

Figura 5 - Stralcio della carta di sintesi (da PGT Comune di Caravaggio)

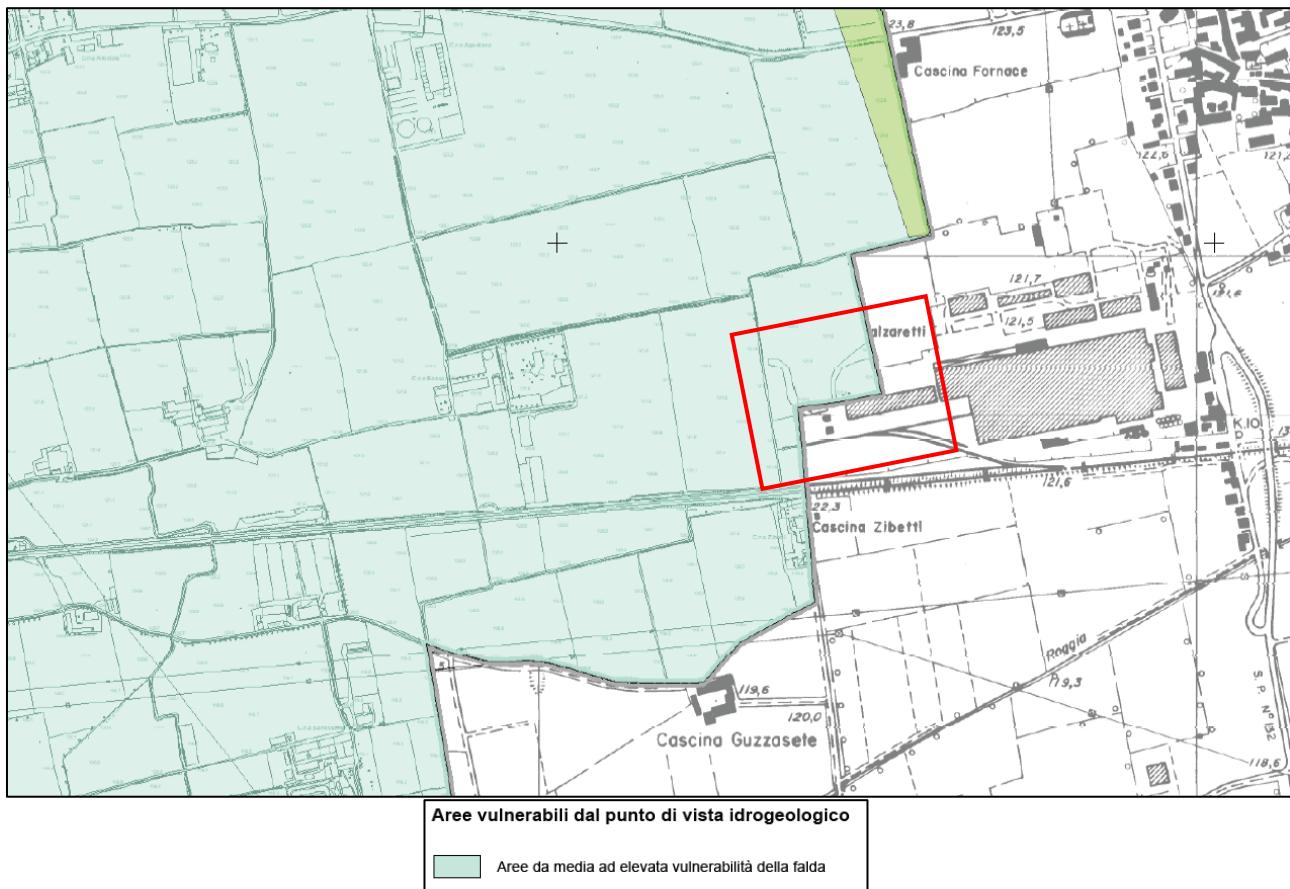


Figura 6 - Stralcio della carta di sintesi (da PGT Comune di Treviglio)

1.3. Carta dei vincoli di carattere geologico - idrogeologico

Di seguito viene riportato uno stralcio della carta dei vincoli di carattere geologico desunta dal SG due Comuni dalla quale, per entrambi i comuni non si rilevano vincoli (**Figura 7 e Figura 8**).

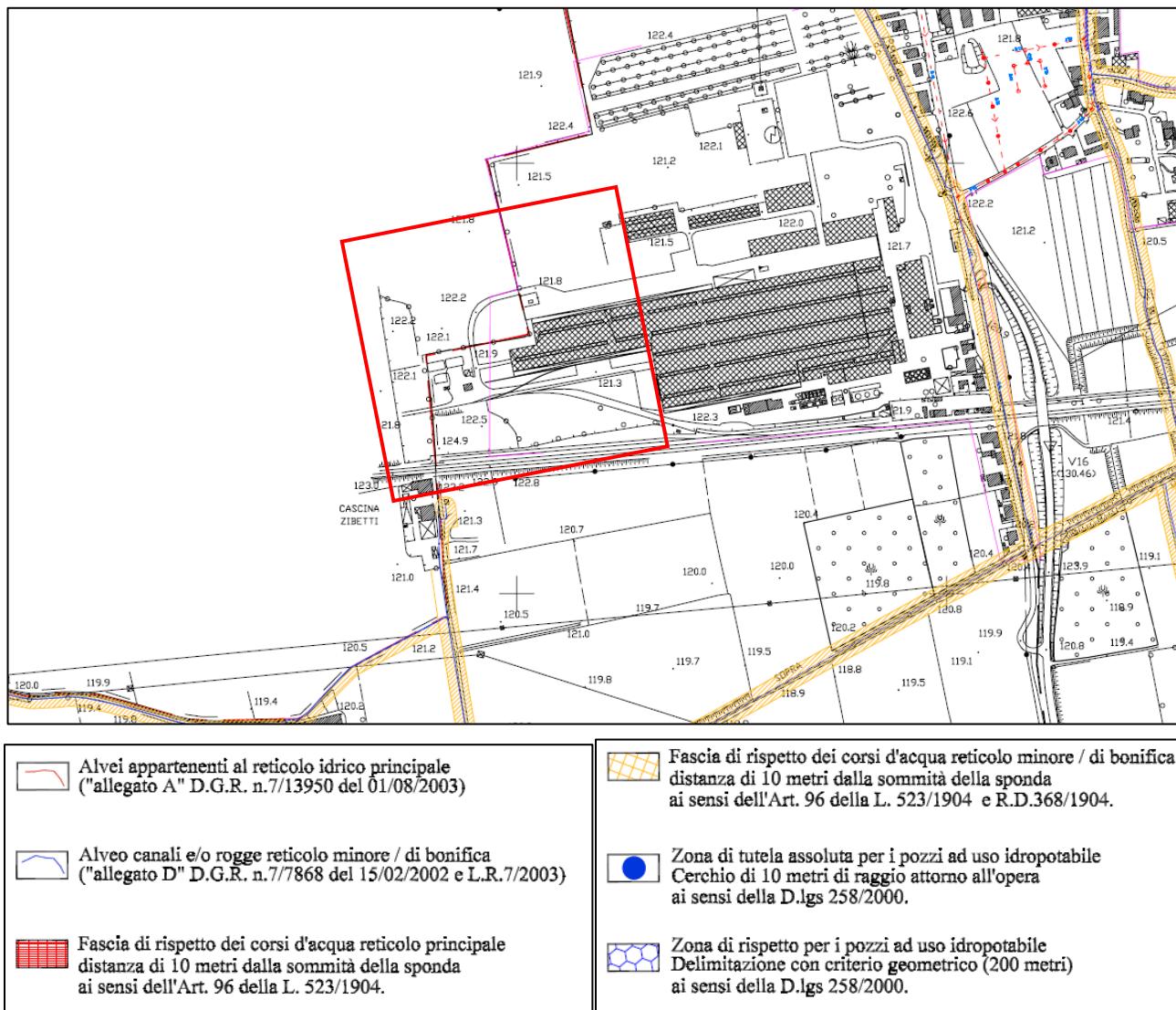
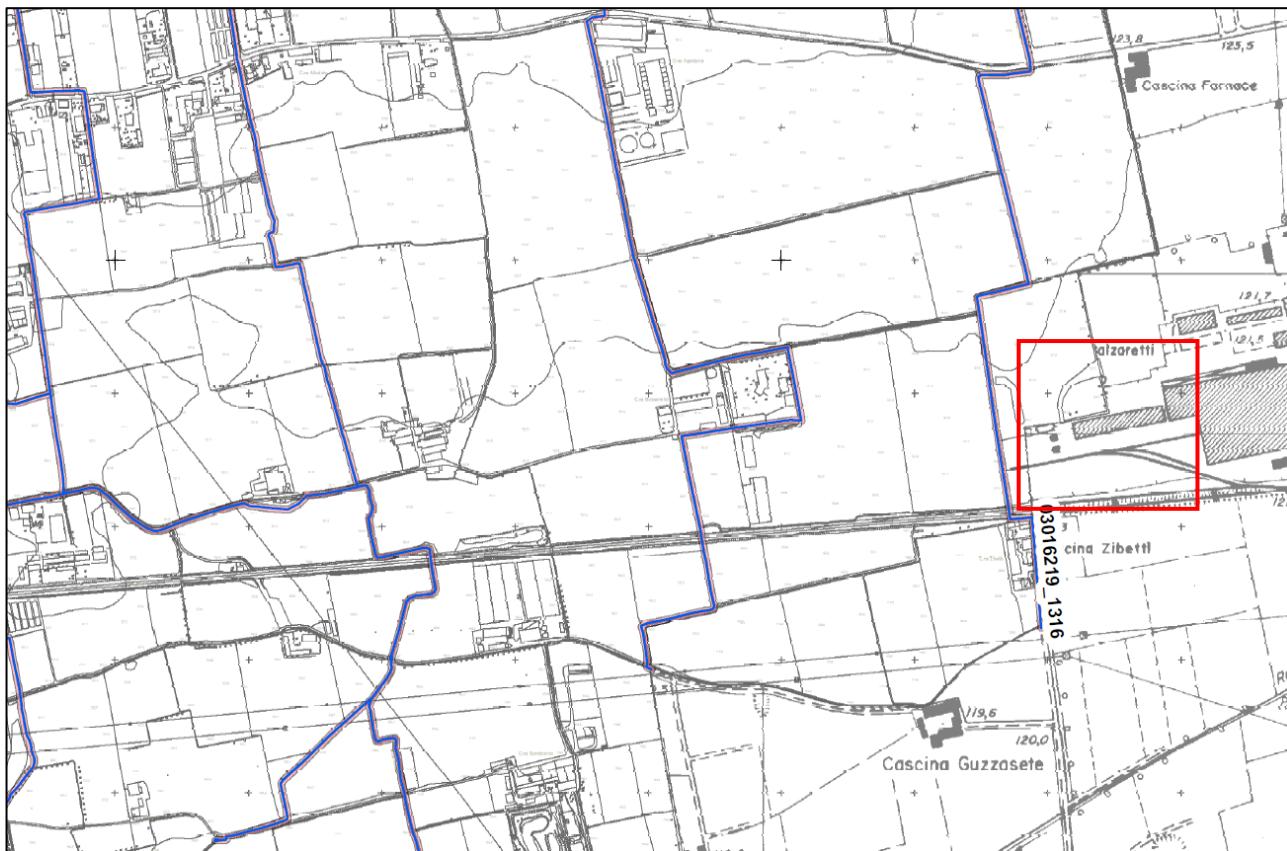


Figura 7 - Stralcio della carta dei vincoli (da PGT Comune di Caravaggio)



LEGENDA

Limite comunale

— Limite comunale

RETICOLO IDRICO

— Reticolo Consortile del Comune di Treviglio

FASCE DI RISPETTO

■ Fasce di rispetto di 5 m

POZZI

Zona di rispetto con criterio geometrico

■ Zona di Tutela Assoluta

■ Zona di Rispetto-criterio geometrico 200 m

Zona di rispetto con criterio temporale

■ Zona di Tutela Assoluta

■ Zona di Rispetto-criterio temporale T 60 giorni

Figura 8 - Stralcio della carta dei vincoli (da PGT comune di Treviglio)

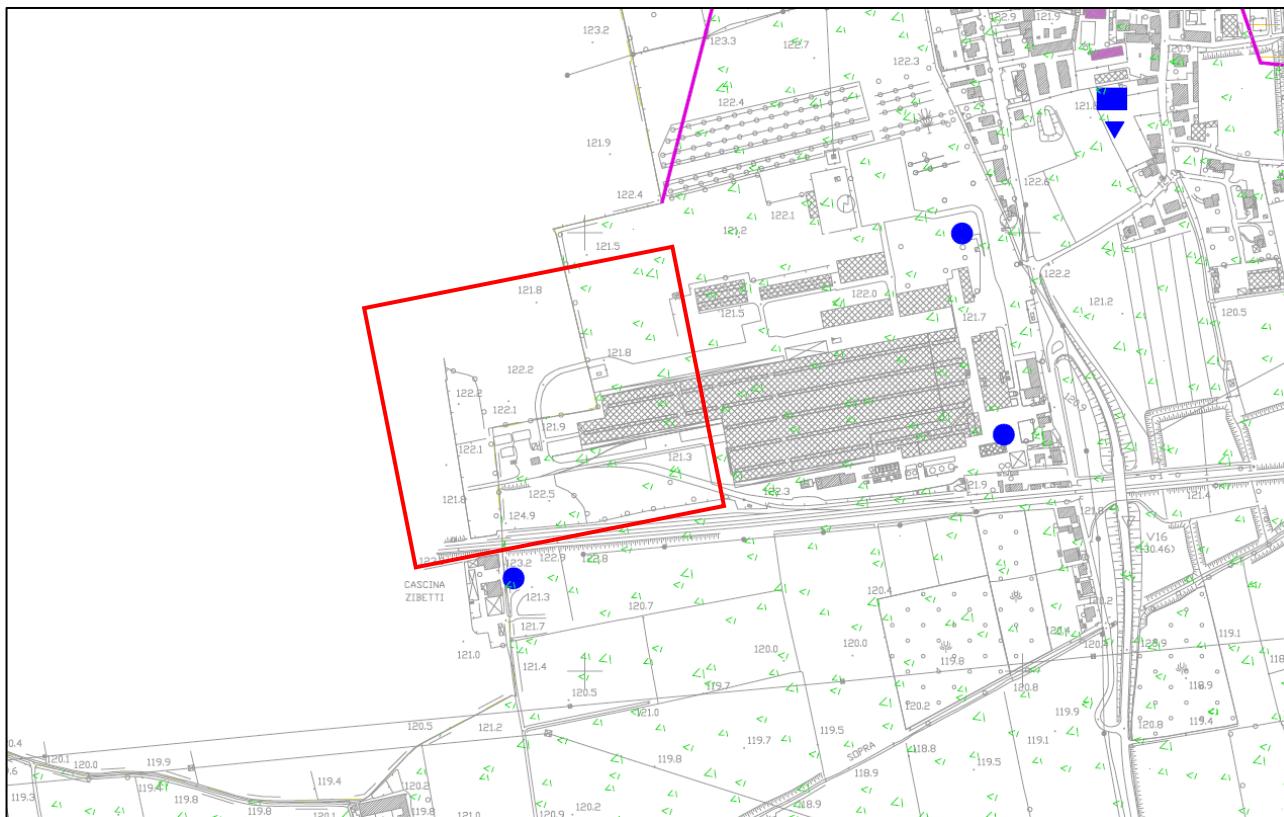
1.4. Pericolosità Sismica Locale

La figura seguente riporta uno stralcio della carta di pericolosità sismica locale allegata al PGT.

Per il comune di Caravaggio lo scenario di pericolosità sismica locale attribuito per l'area in esame è “**Z2/Z4a**” Zona con depositi fini saturi - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.

Per il comune di Vidalengo lo scenario di pericolosità sismica locale attribuito per l'area in esame è “**Z4a**” Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.

Entrambe i territori comunali di Vidalengo e Treviglio sono stati classificati in **Zona Sismica 3**.



