

197-2017

COMUNE DI FILAGO
Provincia di Bergamo

**INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE DELL'EX
MUNICIPIO PER LA REALIZZAZIONE DELLA
NUOVA BIBLIOTECA**

FOGLIO 905 – MAPPALE 582



Relazione Geologica e Geotecnica (R1, R2 e R3)

(ai sensi del D. M. II.TT. 14/01/2008 e delle DGR 2616/2011 e 5001/2016)

committente

COMUNE DI FILAGO
Piazza Dante Alighieri, 12 - 24040 Filago (BG)

04 dicembre 2017



INDICE

1.	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	3
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA	7
4	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO DI INTERESSE	11
5	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	13
6	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	14
7	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI ATTESI- D.M.LL.PP. 11/03/1988	19
8	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	21
9	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 14/01/2008) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	24
10	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) - <u>CONDIZIONI DINAMICHE</u>	26
11	CONCLUSIONI	28

ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico
2. Inquadramento geologico
3. Ubicazione prove penetrometriche e caratteristiche tecniche dell'attrezzatura di prova
4. Diagrammi prove penetrometriche dinamiche
5. Indagine sismica di sito
6. Approfondimento sismico di secondo livello
7. Parametri sismici di sito e di progetto



1. PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committenza viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Filago (BG), nelle aree destinate ad ospitare un intervento di ristrutturazione edilizia della ex sede del Municipio, da destinare a biblioteca.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal nuovo Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" (**D.M. 14/01/2008**) e come già previsto dal **D.M. LL. PP. 11/03/88** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione, oltre che in osservanza della **D.G.R. Lombardia n. 2616/2011** e delle Norme Geologiche di Piano del vigente P.G.T. comunale di Filago. Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616:** Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129:** Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)
- ✓ **Regione Lombardia, Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33:** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche; come modificata dall'art. 16 della L.R. 29 dicembre 2015 n. 42
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 marzo 2016 n. X/5001:** approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)



Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 14-01-2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", in attuazione dal 1 luglio 2009 a seguito dell'emanazione della Legge n. 77 del 24/06/2009 (Gazzetta Ufficiale n. 147 del 27 giugno 2009) "*Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile*", che prevede che le verifiche strutturali vengano effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Fanno eccezione le aree poste in Zona Sismica 4, ma solo per le costruzioni di tipo 1 e di tipo 2, Classe d'uso I e II, per le quali è ammessa la