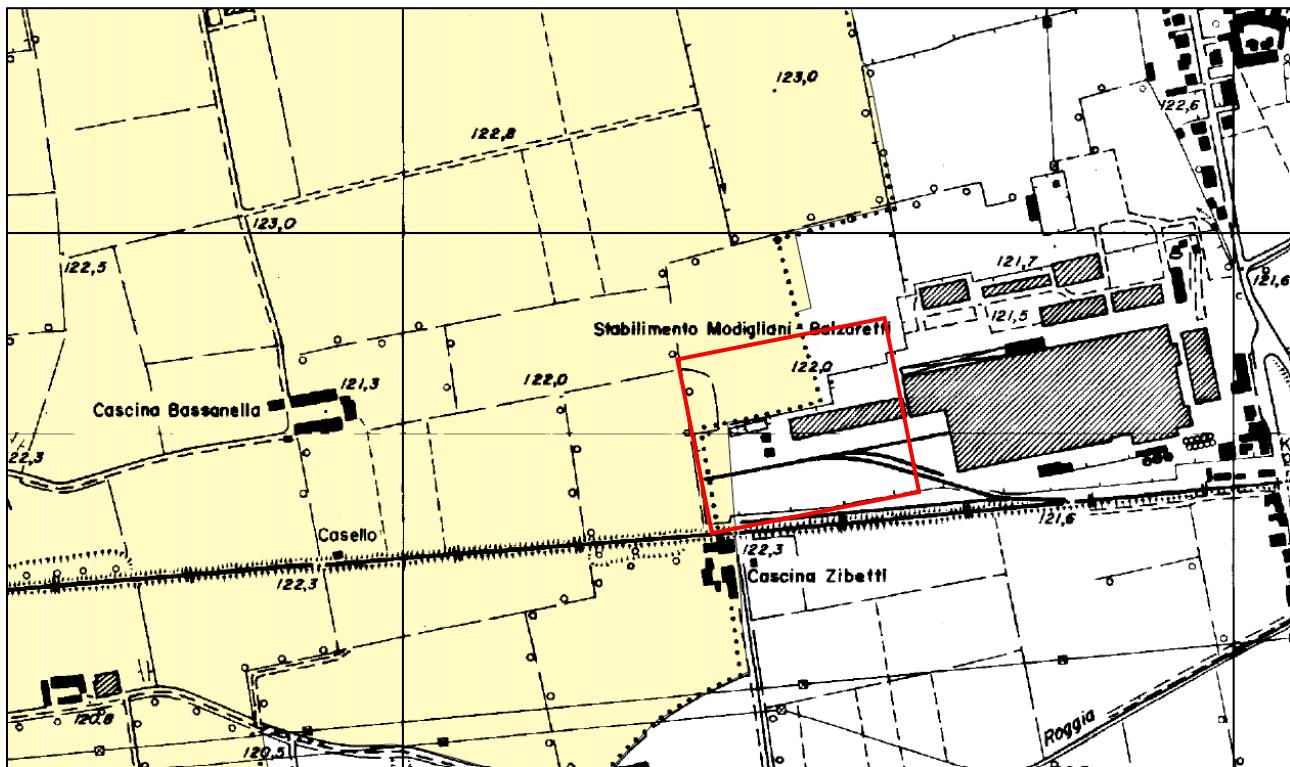
ZONE OMOGENEE	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL)	EFFETTI Fenomeni Cosismici – Amplificazioni sismiche
ZONA Z2-Z4a	Zone con depositi fini saturi - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi (terreni superficiali a prevalente componente ghiaioso-sabbiosa)	Cedimenti e/o Liquefazioni – Amplificazioni litologiche e geometriche
ZONA Z2-Z4a	Zone con depositi fini saturi - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi (terreni superficiali a prevalente componente sabbioso-(ghiaioso-limoso))	Cedimenti e/o Liquefazioni – Amplificazioni litologiche e geometriche
ZONA Z2-Z4a	Zone con depositi fini saturi - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi (terreni superficiali a prevalente componente limoso-argilloso-sabbiosa)	Cedimenti e/o Liquefazioni – Amplificazioni litologiche e geometriche
ZONA Z2	Zone con terreni di fondazione scadenti (si tratta di terreni di riporto di elevato spessore)	Cedimenti e/o Liquefazioni

Dati stratigrafici utilizzati



Punti di controllo stratigrafico e geotecnico

Figura 9 - Stralcio della carta della pericolosità sismica (da PGT Comune di Caravaggio)



SIGLA	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA	EFFETTI	CLASSE DI PERICOLOSITA' SISMICA
Z3a	Orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica di altezza prossima o superiore a 10 m	Amplificazioni topografiche	H2
Z4a	Zona con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.	Amplificazioni litologiche	H2

Figura 10 - Stralcio della carta della pericolosità sismica (da PGT Comune di Treviglio)

1.5. Descrizione degli interventi

Gli interventi in progetto prevedono la realizzazione di una serie di nuove linee di impianto:

- un forno con annessa cabina elettrica;
- un impianto di trattamento fumi;
- un impianto di pompaggio dell'acqua;
- linee di produzione nuove
- etc. etc..

Di seguito si riporta uno stralcio dell'elaborato di progetto ricevuto dalla committente.

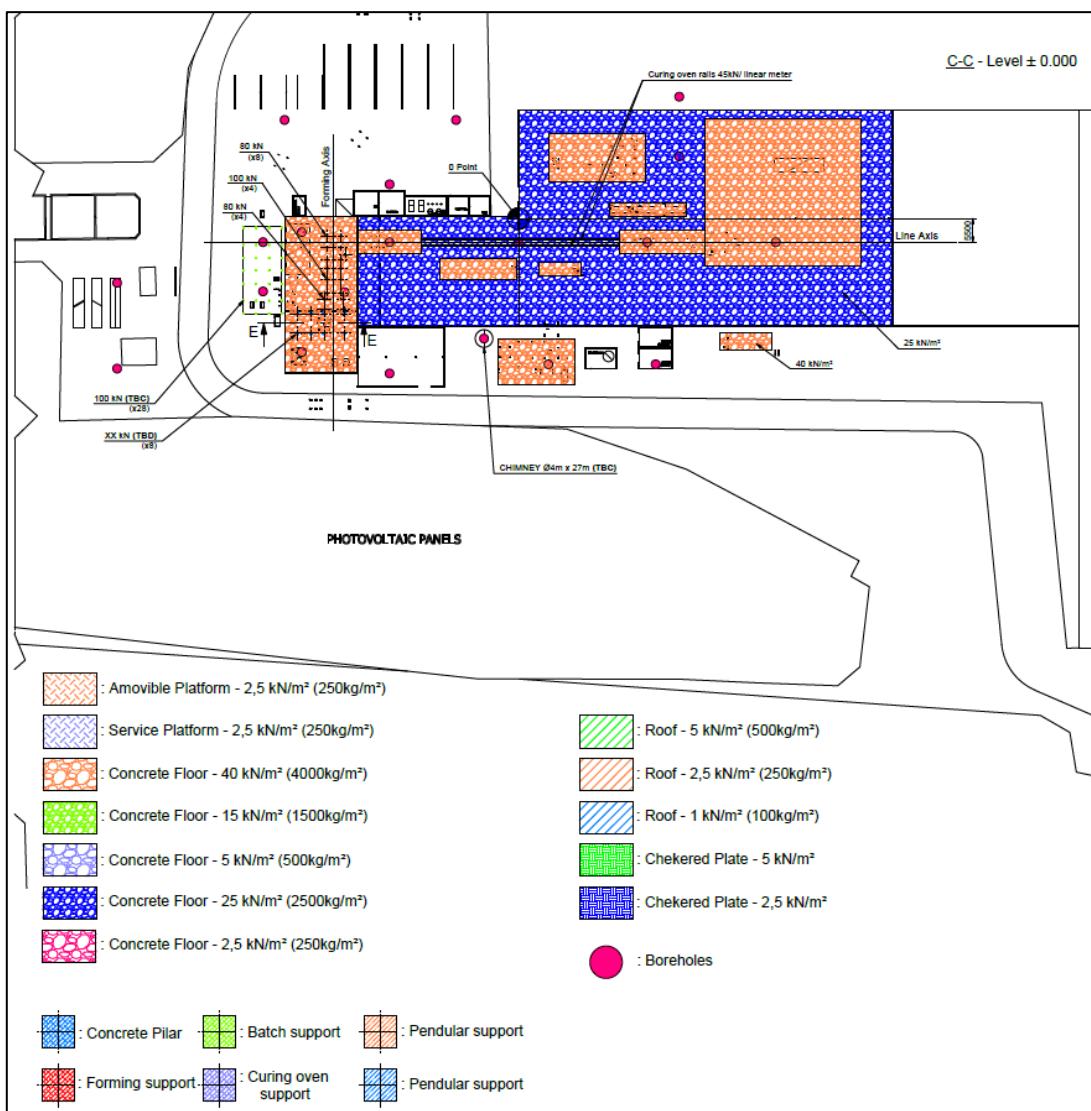


Figura 11

2. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

2.1. Inquadramento geografico geomorfologico

L'ambito in esame si colloca nella porzione sud-occidentale del territorio comunale di Caravaggio, Fraz. Vidalengo (BG) e sud - orientale del comune di Treviglio (BG), ad una quota di circa 122 m s.l.m. in un contesto stabile e pianeggiante, con debole vergenza verso sud, non si rilevano morfologie significative.

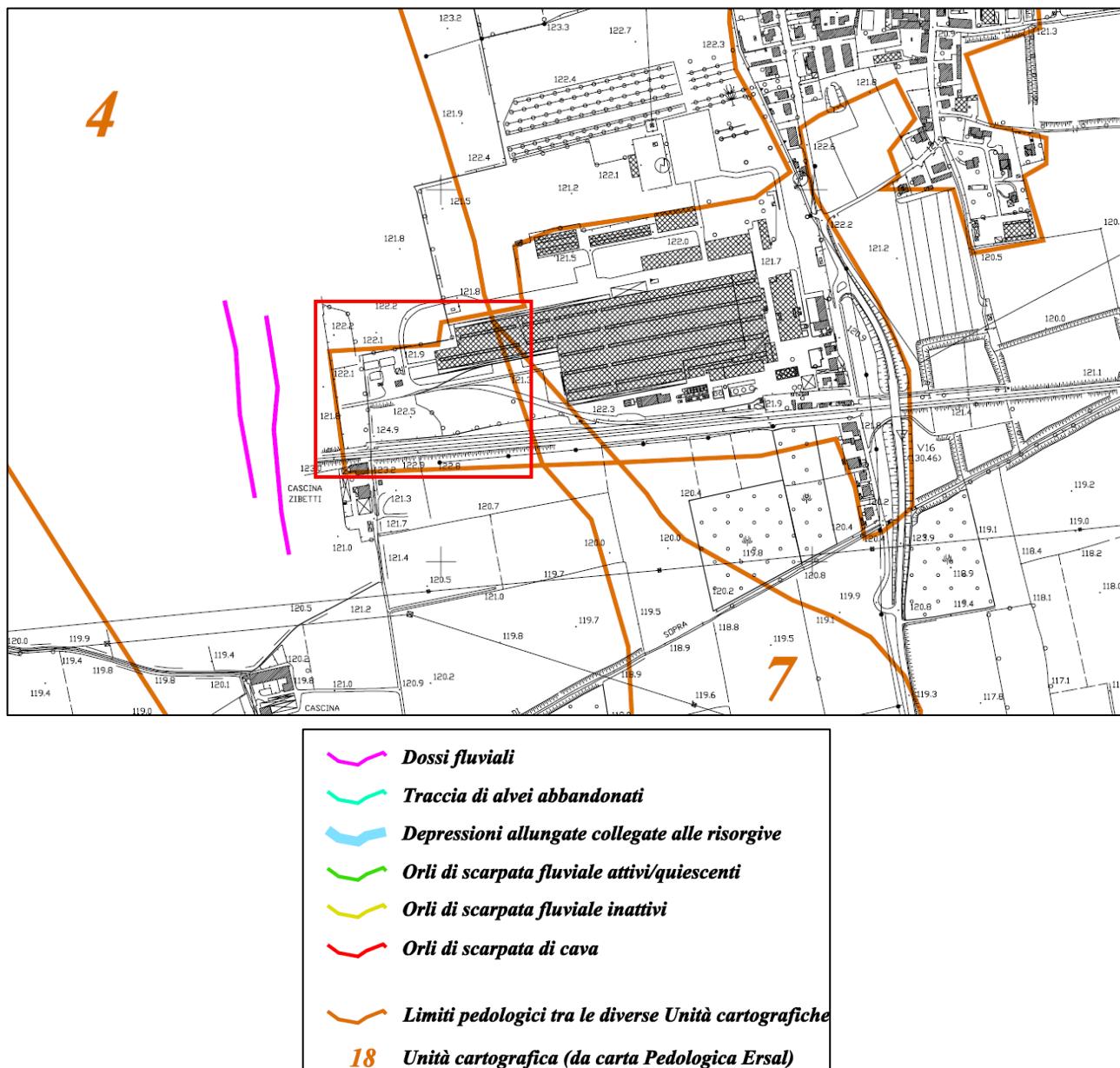
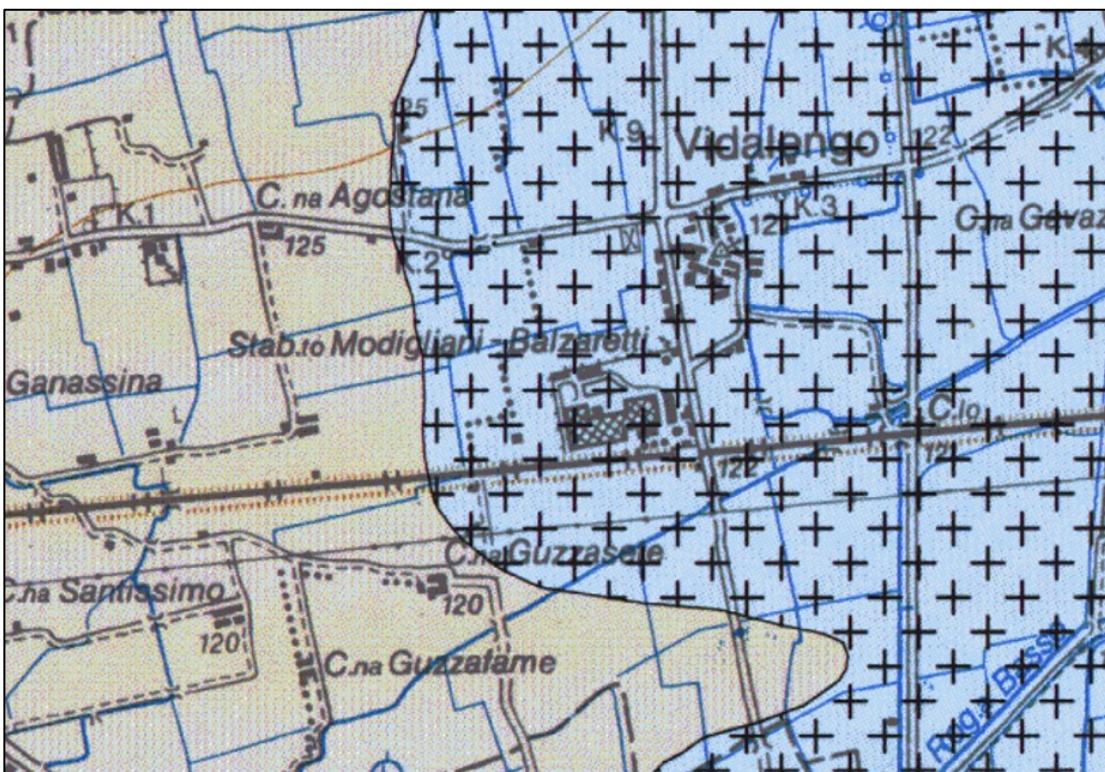


Figura 12 - Stralcio della carta geomorfologica con elementi geopedologici (da PGT comune di Caravaggio)

2.2. Caratteri geologici dell'area

La porzione di bassa pianura bergamasca in cui si trova Vidalengo è relativamente omogenea dal punto di vista geologico. Vi affiorano depositi terrigeni continentali di età pleistocenico-olocenica prodottisi per il succedersi dei periodi glaciali a quelli interglaciali e, successivamente ad opera dall'attività fluviale post-glaciale.

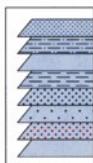
Di seguito si riporta uno stralcio della carta geologica della provincia di Bergamo



UNITÀ UBIQUITARIE

UNITÀ POSTGLACIALE (119)

- 119a) depositi di versante.
- 119b) depositi di conoide.
- 119c) depositi alluvionali.
- 119d) depositi lacustri, palustri e di torbiera.
- 119e) depositi glaciali.
- 119f) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Entisuoli.
- 119g) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Inceptisuoli.
- 119h) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Inceptisuoli rubefatti o da Alfisuoli poco espressi.
Morfologie ancora in evoluzione. **PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE**



COMPLESSO DEL BREMBO (80)

Depositi glaciali, fluvioglaciali alluvionali e di versante. Superficie limite superiore: morfologie ben conservate, profili di alterazione inferiori a 1,6 m, scarsa alterazione dei clasti e della matrice, colore tra 7.5YR e 10YR, copertura loessica assente. Comprensivo di: **Unità dei Piani di Bobbio, Unità di Ornica, Unità di Mezzoldo, Unità di Bäresi, Unità della Cima di Menna, Unità dei Tre Pizzi, Unità di Val Mezzeno, Unità di Zogno, Unità di Treviglio. PLEISTOCENE SUPERIORE**

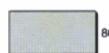


Figura 13 - Stralcio Carta geologica della prov. di Bergamo

Dalla carta geologica si evince che l'area in oggetto ricade nelle unità post glaciale costituita da depositi alluvionali in facies prevalentemente limoso – argillose, prossima al passaggio con l'unità di Treviglio:

Depositì fluviali post glaciali

- Unità post glaciale: litologia estremamente variabile con vaste zone a componente ghiaiosa alternate a zone a prevalente componente fine (limoso-argillosa).

Depositì fluvioglaciali

- Complesso del Brembo - Unità di Treviglio: ghiaie e sabbie limose a supporto clastico, con abbondanti ciottoli arrotondati o discoidali.

Le indagini geognostiche fanno propendere per un terreno più simile al complesso del Brembo anziché ai depositi post glaciali in facies limoso argillosa. Si rimanda ai paragrafi successivi per la descrizione di dettaglio delle indagini sito specifiche effettuate.

2.3. Caratteri idrogeologici dell'area

L'area d'intervento è contraddistinta dalla presenza di un acquifero freatico a bassa soggiacenza. Dallo SG di Caravaggio il livello freatico del primo acquifero è ubicato tra una quota piezometrica di 113 m s.l.m. e 114 m. s.l.m. per quanto concerne invece lo SG di Treviglio la piezometria è compresa tra i 116 m.s.l.m. e 117 m.s.l.m., a cui corrisponde rispettivamente una soggiacenza compresa tra 8-9m e 5-6m da p.c., il deflusso è essenzialmente nord - sud.

A conferma della bassa soggiacenza dell'acquifero freatico si rileva che, durante l'esecuzione dei fori di sondaggio BH1 e BH2, è stata riscontrata la presenza di acqua alle seguenti profondità:

- BH1: 5.42 m dal p.c.;
- BH2: 4.68 m dal p.c.:
- BH3 non misurata.

Come descritto in seguito i depositi presenti in sito sono caratterizzati da una elevata permeabilità, di seguito sono riportati gli stralci delle carte idrogeologiche indicate agli SG Comunali.

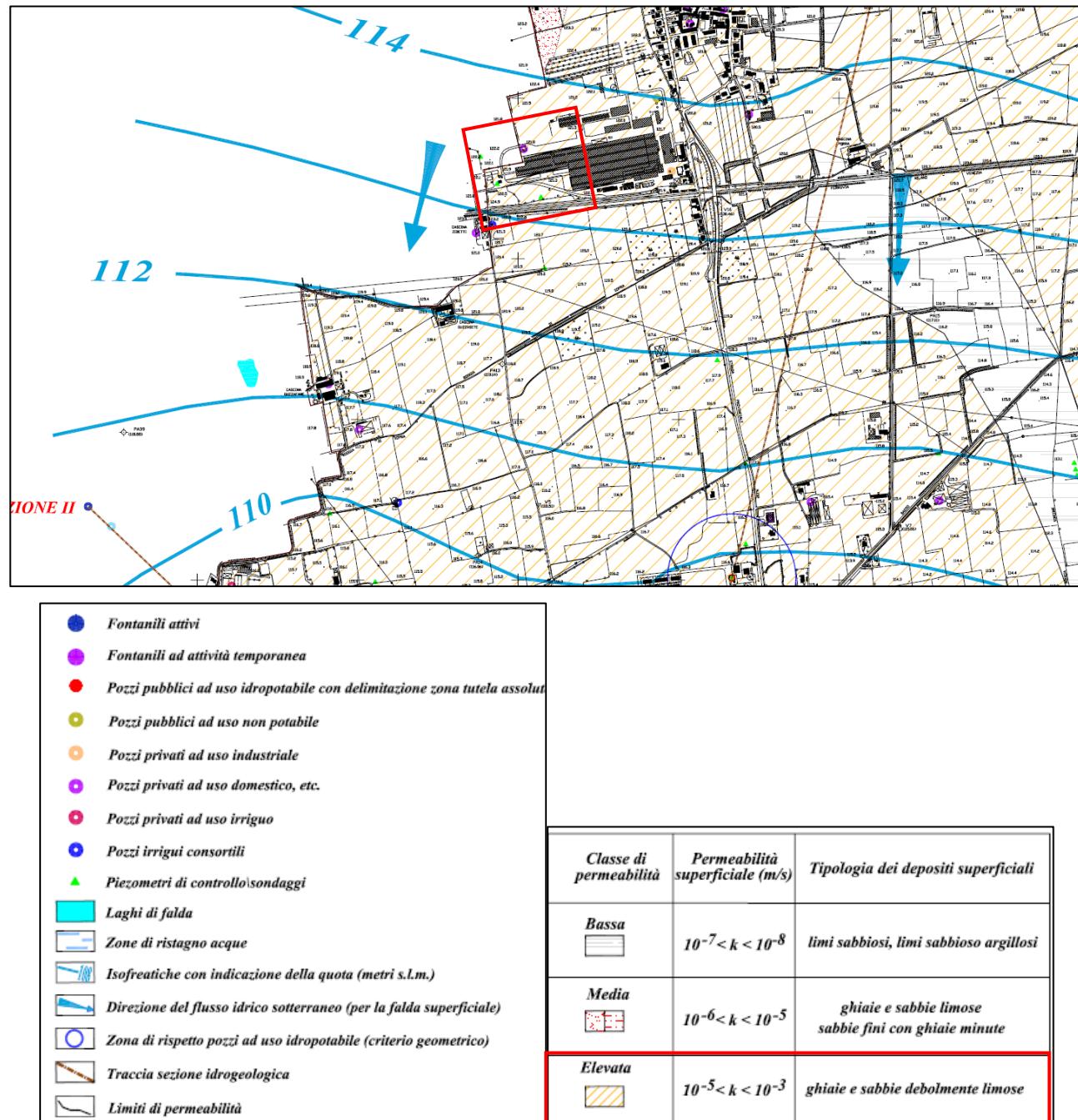
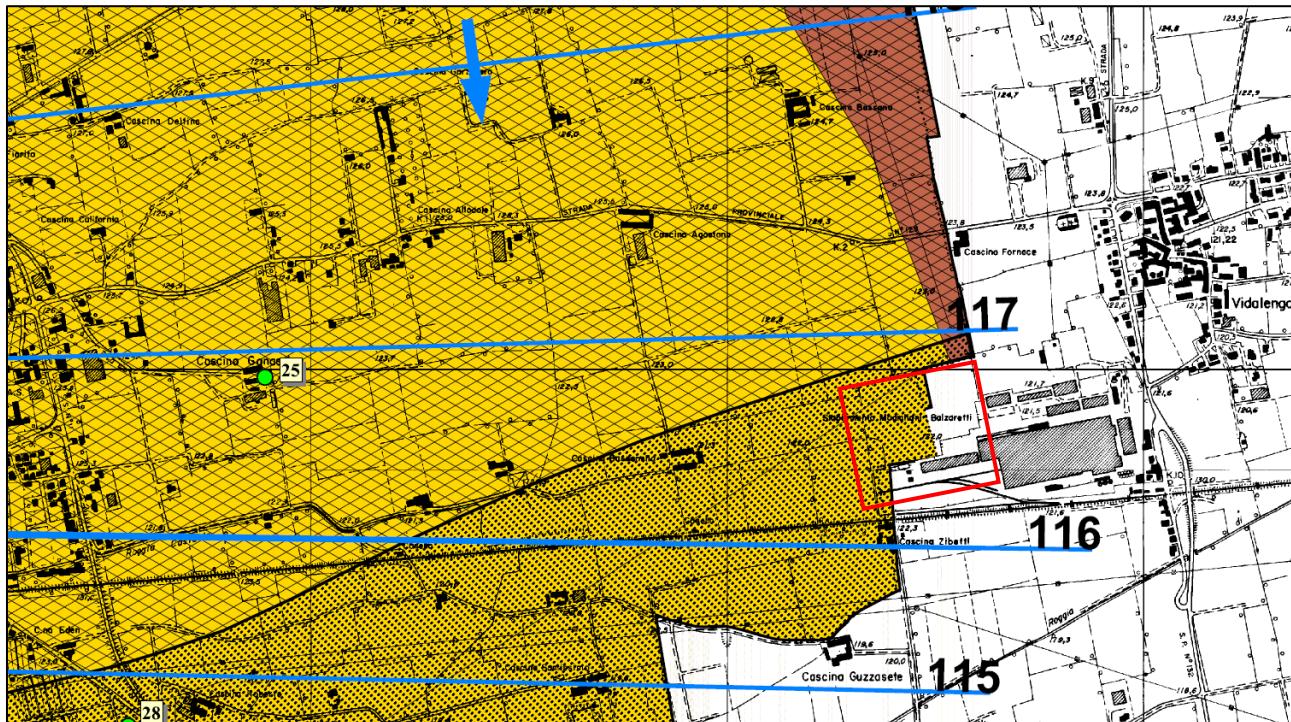


Figura 14 - Stralcio Carta idrogeologica e della vulnerabilità (da pgt comune di Caravaggio)



PERMEABILITA' DEI DEPOSITI SUPERFICIALI (K)			
DA BASSA in superficie a BUONA/ELEVATA in profondita'	Da DISCRETA in superficie a BUONA/ELEVATA in profondita'	BUONA/ELEVATA	BUONA/ELEVATA
(1)	(2)	(3)	(4)
1) Coperture limoso-argillose di spessore metrico con permeabilita' bassa seguite in profondita' da depositi ghiaiosi o ghiaioso-sabbiosi con permeabilita' da buona ad elevata. 2) Ghiaie e ghiaie sabbiose con permeabilita' da buona ad elevata, limitate in superficie da una diffusa matrice limoso-argillosa. 3) Ghiaie e ghiaie sabbiose con permeabilita' da buona ad elevata, generalmente prive di copertura superficiale. 4) Ghiaie e ghiaie sabbiose con permeabilita' da bassa ad elevata, ridotta solo in presenza di locali matrici limo-argillose superficiali.			
SOGGIACENZA MEDIA (S) DELLA FALDA			
S < 2 m	2 m < S < 5 m	5 m < S < 10 m	S > 10 m
VULNERABILITA' INTRINSECA DELL'ACQUIFERO			
DA BASSA A MODERATA	DA MODERATA AD ALTA	ALTA	DA ALTA AD ELEVATA
(1)	(2)	(3)	(4)
1) Acquifero generalmente confinato o semiconfinato in condizioni di vulnerabilita' da bassa a moderata. 2) Acquifero da semiconfinato a libero, i cui indici di vulnerabilita' sono mitigati da una diffusa matrice fine (limo-argilloso) negli orizzonti superficiali e da una significativa soggiacenza della falda nel settore settentrionale del territorio. 3) Acquifero generalmente libero; all'interno della classe di vulnerabilita', gli indici variano solo in funzione della soggiacenza. 4) Acquifero generalmente libero, con ridotta soggiacenza della falda, il cui grado di esposizione e' solo localmente mitigato da esili coperture fini.			

LEGENDA			
CORPI IDRICI SOTERRANEI			
Linea isopiezometrica della falda superficiale e relativa quota in m s.l.m. (Rilievo piezometrico ottobre 2008)		Direzione di flusso della falda superficiale.	

Figura 15 - Stralcio Carta idrogeologica e del sistema idrografico (da pgt comune di Treviglio)

2.4. Idrografia superficiale dell'area

Il reticollo idrografico è costituito da canali irrigui. Di seguito si riporta uno stralcio del reticollo idrografico regionale unificato: da quanto riportato sul Geoportale di Regione Lombardia l'area di intervento risulta prossima ad un corso d'acqua del reticollo idrico minore (RIM 03016053_0152) che però risulta assente nella carta dei vincoli di Caravaggio (*Figura 7*) e risulta essere stato stralciato nell'aggiornamento della carta dei vincoli di Treviglio (*Figura 8*).

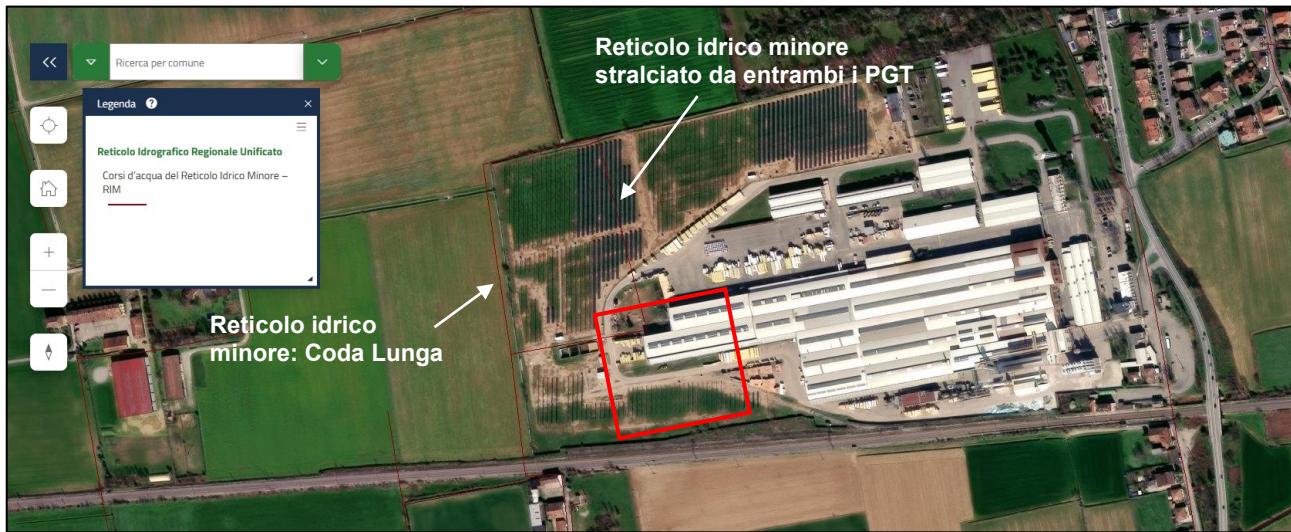


Figura 16 - Stralcio Reticollo Idrografico Regionale Unificato (da Geoportale Regione Lombardia)

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni in situ è stata effettuata una campagna d'indagine costituita da sondaggi geognostici con prove in foro, prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati e prove penetrometriche dinamiche, tutte le indagini in situ sono state effettuate dalla soc. Eurogeo srl di Paderno Dugnano (MI); la stessa ha affidato alla soc. Altair srl di Cinisello Balsamo (MI) l'esecuzione delle indagini di laboratorio.

Di seguito si riassumono le attività svolte meglio dettagliate nei paragrafi successivi e indicate nel report di indagine in allegato:

- n.3 sondaggi a carotaggio continuo (**BH1/2/3**) con prove Le Franc e SPT in foro arrestati alla profondità di 15m;
- n.5 campioni rimaneggiati per l'esecuzione di analisi di laboratorio;
- n.1 prospezione sismica di tipo **MASW**;
- n.7 prove penetrometriche dinamiche (**DPSH1/2/3/4/5/6/7**);
- n.6 prove di carico su piastra (**PLT1/2/3/4/5/6**) distribuite all'interno di 3 scavi esplorativi;

Nella **Figura 17** seguente si riporta uno stralcio planimetrico con l'ubicazione delle indagini effettuate.

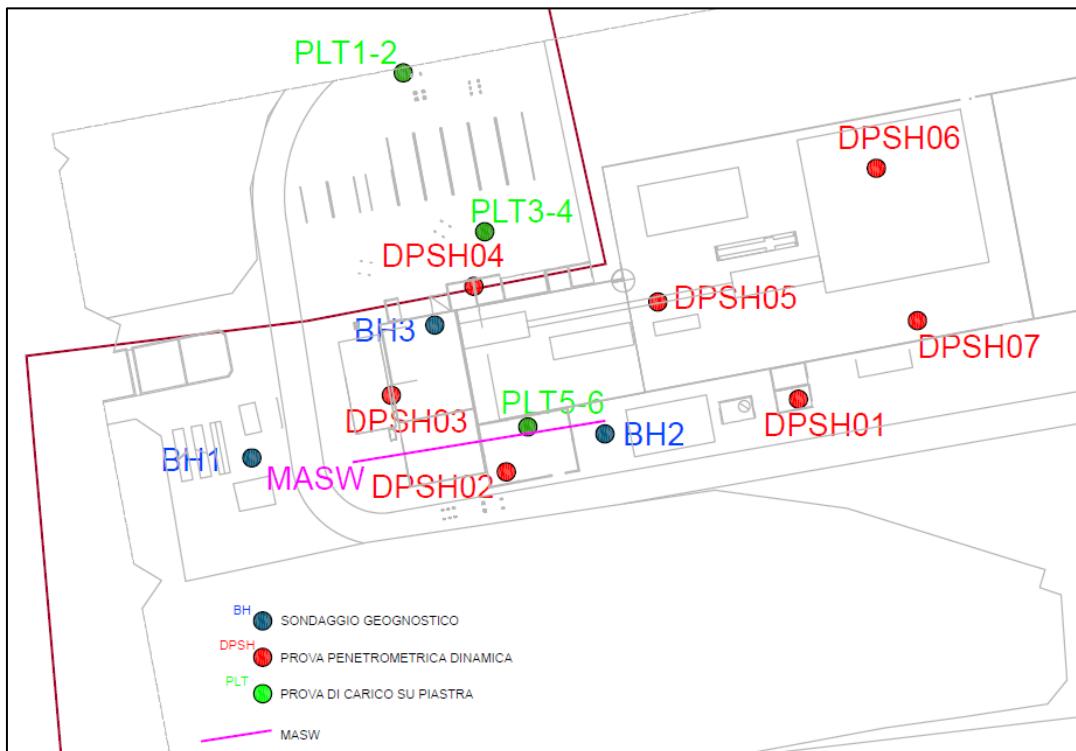


Figura 17 – ubicazione indagini geognostiche

L'indagine e la presente relazione è stata condotta in conformità a quanto disposto dalle seguenti norme:

- circolare LL.PP. del 24/09/88 del 24/09/88 n° 30483;
- AGI – Associazione Geotecnica Italiana: Raccomandazione sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (1977).

- A.S.T.M. D 1586-67 – “Standard Method for penetration test and split barrel sampling ad soils (1974).
- A.S.T.M. D4318-84 - limiti di Atterberg;
- A.S.T.M. D422) - analisi granulometriche per setacciatura;

Come zero di riferimento delle indagini è stato assunto il piano campagna.

INDAGINE	Q.ta P.C. (m s.l.m.)
BH 1	121.01
BH 2	120.79
BH 3	121.06
DPSH 1	120.76
DPSH 2	120.81
DPSH 3	120.99
DPSH 4	121.07
DPSH 5	120.92
DPSH 6	120.92
DPSH 7	120.81
PLT1/2	121.15
PLT3/4	120.98
PLT5/6	120.76

Tabella 1: quote punti di indagini eseguite

3.1. Sondaggi geognostici - Criteri e modalità esecutive

I sondaggi geognostici a carotaggio continuo sono stati eseguiti con una sonda COMACCHIO MC 12 dotata di coppia torcente di 12000 Nm, testa di rotazione con 8 selezioni di velocità, spinta/tiro di 12000 Kg, morse da 300 mm, e accessoriata con pompa per fanghi modello Nenzi TR 200.

Si tratta di una sonda a trasmissione idraulica, costituita da un motore a scoppio, un serbatoio di olio idraulico e varie pompe idrauliche azionate dal motore stesso. Questa porta l'olio in pressione e tramite tubi in gomma armata e distributori lo invia ai vari organi utilizzatori (testa di rotazione, argano, morse, svita aste, stabilizzatori, ecc.).

Utensili di perforazione sono stati un carotiere semplice lungo 1500 mm e con diametro 131 mm, preceduti da una valvola sferica di non ritorno e dotato di corona in widia, posto all'estremità di aste di manovra a sezione circolare lunghe 1500mm e 3000 mm e con diametro di 76 mm.

È stato necessario sostenere le pareti del foro mediante tubi di rivestimento del diametro di 152 mm infissi in spezzoni da 1500mm immediatamente dopo l'approfondimento del foro stesso.

Le carote prelevate sono state alloggiate in apposite cassette catalogatrici, da 5 m ciascuna.

I sondaggi sono stati spinti fino ad una profondità di 15 m dal piano campagna e entro il foro di sondaggio, in fase di avanzamento, sono state eseguite:

- prove Le Franc a carico variabile;
- prove SPT (Standard Penetration Test), per la determinazione indiretta dei parametri di resistenza e deformabilità. Le prove sono state condotte secondo la normativa ASTM D 1586-84 (Riapp. 92) impiegando un dispositivo di battitura con sganciamento automatico, con maglio da 63.5kg, aste Ø 50mm e campionatore Raymond con punta chiusa (rendimento del sistema di battitura 60%);

3.1.1. Prove di permeabilità Le Franc

Al fine di determinare la conducibilità idraulica del terreno in foro di sondaggio sono state effettuate n. 3 prove di permeabilità tipo Le Franc a carico costante.

Modalità esecutive:

- per la prova a carico costante il foro di sondaggio è stato riempito fino alla profondità di prova e sono state misurate le portate necessarie a mantenere il livello costante nel tempo.

I risultati delle prove sono riportati in allegato, di seguito si riassumono i valori ottenuti:

Sondaggio	Prova	Tipologia	Profondità (m da p.c.)	k (cm/s)	k (m/s)
BH1	LFV-01	a carico costante	3.00 - 3.50	1.52E-02	1.52E-04
BH2	LFV-02	a carico costante	4.00 - 4.50	4.91E-03	4.91E-05
BH3	LFV-03	a carico costante	4.00 - 4.50	1.88E-02	1.88E-04

Tabella 2

I valori di permeabilità ottenuti sono propri di un deposito con discreta/buona conducibilità idraulica, riconducibili a miscele di: GM ghiaie limose, miscele di ghiaia, sabbia e limo; GC ghiaie argillose, miscele di ghiaia, sabbia e limo; SM sabbie limose, miscele di sabbia e limo, SW sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente.

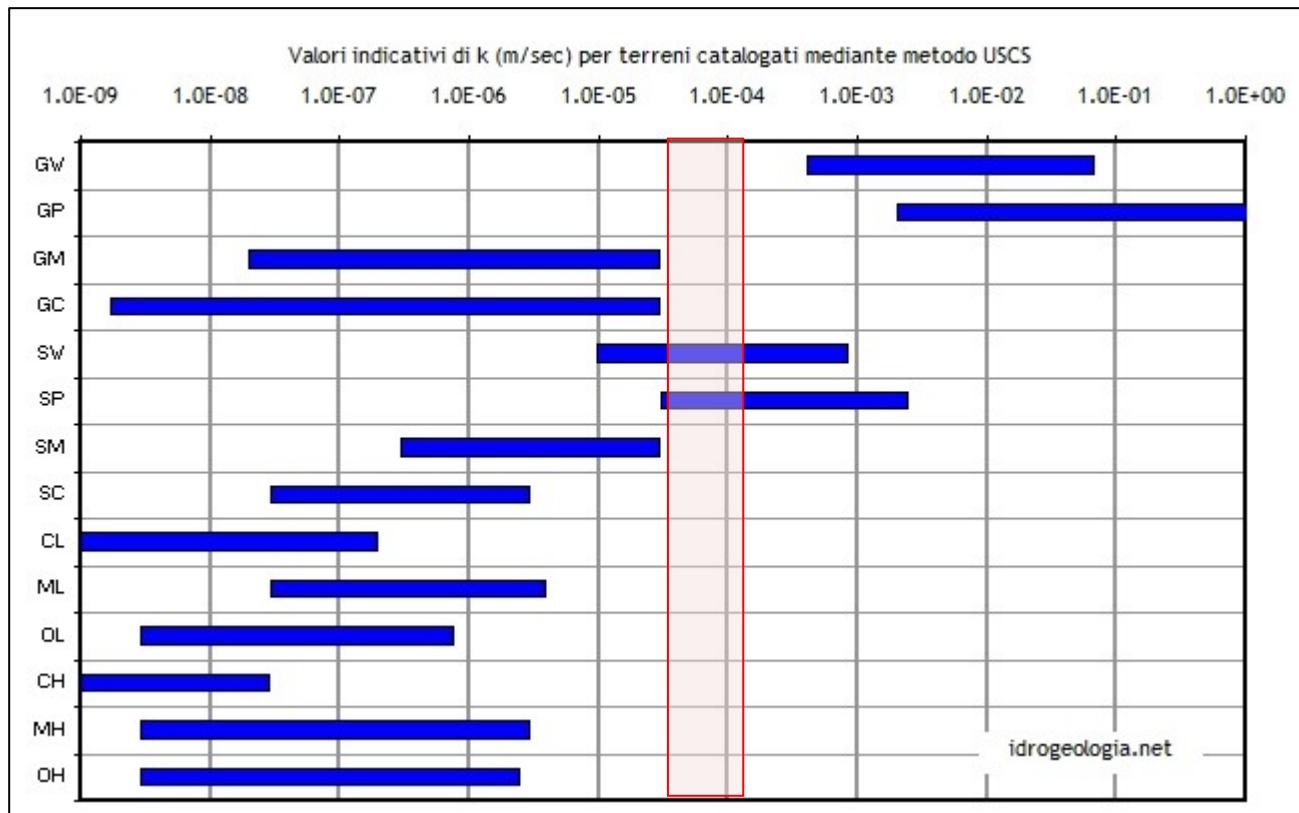


Figura 18 - Valori indicativi del coefficiente di permeabilità per una serie di terreni classificati sulla base del metodo USCS (Unified Soil Classification System).

3.1.2. Prove SPT

Le prove di resistenza alla penetrazione S.P.T. sono state eseguite nei fori di sondaggio BH1, BH2, BH3.

Le prove sono state eseguite in foro in avanzamento alle profondità indicate in seguito, le indagini sono state condotte secondo le modalità esecutive proposte dall'A.G.I. e in accordo con le modalità contenute nella norma ASTM 1586 e nella norma UNI EN ISO 22476-3:2012. L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione della prova è la seguente:

- Dispositivo di battitura con maglio a sganciamento automatico (63.50 kg), con caduta libera da H=75 cm e testa di battuta in acciaio;
- Aste di collegamento fra testa di battuta e campionatore Raymond L=3.00 m, ø=50 mm, giunte a nipplo m/m;
- Campionatore Raymond a punta aperta;

Nella tabella seguente vengono riportate le profondità di prova e il corrispondente valore di N_{SPT} (numero di colpi necessario ad una penetrazione del campionatore Raymond a punta chiusa per tre tratti di 15 cm).

SPT Sond. BH1				SPT Sond. BH2				SPT Sond. BH3			
Profondità da p.c. [m]	N ₁	N ₂	N ₃	Profondità da p.c. [m]	N ₁	N ₂	N ₃	Profondità da p.c. [m]	N ₁	N ₂	N ₃
1.5	18-50-R	R		1.5	13-34-50	R		1.5	4-12-38	50	
3	5-7-9	16		3	5-11-8	19		3	42-50-R	R	
4.5	5-9-24	33		4.5	13-13-14	27		4.5	20-26-26	52	
6	8-26-50	R		6	8-27-19	46		6	30-31-32	63	
7.5	45-50-R	R		7.5	7-10-12	22		8	22-21-33	54	
9	41-35-29	64		9	6-8-14	22		9	13-14-17	31	
10.5	6-13-28	41		10.5	18-34-26	60		10.5	28-24-34	58	
12	7-10-16	26		12	28-50-R	R		12	19-24-25	49	
13.5	44-34-33	67		13.5	42-37-24	61		13.5	28-42-50(R)	R	
15	36-50-R	R		15	12-27-50(R)	R		15	21-40-50(R)	R	

Tabella 3 – valori di SPT misurati in foro di sondaggio

In **Allegato** si riporta il report di indagine con tutte le indagini e prove svolte, le stratigrafie dei sondaggi e le prove di laboratorio e la documentazione fotografica delle indagini svolte.

3.2. Scavi esplorativi

Gli scavi esplorativi sono stati effettuati con escavatore meccanico, all'interno dello scavo sono state eseguite delle prove di carico su piastra alla profondità di -0.5m e -1.0m su fondo indisturbato.

Sono stati inoltre prelevati campioni rappresentativi sottoposti ad analisi chimiche, mentre nel solo scavo SC 2 è stato prelevato un campione per l'esecuzione di analisi di laboratorio geotecnico.

3.3. Prove penetrometriche dinamiche

Le prove penetrometriche sono state eseguite secondo i criteri standardizzati normalmente in uso, impiegando un penetrometro semovente superpesante (DPSH) tipo "Meardi AGI", avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- Peso del maglio: 73 kg
- Altezza di caduta: 75 cm
- Diametro della punta: 51 mm
- Conicità della Punta: 60°

Le verticali d'indagine sono state arrestate alle seguenti profondità:

- P1 a 2.40 m da p.c. per rifiuto all'avanzamento della punta;
- P2 a 1.80 m da p.c. per rifiuto all'avanzamento della punta;
- P3 a 4.50 m dal p.c. per rifiuto all'avanzamento della punta;
- P4 a 2.40 m dal p.c. per rifiuto all'avanzamento della punta;
- P5 a 0.90 m dal p.c. per rifiuto all'avanzamento della punta;
- P6 a 0.90 m dal p.c. per rifiuto all'avanzamento della punta;
- P7 a 0.60 m dal p.c. per rifiuto all'avanzamento della punta.

I diagrammi penetrometrici ottenuti sono riportati in allegato, i grafici delle prove indicano in ascissa il numero di colpi necessario per far avanzare la punta di 30 cm (N₃₀), in ordinata invece la profondità di avanzamento della punta (m). Durante le prove non è stata rilevata la presenza di acqua.

3.4. Prove di Carico su Piastra

Nell'ambito delle attività di indagine sono state effettuate all'interno degli scavi esplorativi Sc1, Sc2, Sc 3 delle prove di carico rispettivamente alle profondità di -0.5m -1.0m dal p.c. per complessive 6 prove.

Tali prove consentono di ottenere una utile indicazione sui requisiti di accettabilità dello strato di base per la realizzazione delle pavimentazioni esterne.

In linea generale valori di $M_d < 150 \text{ daN/cm}^2$ (150 kg/cm^2) non sono da ritenersi accettabili, valori inferiori necessitano di procedere con un addensamento ulteriore del terreno ovvero se tale operazione risultasse insufficiente occorrerà procedere ad altri interventi (drenaggi, correzioni, sostituzione) – (rif. Norma UNI 10006 – 2002)

TRINCEA	PROVA	PROF. (ma da p.c.)	Modulo di Deformazione M_d tra 50 - 150 kg/cm ² (1° ciclo)	E (kg/cm ²)	Modulo di Deformazione M_d' tra 50 -150 daN/cm ² (2° ciclo)
Sc 1	PLT 1	-0,50	193	113	3278
Sc 1	PLT 2	-1,00	560	329	3990
Sc 2	PLT 3	-0,50	92	54	690
Sc 2	PLT 4	-1,00	224	131	3059
Sc 3	PLT 5	-0,50	96	56	466
Sc 3	PLT 6	-1,00	135	79	3671

Tabella 4

3.5. Prove di laboratorio

Sono stati prelevati n.5 campioni rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione (prof.)	Granulometria	Limiti	Contenuto volumetrico d'acqua Wn
BH1	3.50-4.50	X	X	X
BH1	12.00-13.00	X	X	X
BH2	3.50-4.50	X	X	X
BH3	11.00-12.00	X	X	X
SCAVO2	0.80-1.00	X	X	X

Tabella 5 – Riepilogo delle prove di laboratorio

I campioni rimaneggiati sono stati selezionati dal carotaggio (o dallo scavo) nella fase di sistemazione dello stesso nella cassetta catalogatrice. Essi sono rappresentativi della granulometria e del materiale prelevato. Sono stati sigillati in sacchetti di plastica trasparente, contraddistinti con cartellino adesivo indelebile posto all'esterno del sacchetto riportante: nominativo della Committente e della località, n. del sondaggio, progressiva del campione e profondità di prelievo.

SOND.O / SCAVO			BH1	BH1	BH2	BH3	SCAVO2
CAMPIONE			CR1	CR2	CR1	CR1	
PROFONDITA'		m	3.5-4.5	12.0-13.0	3.5-4.5	11.0-12.0	0.8-1.0
Ghiaia g	(19-75)	%	0.00	22.31	12.85	28.42	34.24
Ghiaia f	(4,75-19,0)	%	20.34	19.66	21.76	31.26	28.10
Sabbia g	(2-4,75)	%	11.50	5.73	10.59	7.60	5.91
Sabbia m	(0,425-2)	%	18.98	25.48	14.97	14.80	7.79
Sabbia f	(0,075-0,425)	%	15.20	19.49	12.86	12.95	11.86
Limo+argilla	(<0,075)	%	33.99	7.34	26.98	4.98	12.10
Limo	(0,005-0,075)	%	22.41	5.90	18.71	4.00	5.95
Argilla	(<0,005)	%	11.58	1.44	8.26	0.98	6.16
Limite Liquido	WL	%	20.00	-	19.00	-	26.00
Limite Plastico	WP	%	16.00	-	14.00	-	16.00
Indice di Plasticità	IP	%	4.00	-	5.00	-	10.00
Indice di Cons.za	I _C	-	2.30		3.12		1.55
Indice di Liquidità	I _L	-	-1.30		-2.12		-0.55
Indice di attività	I _A	-	0.35		0.61		1.62
Den.ne ASTM			SC-SM	SW-SM SW-SC	SC-SM	GW	GC
Peso S.co dei grani	Gs	Mg/mc	-	-	-	-	-
Coeff. di Uniformità D ₆₀ /D ₁₀	CU	-	-	42.5	-	58.5	-
Coeff. di Curvatura D ₃₀ ² / (D ₁₀ x D ₆₀)	CC	-	-	0.3	-	0.6	-
Contenuto d'acqua	Wn	%	10.8	9.8	3.4	6.9	10.5

Tabella 6 – Riepilogo dei risultati di prova

3.5.1. Analisi granulometriche

I campioni prelevati sono stati sottoposti ad analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione.

Nel grafico seguente sono riportate, per ciascuna granulometria, le percentuali delle singole frazioni granulometriche: ghiaia grossa/fine, sabbia grossa/medio/fine, limo e argilla.

In linea generale si osserva come per tutti i casi si tratti di “terre ghiaioso – sabbiose” (CNR-UNI 10006) con passante al setaccio UNI 2332 (0.075 mm) < 35%, localmente prevale la frazione sabbiosa e localmente quella ghiaiosa.

La massima frazione di limo + argilla rinvenuta è stata di 33.99 % nel solo sondaggio BH1 CR1, dove si è registrata anche la massima % di argilla.

Nei campioni più profondi (BH1 CR2 e BH 3 CR1) la frazione fine (limo + argilla) scende sotto il 10%.

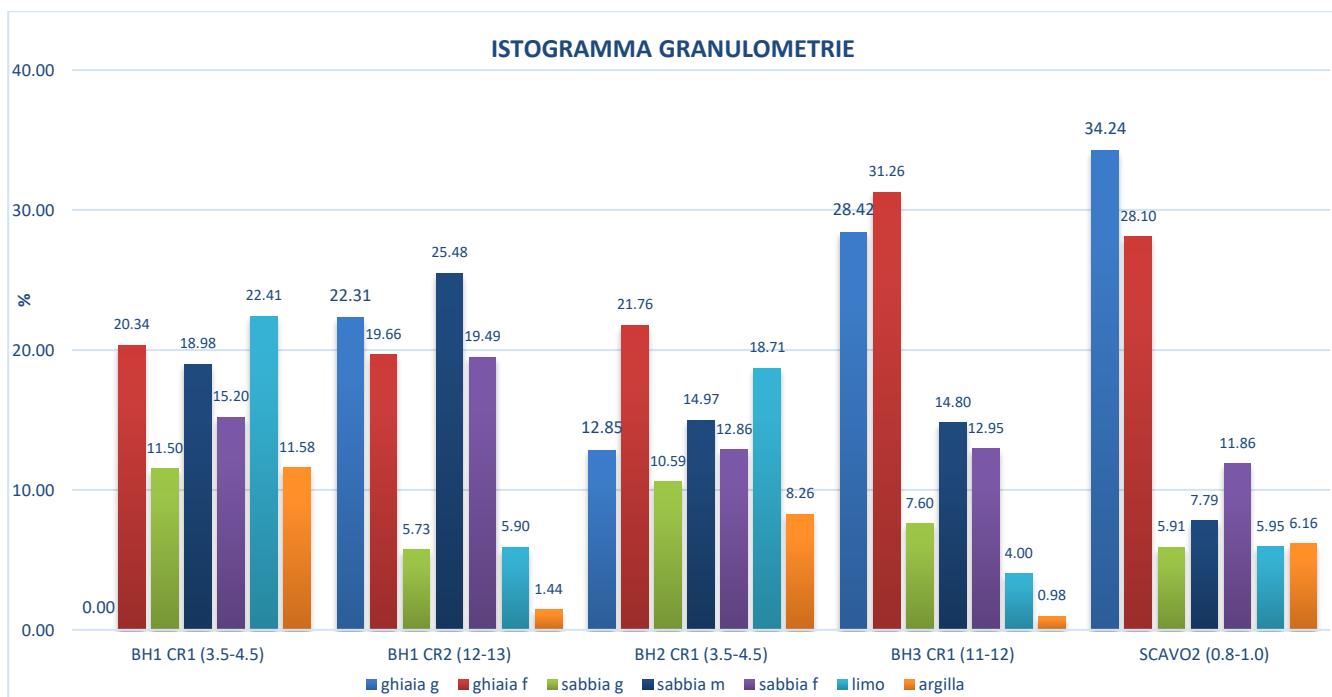


Grafico 1 – frazioni granulometriche desunte delle analisi condotte

- BH1 CR1 (3.5-4.5): sabbia limoso ghiaiosa argillosa;
- BH1 CR2 (12-13): sabbia con ghiaia debolmente limosa (argilla in tracce);
- BH2 CR1 (3.5-4.5): sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa;
- BH3 CR1 (11-12): ghiaia con sabbia (limo e argilla in tracce);
- SCAVO 2 (0.8-1.0): ghiaia con sabbia debolmente argillosa, debolmente limosa.

Il diametro efficace “ D_{10} ” è mediamente inferiore a 0.1 mm ad indicare che è sempre presente una frazione a granulometria fine (sabbie fini /limi /argille). I Valori di CU invece (coefficiente di uniformità D_{60} / D_{10}), ove calcolati, sono sempre superiori a 5, si tratta di valori propri di terreni disuniformi, ben assortiti.

3.5.2. Indici di Atterberg

L'utilizzo degli indici derivanti dai test di plasticità costituisce un elemento di notevole interesse geotecnico, in quanto la loro semplicità realizzativa, la loro economicità e replicabilità hanno permesso lo sviluppo di numerose correlazioni con altri parametri geotecnici, in particolare con gli indici di compressibilità, con la coesione non drenata.

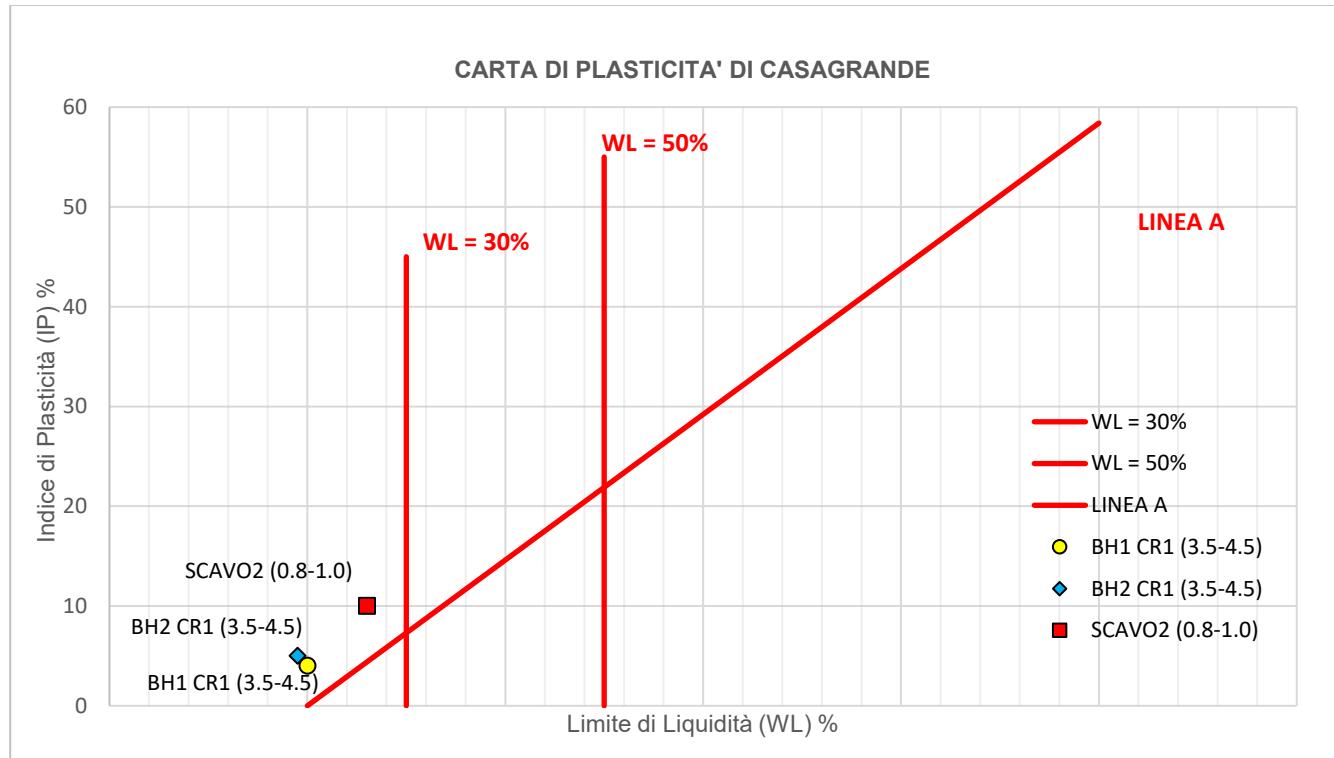
SONDAGGIO-CAMPIONE	BH1 CR1 (3.5-4.5)	BH1 CR2 (12-13)	BH2 CR1 (3.5-4.5)	BH3 CR1 (11-12)	SCAVO2 (0.8-1.0)
SONDAGGIO	BH1	BH1	BH2	BH3	SC. 2
PROFONDITA' (m)	3.5-4.5	12.0-13.0	3.5-4.5	11.0-12.0	0.8-1.0
Relazioni					
Indici di Atterberg – Coeff. di Compressione					
<i>Indice di compressione, Cc=0.009 (WL-10)</i>	0.09		0.08		0.14
<i>Indice di compressione, Cc=0.01 (Wn-5)</i>	0.06	0.05	-0.02	0.02	0.06
<i>Indice di compressione, Cc=0.00234 WL Gs</i>		0.00			
<i>Indice di ricompressione, Cr=0.003 (Wn+7)</i>	0.05	0.05	0.03	0.04	0.05
<i>Indice di ricompressione, Cr=0.000463 WL Gs</i>					
<i>Coefficiente di consolidazione primario, Cv</i>	0.10		0.15		0.01
Relazioni					
Indici di Atterberg – Angolo di attrito residuo					
$\phi'r' = 453.1 W_L^{-0.85}$	35.51		37.09		28.41
$\phi'r' = 40^\circ - 2.07 IP^{0.49 \pm 2}$	35.92		35.45		33.60
$\phi'r' = -0.34 IP + 32.1^\circ$	30.74		30.40		28.70

Tabella 7: correlazioni con gli indici di Atterberg – tali correlazioni sono da ritenersi poco significative poiché non rappresentative dell'intero materiale

3.5.3. Classificazione terreni in base alla plasticità

Da una prima disamina delle risultanze di prova secondo la carta di plasticità di Casagrande (*Figura 19*) è possibile descrivere tutti i campioni come:

- ARGILLE INORGANICHE DI BASSA PLASTICITÀ



- | | |
|---|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 1) Limi inorganici di bassa compressibilità 2) Limi inorganici di media compressibilità e limi organici 3) Limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche | <ol style="list-style-type: none"> 4) Argille inorganiche di bassa plasticità 5) Argille inorganiche di media plasticità 6) Argille inorganiche di alta plasticità |
|---|---|

Figura 19: Carta della plasticità (Casagrande)

In base all'indice plastico i terreni si possono dividere in:

Indice di plasticità ($I_p = WL - WP$)	Grado di plasticità	Campione
0 ÷ 4	Non Plastic	BH1 CR1 (4%)
5 ÷ 14	Debolmente Plastic	BH2 CR1 (5%) / SC2 (10%)
15 ÷ 40	Plastic	
>40	Molto Plastic	

Tabella 8: plasticità di una terra in funzione dell'indice plastico

Il valore di I_p dipende:

- dalla percentuale di argilla: l'ampiezza del campo plastico dipende dalla quantità relativa dei minerali argilosi rispetto a quella dei minerali non argilosi. Se, al limite, scompare la frazione granulometrica inferiore a 2 μm , una terra non si presenta più plastica, poiché la plasticità è una caratteristica data dai minerali argilosi;
- dal tipo di minerale argilloso:
 - argille caolinitiche (a bassa plasticità);
 - argille illitiche (a media plasticità);
 - argille montmorillonitiche (ad alta plasticità).
- dalla natura dei cationi adsorbiti: essa, a parità di minerale argilloso, ha molta influenza sulle caratteristiche dello strato adsorbito e quindi sul comportamento dell'argilla stessa.

Dalle risultanze di **Tabella 8** emergono dei terreni da non plastici a debolmente plastici.

Allo scopo di correlare il contenuto naturale d'acqua di una terra con i suoi limiti e indicativamente per caratterizzare meccanicamente un terreno argilloso è stato introdotto l'indice di consistenza I_c .

Indice di Consistenza $I_c = (w_L - w) / I_p$ (Grado di Consistenza)	Campione
< 0 (Fluida)	
0 ÷ 0.25 (Fluido – plastica)	
0.25 ÷ 0.50 (Molle – plastica)	
0.50 ÷ 0.75 (Plastica)	
0.75 ÷ 1.00 (Solido – plastica)	
> 1.00 (Semisolida)	BH1 CR1 (3.5-4.5) (2.30) BH2 CR1 (3.5-4.5) (3.12) SCAVO2 (0.8-1.0) (1.55)

Tabella 9: Consistenza di una terra in funzione dell'indice di consistenza “ I_c ”. Come valore di w è stato utilizzo il contenuto volumetrico d'acqua misurato sperimentalmente in laboratorio

Terreni con un basso indice di plasticità (campo plastico ridotto) sono molto sensibili a variazioni, anche molto modeste, del contenuto in acqua. Essi possono passare, con una modesta variazione del contenuto d'acqua, direttamente dallo stato semisolido a quello liquido. Al contrario, terreni con un elevato indice di plasticità, sottoposti a un carico esterno, non equilibrano il loro stato se non dopo la perdita di una notevole quantità di acqua.

Esiste quindi una correlazione fra la plasticità e la compressibilità di una argilla. Inoltre, l' I_p è legato ai parametri di resistenza, poiché con l'aumentare della plasticità, ossia del contenuto in argilla, diminuisce l'attrito in condizioni drenate.

Un indice di liquidità negativo è proprio di un terreno molto consistente, un terreno di bassa consistenza presenta indice di liquidità prossima all'unità.

I campioni analizzati hanno indici di consistenza propri di terreni consistenti (grado di consistenza semisolida).

4. UNITÀ LITOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Sulla base delle indagini disponibili è stata effettuata una caratterizzazione sito-specifica del sito, che ha consentito di definire un modello geologico – tecnico con l'identificazione delle unità litotecniche del sottosuolo e successivamente la definizione della parametrizzazione geotecnica del terreno.

4.1. Risultati dell'indagine – Unità litotecniche

La caratterizzazione del sottosuolo viene effettuata mediante l'interpretazione dei diagrammi penetrometrici / e dei sondaggi geognostici, alla luce della storia geologica che ha interessato l'area di indagine, nonché della composizione litologica del materiale, informazioni dedotte dalle fonti di seguito indicate:

- studio geologico Comunale;
- indagini eseguite;

Dall'interpretazione delle prove, che presentano tra loro una buona correlabilità, sono state definite CINQUE unità litotecniche principali contraddistinte da differenti caratteristiche geotecniche:

- **PRIMA UNITÀ “Ltz 1”**

È lo strato più superficiale, rinvenuto per spessori variabili da 0.90 m nelle prove penetrometriche P1 e P2, a 1.20 m nella prova P4 e 2.10 m nella prova P3. Nelle prove P5-P6-P7 questa unità non è stata riscontrata poiché le prove sono state eseguite all'interno del capannone esistente e non hanno superato il sottofondo.

Litologicamente si tratta di ghiaia con sabbia debolmente argillosa, debolmente limosa. Presenta un grado di addensamento medio basso definibile come "mediamente addensato" (Clayton 1995).

- **SECONDA UNITÀ “Ltz 2”**

Rinvenuto alla base della prima unità nelle prove P1, P2, P3, P4 fino alla profondità di arresto per rifiuto, mentre nei sondaggi è stato rinvenuto a prof. comprese tra i 6 e 9 m dal p.c., localmente (BH 1 e BH 2), alternato al terzo strato.

In questa unità non sono stati prelevati campioni sottoposti ad analisi granulometrica sulla base del riscontro stratigrafico si tratta di ghiaie e sabbie limose / debolmente limose. Presenta un grado di addensamento elevato. Definibile come "molto denso" (Clayton 1995).

- **TERZA UNITÀ “Ltz 3”**

Si tratta di un orizzonte di terreno all'interno della seconda unità, contraddistinto da una riduzione del grado di addensamento, è presente sia nel sondaggio BH 1 che nel BH 2 per spessori di circa 3m. Si tratta principalmente di sabbia limoso ghiaiosa argillosa / sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa. Presenta un grado di addensamento medio. Definibile come "mediamente addensato" (Clayton 1995).

- **QUARTA UNITÀ “Ltz 4”**

Rinvenuto in continuità con il secondo strato, fino a 12m in BH1 e 9m in BH 2 e BH è contraddistinto da una riduzione dei valori di N_{SPT} rispetto allo strato soprastrante. Litologicamente si tratta principalmente sabbia con ghiaia debolmente limosa. Presenta un grado di addensamento medio. Definibile come "mediamente addensato" (Clayton 1995).

- **QUINTA UNITÀ “Ltz 5”**

Rinvenuto in continuità con il quarto strato, fino alla profondità di arresto dei sondaggi, 15 m da p.c.

È contraddistinto da un marcato incremento dei valori di N_{SPT} rispetto allo strato soprastrante. Si tratta principalmente di ghiaia con sabbia (limo e argilla in tracce). Presenta un grado di addensamento elevato, definibile come "molto denso" (Clayton 1995).

	DPSH01	DPSH02	DPSH03	DPSH04	DPSH05	DPSH06	DPSH07	BH1	BH2	BH3	
0.3	7	16	22	8	32	29	11				1° UNITÀ
0.6	6	14	13	7	69	67	R				2° UNITÀ
0.9	14	17	5	11	R	R					3° UNITÀ
1.2	22	29	4	17							4° UNITÀ
1.5	35	33	4	27				R	R	50	5° UNITÀ
1.8	38	R	5	34							
2.1	38		11	34							
2.4	R		33	R							
2.7			18								
3.0			15					16	19	R	
3.3			37								
3.6			45								
3.9			37								
4.2			36								
4.5			R					33	27	52	
4.8											
5.1											
5.4											
5.7											
6.0								R	46	63	
6.3											
6.6											
6.9											
7.2											
7.5								R	22	54	
7.8											
8.1											
8.4											
8.7											
9.0								64	22	31	
9.3											
9.6											
9.9											
10.2											
10.5								41	60	58	
10.8											
11.1											
11.4											
11.7											
12.0								26	R	49	
12.3											
12.6											
12.9											
13.2											
13.5											
13.8											
14.1											
14.4											
14.7											
15.0								R	R	R	

Tabella 10 – Unità litotecniche

5. RISPOSTA SISMICA LOCALE

La progettazione strutturale e geotecnica del comparto dovrà attenersi ai criteri contenuti nella D.G.R. del 30 novembre 2011 – n. IX/2016, recepiti e sviluppati nella nuova normativa in materia di costruzioni (D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le Costruzioni”).

5.1. Amplificazioni litologiche

La normativa vigente prevede che per le condizioni litologiche andrà attribuita una specifica categoria di suolo (previa esecuzione di specifiche indagini), tra quelle definite dalla tabella 3.2.II delle NTC 2018 ripresa di seguito, sulla base del profilo di Vs. I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in situ, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS_{eq} (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

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

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{S,eq} è definita dal parametro V_{S,30}, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	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.
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.
D	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.
E	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.

Tabella 11 - Tabella della categoria di sottosuolo

Si è pertanto fatto riferimento ad una indagine eseguita dagli scriventi presso l'area in esame.

L'indagine sismica è stata eseguita nel marzo 2024 mediante il metodo MASW attivo, dalla quale è emersa una velocità delle onde di taglio e del valore Vs Equivalente, necessario per la classificazione dei terreni di fondazione degli interventi in progetto nelle categorie di suolo descritte al paragrafo 3.2.2 delle N.T.C. 2018 "D.M. 17 del 17/01/2018".

L'indagine è consistita nell'esecuzione di n.1 stendimento sismico con metodologia MASW per la determinazione del profilo verticale delle onde di taglio e del valore Vs Equivalente, necessario per la classificazione dei terreni di fondazione degli interventi in progetto nelle categorie di suolo descritte al paragrafo 3.2.2 delle N.T.C. 2018 "D.M. 17 del 17/01/2018".

Pericolosità Sismica Locale – Secondo Livello Componente Geologica PGT

Per i Comuni Lombardi che ricadono in Zona sismica 3, la D.G.R. 30 Novembre 2011 – n. IX/2016 prevede di condurre un ulteriore approfondimento sismico denominato "secondo livello di approfondimento".

Il suddetto approfondimento consiste nel valutare, in termini di contenuti energetici, se il fattore di amplificazione "Fa" ottenuto da specifiche schede che descrivono i caratteri sito specifici dell'area (in termini di caratteri litologici, profondità del bedrock sismico, profilo delle onde di taglio "Vs" e periodo proprio del sito "T") è superiore o inferiore di quello proposto dalla Regione Lombardia (in funzione della categoria di suolo e del periodo) a cui si rifanno gli spettri della normativa nazionale (cfr. **Tabella 12**). Di seguito è riportata la tabella per valori di "Fa" che fanno riferimento all'intervallo di periodo compreso tra 0.1 – 0.5 secondi, ossia l'intervallo che si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide e all'intervallo di periodo compreso tra 0.5 – 1.5 secondi, ossia l'intervallo che si riferisce a strutture piuttosto alte con un numero di piani fuori terra maggiore di 5:

Comune	Intervallo Fa	Valori soglia			
		B	C	D	E
CARAVAGGIO	0.1 - 0.5	1.4	1.9	2.2	2.0
CARAVAGGIO	0.5 - 1.5	1.7	2.4	4.2	3.1

Tabella 12 - Soglie fornite dalla Regione Lombardia per singoli comuni

Valutazione dell'amplificazione litologica del sito

Sulla base delle caratteristiche geologiche/litologiche dell'area, si individua la litologia prevalente presente nel sito e per questa si sceglie la relativa scheda di valutazione di riferimento.

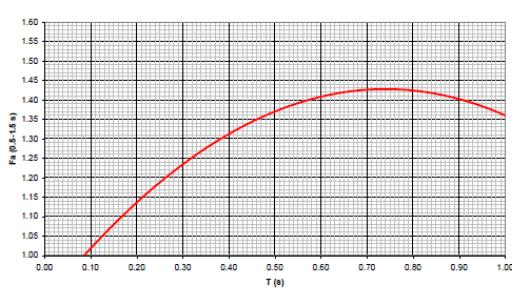
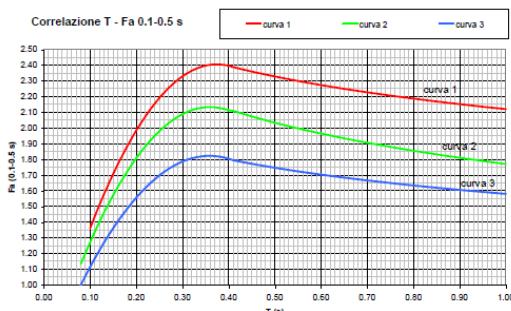
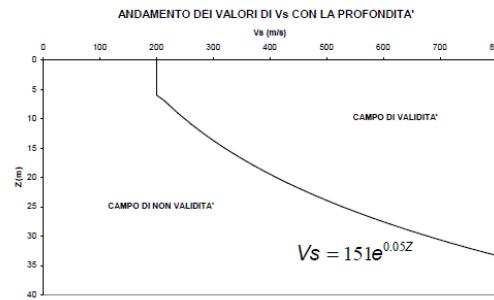
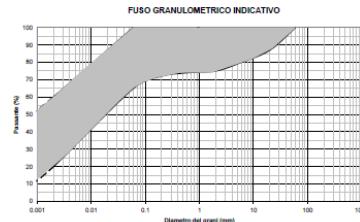
È stata scelta la scheda relativa alla litologia **LIMOSO ARGILLOSA TIPO 2** della DGR 2616/2011 (**Figura 20**), il cui profilo di Vs ricade nel campo di validità.

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – ARGILLOSA TIPO 2

PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA e NOTE: come per la litologia limoso - argillosa TIPO 1, a cui in aggiunta è possibile associare i seguenti range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per argille con limi ghiaiosi debolmente sabbiosi:

PARAMETRO	INTERVALLO
Peso di volume naturale	$\gamma [\text{kN/m}^3]$ 19.5-20.0
Peso specifico particelle solide	$\gamma_s [\text{kN/m}^3]$ 25.7-26.7
Contenuto d'acqua naturale	w [%] 20-25
Limite di liquidità	w_L [%] 30-50
Limite di plasticità	w_P [%] 15-20
Indice di plasticità	I_P [%] 15-30
Indice dei vuoti	e 0.5-0.7
Grado di saturazione	S_r [%] 90-100
Coefficiente di spinta a riposo	K_0 0.5-0.6
Indice di compressione	C_c 0.15-0.30
Indice di rigonfiamento	C_s 0.02-0.06
Coefficiente di consolidazione secondaria	C_a 0.001-0.005
Grado di consolidazione	OCR 1-3
Numeri colpi prova SPT (nei primi 10 m)	Nspt 15-30



$$Fa_{0.5-1.5} = -T^2 + 1.48T + 0.88$$

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

Figura 20 - Scheda effetti litologici – litologia limoso argillosa tipo 2

Scelta della curva T-Fa

Nel caso in esame, in virtù del p.to di acquisizione dell'indagine è stato scartato il primo metro di profondità del profilo di Vs.

$$Vs \text{ MASW} - \text{Primo strato: } ((358 * 7) / 7 = 358 \text{ m/s}$$

		Profondità primo strato (m)																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Velocità primo strato (m/s)	200				2	1	1														
	250				2	2	2	2	1	1	1										
	300				3	3	3	3	2	2	2	2	1								
	350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3						
	400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3				
	450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			
	500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
	600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
	700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	

Figura 21 - Matrice per la scelta della curva più appropriata per il calcolo del fattore di amplificazione – Scheda litologia limoso argillosa tipo 2.

Calcolo del periodo proprio del sito

A questo punto si calcola il periodo proprio del sito considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è uguale o superiore a 800 m/s con la seguente formula:

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

Prima Fase: verifica della congruità dell'andamento delle Vs con la scheda individuata.

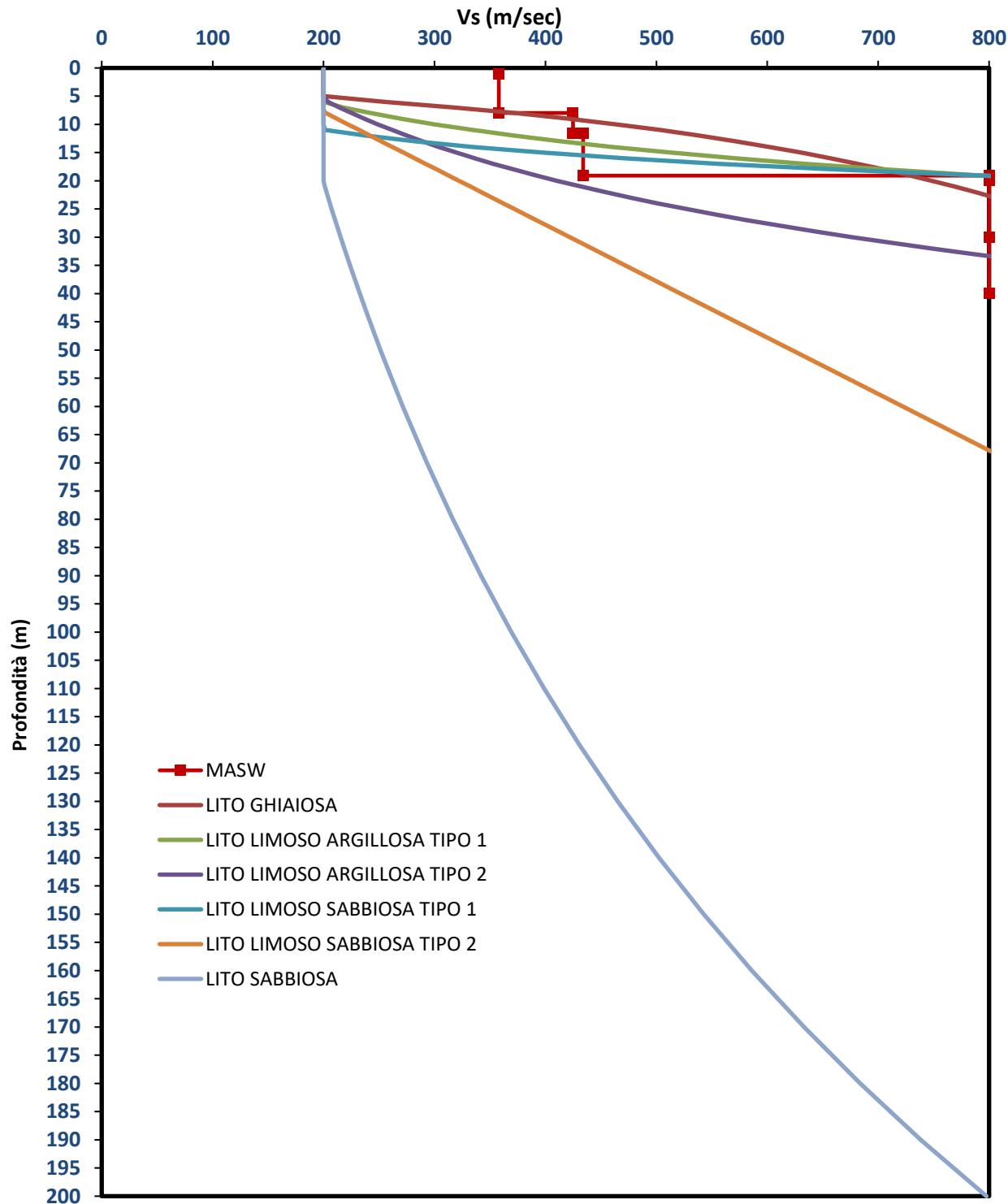


Figura 22 - Profilo delle Vs con la profondità

MASW

da [m]	a [m]	Vs [m/s]	Hi [m]	Vsi x Hi [m ² /s]
0	1	329	1	329
1	8	358	7	2506
8	11.6	425	3.6	1530
11.6	19.1	434	7.5	3255
19.1	20	800	0.9	720

Σ	18.1	7291
----------	------	------

T	0.1797
---	--------

*IN VERDE TRATTO INTERPOLATO FINO A 800 M/S
 *IN AZZURRO TRATTO DA ASPORTARE PER LA COST.
 DELL'EDIFICIO

Tabella 13 - Calcolo di T – MASW

Inserendo tale valore nei grafici di correlazione T-Fa si ricavano i seguenti valori di Fa per intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s:

Scheda litologia limoso argillosa tipo 2

Fa0.1-0.5				
Curva	Tratto polinomiale	Fa	Tratto logaritmico	Fa
1	0.10 < T ≤ 0.40		0.40 < T ≤ 1.00	
	Fa0.1-0.5 = -13.9T ² + 10.4T + 0.46	1.88	Fa0.1-0.5 = 2.12 - 0.30LnT	2.63
2	0.08 < T ≤ 0.40		0.40 < T ≤ 1.00	
	Fa0.1-0.5 = -12.8T ² + 9.2T + 0.48	1.72	Fa0.1-0.5 = 1.77 - 0.38LnT	2.42
3	0.05 < T ≤ 0.40		0.40 < T ≤ 1.00	
	Fa0.1-0.5 = -10.6T ² + 7.6T + 0.40	1.48	Fa0.1-0.5 = 1.58 - 0.24LnT	1.99

Tabella 14 - Valore di Fa

Confronto con i valori soglia calcolati dalla Regione

I valori così ottenuti sono stati paragonati ai valori di riferimento forniti dalla Regione Lombardia, e validi per il Comune di Caravaggio.

Il valore soglia calcolati dalla Regione per un suolo di tipo B (categoria di suolo di determinata con l'indagine MASW), ripreso dalla **Tabella 12**, è pari a 1.4:

MASW

Fa calcolato = **1.48** > Fa soglia cat. B = **1.4**

Il valore di Fa calcolato è superiore al valore di soglia di riferimento per un sottosuolo di tipo B, pertanto per l'area in esame è possibile affermare che la normativa è da considerarsi NON sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica. Si procederà quindi con il declassamento in categoria C per quanto riguarda edifici con periodi compresi fra 0.1 e 0.5. Non sono richieste le indagini e gli approfondimenti di 3° livello.

Si procede poi alla verifica per intervalli di periodo tra 0.5-1.5 s.

Fa0.5-1.5		
Curva		Fa
1	$Fa_{0.5-1.5} = -T^2 + 1.48T + 0.88$	1.11

Tabella 15 - Valore di Fa

Confronto con i valori soglia calcolati dalla Regione

I valori così ottenuti sono stati paragonati ai valori di riferimento forniti dalla Regione Lombardia, e validi per il Comune di Caravaggio.

Il valore soglia calcolati dalla Regione per un suolo di tipo B (categoria di suolo di determinata con l'indagine MASW), ripreso dalla **Tabella 12** per intervalli compresi tra 0.5-1.5s, è pari a 1.7:

MASW

Fa calcolato = 1.11 < Fa soglia cat. B = 1.7

Il valore di Fa calcolato è inferiore del valore di soglia di riferimento per un sottosuolo di tipo B, pertanto lo spettro di normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica. Non sono richieste le indagini e gli approfondimenti di 3° livello.

5.2. Condizioni topografiche

Per configurazioni semplici come il caso in esame si può adottare la classificazione riportata in tabella 3.2.III – NTC 2018.

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30m.

Considerato il contesto pianeggiante nel quale ricade l'area in esame, la categoria di appartenenza è la T1.

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 16 - Tabella riassuntiva delle quattro categorie topografiche.

Per considerare le condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, in funzione delle categorie topografiche definite in precedenza oltre naturalmente all'ubicazione dell'opera o dell'intervento, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 17 - Tabella dei valori massimi del coefficiente S_t

5.3. Stima della Pericolosità Sismica

Il primo passo consiste nella determinazione di a_g (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido).

Per tale determinazione è necessario conoscere le coordinate geografiche dell'opera da verificare.

Si determina quindi la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto.

La vita nominale “VN” di un'opera strutturale (§ 2.4.1 NTC 18) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Tabella 18** (Tab. 2.4.I delle NTC 18).

In questo caso è stato utilizzato un valore di V_N pari a 50 anni.

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 18 - Tabella della vita nominale per diversi tipi di opere

CLASSI D'USO (§ 2.4.2 NTC 18)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella.

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

Tabella 19 - Valori del coefficiente d'uso C_u .

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (\$2.4.3 NTC 18)

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 (se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni):

$$V_R = V_N \times C_U = 50$$

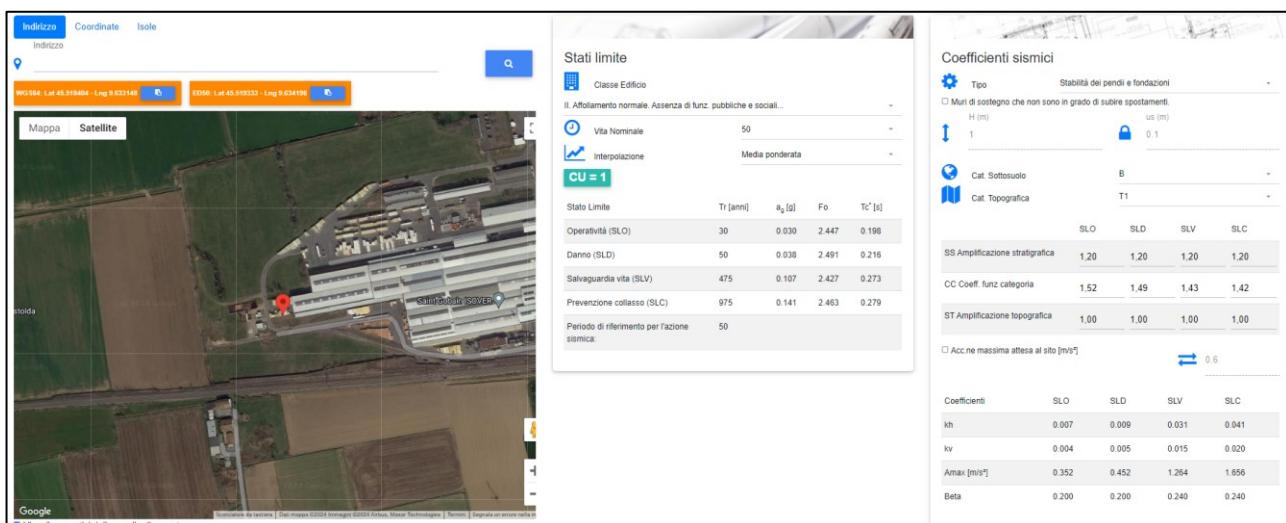
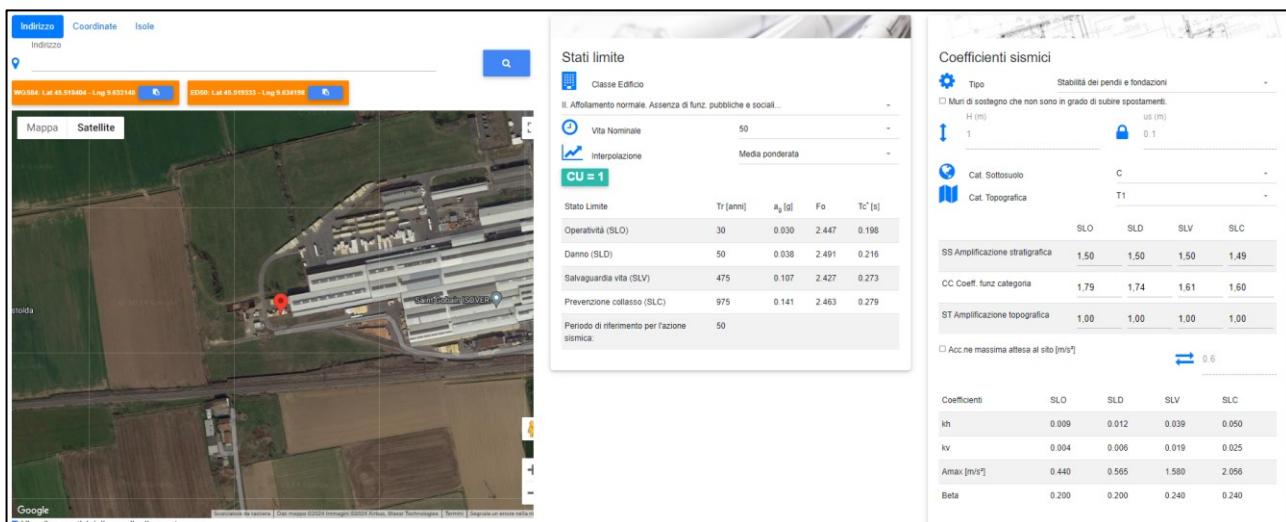


Figura 23 - Parametri sismici (www.geostru.com)

6. VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Il § 7.11.3.4.1 delle NTC 18 "Generalità" si afferma che:

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Al § 7.11.3.4.2 vengono indicate le condizioni per il quale, al verificarsi di almeno una di queste, può essere omessa la verifica a liquefazione:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata ($N_{10}^{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N_{10})^{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa).
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

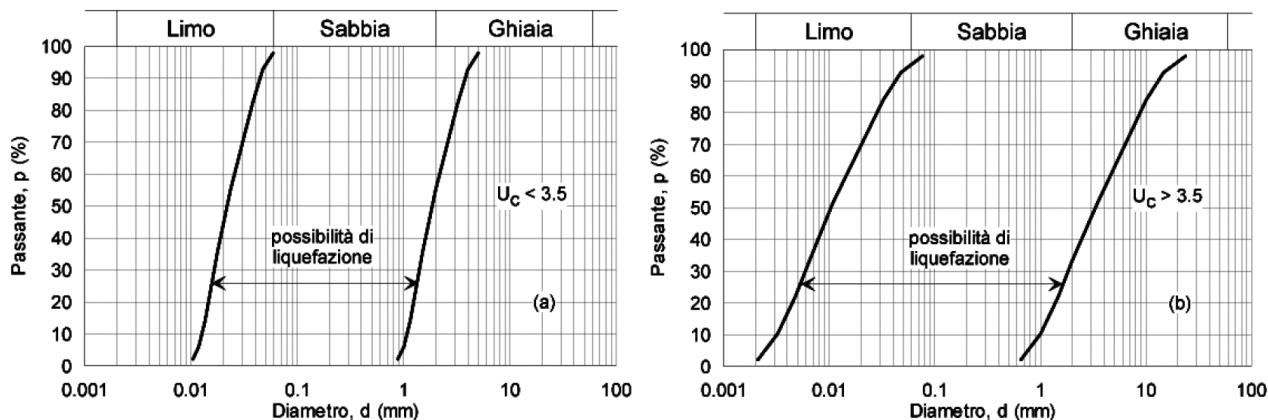


Figura 24 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (figura 7.11.1 NTC 2008)

Quando la condizione 1 non risulta soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

6.1. Accelerazione massima

Il valore di a_g [g] utilizzato nelle elaborazioni condotte, è quello relativo allo stato limite SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita), ossia:

a_g [g]	S_s	S_T	$a_g \times S_s \times S_T$
0.107	1.5	1	0.1605

Sulla base dei dati inseriti, i valori di accelerazione orizzontale massima a_g risultano localmente maggiori a 0,1g o prossimi a tale soglia.

6.2. Profondità media stagionale della falda

Sulla base delle indagini eseguite, è stata riscontrata la presenza della falda ad una profondità inferiore a 5.00 m dal p.c.

6.3. Resistenza penetrometrica normalizzata

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche è stata riscontrata la presenza di terreni sabbiosi con valori di $(N_1)_{60}$ ottenuti localmente < 30 colpi/piede, si rimanda ai paragrafi precedenti per i valori effettivi.

6.4. Fusi granulometrici

Di seguito si riportano i fusi granulometrici analizzati in funzione del range di possibilità di liquefazione. Le analisi granulometriche effettuate non evidenziano fusi granulometrici compatibili con la liquefazione poiché tutte le curve granulometriche (*Grafico 3*) presentano frazioni, fini e grossolane, che "escono" dal fuso granulometrico di riferimento.

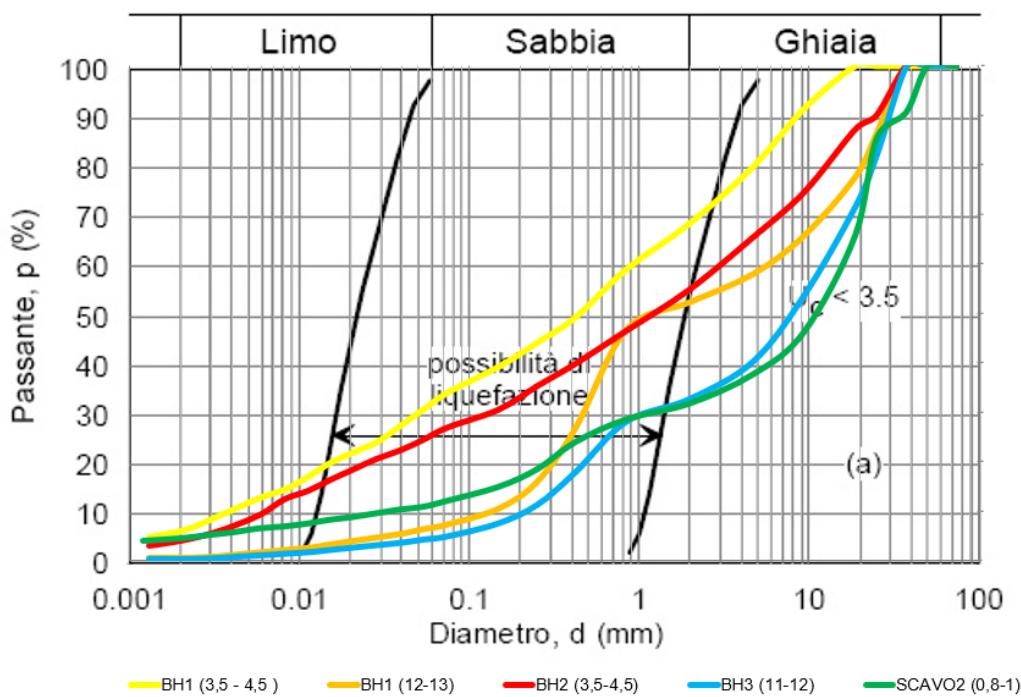


Grafico 2 - Fusi granulometrici analizzati Vs range di possibile liquefazione ($U_c <3.5$)

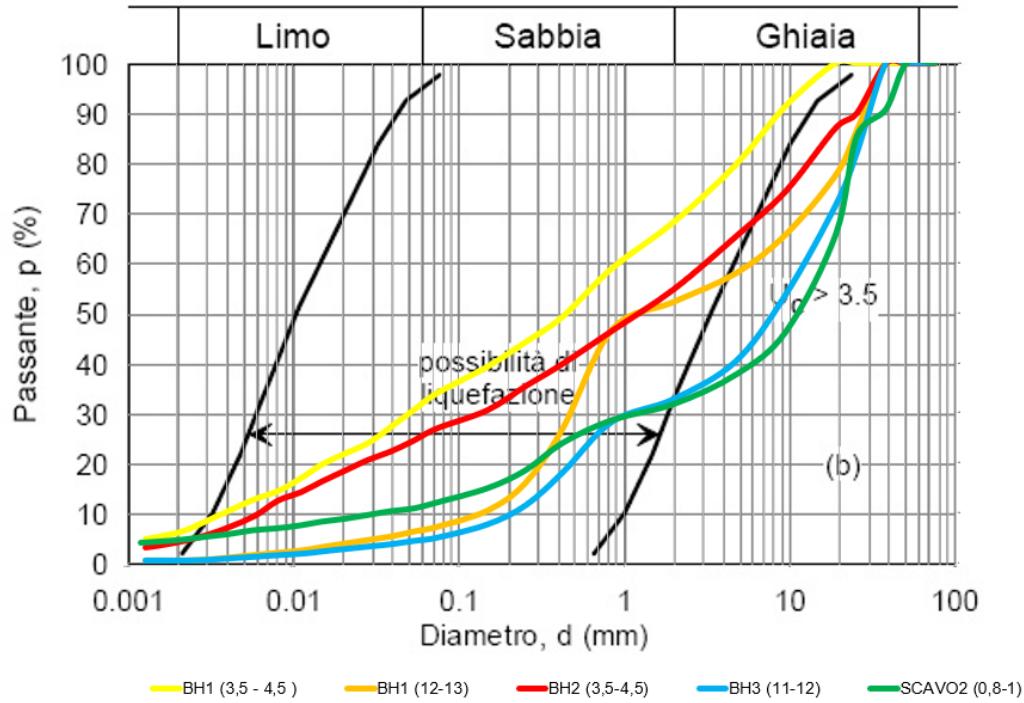


Grafico 3 - Fusi granulometrici analizzati Vs range di possibile liquefazione ($U_c > 3.5$)

7. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA

A descrizione del suddetto fenomeno si riporta quanto indicato nell'Allegato 3 Determinazione dell'Assemblea Legislativa Regione Emilia Romagna n°112 del 2007.

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi.

Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione come la somma della deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i-esimo per il suo spessore secondo la seguente equazione:

$$S = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta Z_i$$

Dove :

ε_{vi} : deformazione volumetrica dello strato i-esimo;

ΔZ_i : il suo spessore.

I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- terreni granulari saturi;
- terreni granulari insaturi;
- terreni coesivi soffici;

Nel caso in esame verrà applicata la procedura dei terreni granulari saturi.

7.1 Calcolo della Magnitudo

La valutazione è stata condotta applicando il metodo delle zone sismogenetiche, determinando dapprima la magnitudo fornita dalla seguente relazione: $Ms(i) = 1+3\log(R_i)$, se la stessa risulta inferiore alla Mw della zona per la quale è stata calcolata si assume come Mw il valore di magnitudo più alto tra le zone circostanti:

L'area in oggetto ricade all'interno della zona sismogenetica 907 a cui è associata una Mw pari a 5.91.

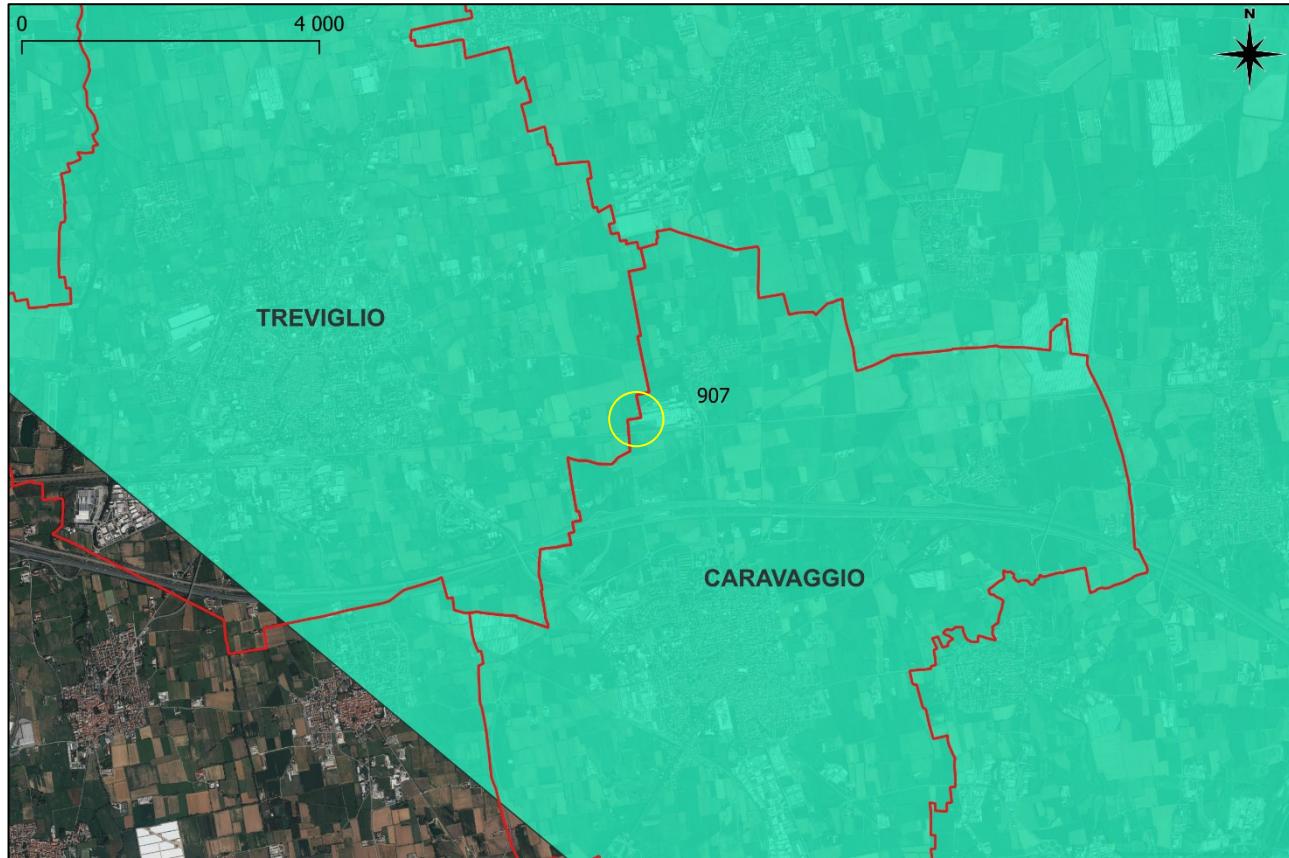


Figura 25 – zona sismogenetica 907 e area in oggetto

7.2 Stima dei sedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari

(N1)₆₀ = Prova BH2 (a titolo esemplificativo è stata utilizzata la prova BH2 che presenta localmente valori di (N1)₆₀ <30)

CSR (rapporto di tensione ciclica o sforzo di taglio ciclico equivalente normalizz., generato dal terremoto di progetto)

MSF = fattore di scala per magnitudo ricavabile per via grafica (da Idriss e Boulanger,2004 o secondo: (6.9exp(-M/4))-0.058)*

*Vedi ASPETTI GEOTECNICI DELLA PROGETTAZIONE SISMICA AGI

CEDIMENTI INDOTTI DAL SISMA (Tokimatsu e Seed, 1987)																			
ag [g]	0.107																		
Categoria di suolo	C																		
Ss	1.5																		
ST	1																		
a _{max}	0.1605																		
σ _{vo} [kg/cm ²]	pressione geostatica verticale totale alla generica profondità z																		
σ' _{vo} [kg/cm ²]	pressione geostatica verticale efficace alla generica profondità z																		
r _d	(1-0,00765z) per z<9,15m (1,174-0,0267z) per 9,15<z<23m																		
CSR	sforzo di taglio ciclico equivalente normalizzato, generato dal terremoto di progetto																		
P.i.f. [m]	1																		
Magnitudo, M	5.91																		
MSF	1.52																		
Prof.	γ	γ'	σ _{vo}	σ' _{vo}	(N1) ₆₀	r _d	CSR	MSF	(CSR)M=7.5	ε									
0.3	1.8	1.8	0.054	0.054		0.99771	0.10409	1.52	0.06863	<0,1									
0.6	1.8	1.8	0.108	0.108		0.99541	0.10385	1.52	0.06847	<0,1									
0.9	1.8	1.8	0.162	0.162		0.99312	0.10361	1.52	0.06831	<0,1									
1.2	1.8	1.8	0.216	0.216		0.99082	0.10337	1.52	0.06816	<0,1									
1.5	1.8	1.8	0.270	0.270	152	0.98853	0.10313	1.52	0.06800	<0,1									
1.8	1.8	1.8	0.324	0.324		0.98623	0.10289	1.52	0.06784	<0,1									
2.1	1.8	1.8	0.378	0.378		0.98394	0.10265	1.52	0.06768	<0,1									
2.4	1.8	1.8	0.432	0.432		0.98164	0.10241	1.52	0.06752	<0,1									
2.7	1.8	1.8	0.486	0.486		0.97935	0.10217	1.52	0.06737	<0,1									
3.0	1.8	1.8	0.540	0.540	20	0.97705	0.10193	1.52	0.06721	<0,1									
3.3	1.8	1.8	0.594	0.594		0.97476	0.10169	1.52	0.06705	<0,1									
3.6	1.8	1.8	0.648	0.648		0.97246	0.10145	1.52	0.06689	<0,1									
3.9	1.8	1.8	0.702	0.702		0.97017	0.10121	1.52	0.06674	<0,1									
4.2	1.8	1.8	0.756	0.756		0.96787	0.10097	1.52	0.06658	<0,1									
4.5	1.8	1.8	0.810	0.810	27	0.96558	0.10073	1.52	0.06642	<0,1									
4.8	1.8	1.8	0.864	0.864		0.96328	0.10049	1.52	0.06626	<0,1									
5.1	1.8	1.8	0.918	0.918		0.96099	0.10025	1.52	0.06610	<0,1									
5.4	1.8	1.8	0.972	0.972		0.95869	0.10002	1.52	0.06595	<0,1									
5.7	1.8	1.8	1.026	1.026		0.95640	0.09978	1.52	0.06579	<0,1									
6.0	1.9	0.9	1.083	1.053	41	0.95410	0.10237	1.52	0.06750	<0,1									
6.3	1.9	0.9	1.140	1.080		0.95181	0.10481	1.52	0.06911	<0,1									
6.6	1.9	0.9	1.197	1.107		0.94951	0.10711	1.52	0.07062	<0,1									
6.9	1.9	0.9	1.254	1.134		0.94722	0.10928	1.52	0.07205	<0,1									
7.2	1.9	0.9	1.311	1.161		0.94492	0.11132	1.52	0.07340	<0,1									
7.5	1.9	0.9	1.368	1.188	21	0.94263	0.11324	1.52	0.07466	<0,1									
7.8	1.9	0.9	1.425	1.215		0.94033	0.11506	1.52	0.07586	<0,1									
8.1	1.9	0.9	1.482	1.242		0.93804	0.11677	1.52	0.07699	<0,1									
8.4	1.9	0.9	1.539	1.269		0.93574	0.11839	1.52	0.07806	<0,1									
8.7	1.9	0.9	1.596	1.296		0.93345	0.11992	1.52	0.07907	<0,1									
9.0	1.9	0.9	1.653	1.323	20	0.93115	0.12137	1.52	0.08003	<0,1									
9.3	1.9	0.9	1.710	1.350		0.92569	0.12233	1.52	0.08066	<0,1									
9.6	1.9	0.9	1.767	1.377		0.91768	0.12285	1.52	0.08100	<0,1									
9.9	1.9	0.9	1.824	1.404		0.90967	0.12329	1.52	0.08129	<0,1									
10.2	1.9	0.9	1.881	1.431		0.90166	0.12365	1.52	0.08153	<0,1									
10.5	1.9	0.9	1.938	1.458	54	0.89365	0.12392	1.52	0.08171	<0,1									
10.8	1.9	0.9	1.995	1.485		0.88564	0.12413	1.52	0.08184	<0,1									
11.1	1.9	0.9	2.052	1.512		0.87763	0.12426	1.52	0.08193	<0,1									

11.4	1.9	0.9	2.109	1.539		0.86962	0.12432	1.52	0.08197	<0,1
11.7	1.9	0.9	2.166	1.566		0.86161	0.12433	1.52	0.08198	<0,1
12.0	1.9	0.9	2.223	1.593	86	0.85360	0.12427	1.52	0.08194	<0,1
12.3	1.9	0.9	2.280	1.620		0.84559	0.12416	1.52	0.08186	<0,1
12.6	1.9	0.9	2.337	1.647		0.83758	0.12399	1.52	0.08175	<0,1
12.9	1.9	0.9	2.394	1.674		0.82957	0.12377	1.52	0.08161	<0,1
13.2	1.9	0.9	2.451	1.701		0.82156	0.12350	1.52	0.08143	<0,1
13.5	1.9	0.9	2.508	1.728	50	0.81355	0.12318	1.52	0.08122	<0,1
13.8	1.9	0.9	2.565	1.755		0.80554	0.12282	1.52	0.08099	<0,1
14.1	1.9	0.9	2.622	1.782		0.79753	0.12242	1.52	0.08072	<0,1
14.4	1.9	0.9	2.679	1.809		0.78952	0.12198	1.52	0.08043	<0,1
14.7	1.9	0.9	2.736	1.836		0.78151	0.12150	1.52	0.08011	<0,1
15.0	1.9	0.9	2.793	1.863	80	0.77350	0.12098	1.52	0.07977	<0,1

Tabella 20

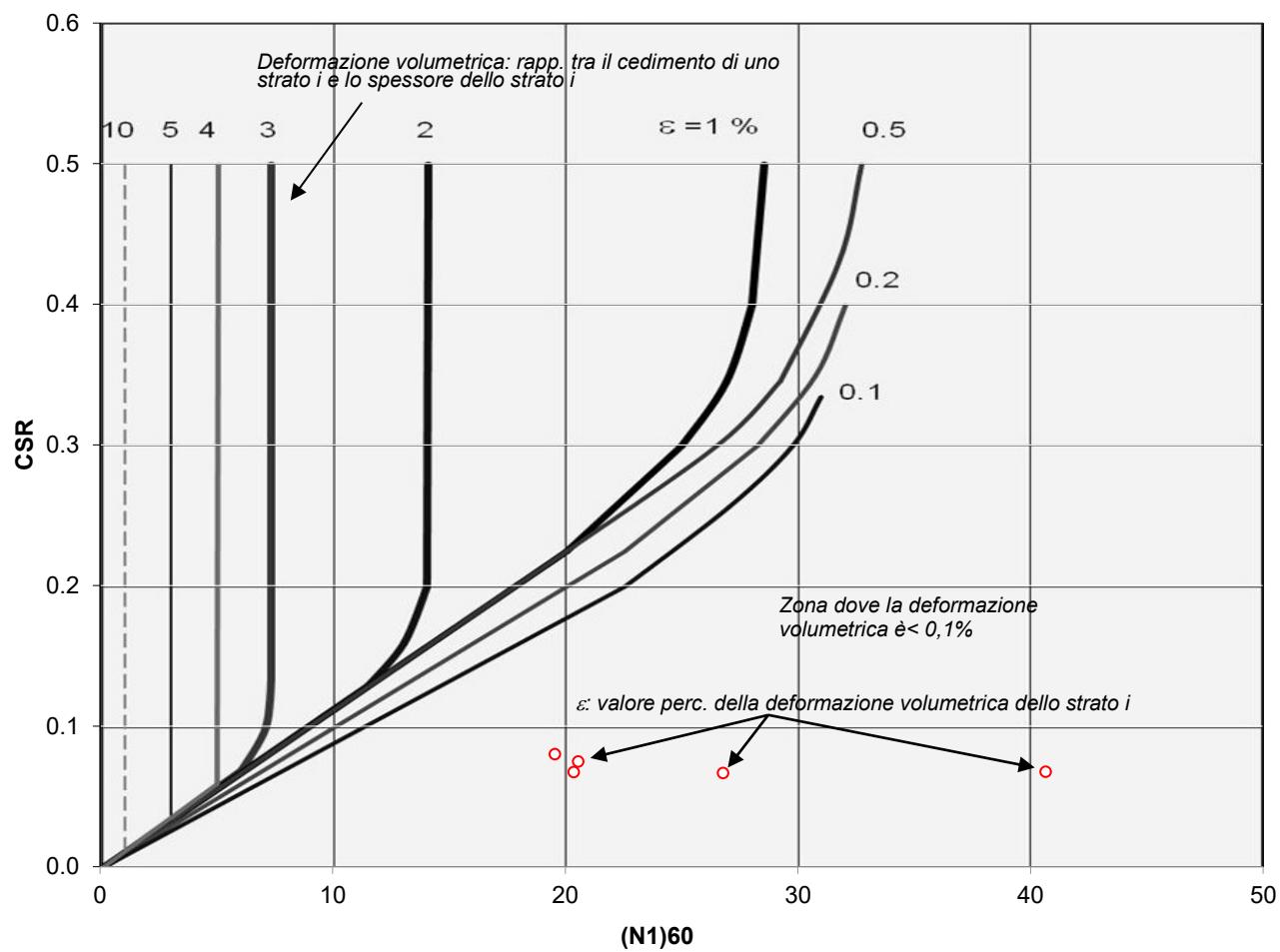


Figura 26 - carta per la stima delle deformazioni volumetriche indotte dall'azione sismica nei terreni granulari saturi sulla base dei risultati di prove SPT (Tokimatsu e Seed, 1987)

I cedimenti indotti dal sisma possono ritenersi trascurabili.

8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'ambito in esame si colloca nella porzione sud-occidentale del territorio comunale di Caravaggio, Fraz. Vidalengo (BG) a cavallo con il Comune di Treviglio (BG), ad una quota di circa 122 m s.l.m. in un contesto stabile e pianeggiante.

Vi affiorano depositi terrigeni continentali di età pleistocenico-olocenica prodottisi per il succedersi dei periodi glaciali a quelli interglaciali e, successivamente ad opera dall'attività fluviale post-glaciale.

Per entrambe i comuni l'area d'intervento ricade in classe di Fattibilità Geologica 2, fattibilità con modeste limitazioni, riconducibili alla vulnerabilità medio alta dell'acquifero freatico che presenta una soggiacenza attorno ai 4.7 – 5.4m.

L'area non è interessata da vincoli di carattere geologico, come indicato nel § 1.3, in passato era presente una roggia il cui tracciato ricalcava fedelmente il confine comunale, ma ad oggi, come indicato nei due studi geologici allegati al PGT, il vincolo è stato rimoso.

Le limitazioni previste dalle Classe di Fattibilità Geologica indicata dagli studi geologici comunali di supporto allo strumento urbanistico vigente non risultato pregiudizievoli alla realizzazione degli interventi in progetto.

Caratteri Sismici del sito:

- con Delibera di Giunta Regionale dell'11 luglio 2014 - n. X/2129, la Regione Lombardia ha provveduto all'aggiornamento delle zone sismiche. Per il **Comune di Caravaggio / Treviglio** è stata confermata la **Zona Sismica 3**;
- lo scenario di pericolosità sismica locale per l'area in esame è **Z2 / Z4a**;
 - scenario Z4a: l'approfondimento di secondo livello condotto ha comportato il declassamento **in categoria di suolo "C" per opere con periodi "T" compresi tra 0.1 – 0.5 sec, e confermato la categoria di suolo "B" per opere con periodi "T" compresi tra 0.5 – 1.5 sec.**;
 - scenario Z2: le valutazioni inerenti i sedimenti indotti dal sisma hanno evidenziato l'assenza di tale problematica;
- mentre la **categoria topografica è la T1**;

Sono state effettuate le verifiche per la liquefazione che hanno permesso di affermare che i materiali in situ hanno caratteristiche tali da **non dar luogo ad alcun fenomeno di liquefazione** in occasione di sisma avente magnitudo uguale a quella di progetto preliminarmente assegnata.

Sull'area non sono state rilevate limitazioni di carattere geomorfologico, idrografico, sono altresì state rilevate le seguenti limitazioni:

Geotecniche :

Le indagini condotte evidenziano al di sotto di una litozona "LTZ 1" "poco addensata" avente comunque spessori piuttosto modesti, sempre < 1.5m ad esclusione della prova P3, una sequenza continua di terreni da mediamente addensati a molto addensati. Tutte le prove penetrometriche dinamiche si sono arrestate per rifiuto all'interno dei primi 5m; anche oltre tali profondità si hanno terreni addensati / molto addensati, che solo localmente si alternano a livelli "mediamente addensati – addensati".

In via preliminare si ritiene che le fondazioni dovranno essere impostate all'interno della seconda litozona "LTZ 2", costituita da materiale avente caratteristiche meccaniche decisamente buone. In funzione delle pressioni trasmesse al suolo verranno valutati la capacità portante ed i cedimenti del terreno.

Drenaggio superficiale

Come si evince dalle prove Le Franc effettuate (cfr. § 3.1.1) i depositi superficiali presenti nell'area sono generalmente contraddistinti da un discreto drenaggio superficiale. Il drenaggio delle acque mediante infiltrazione si ritiene percorribile, andrà tenuto in debita considerazione il franco di sicurezza tra il sistema di dispersione e la falda.



Dott. Geol. Stefano Sesana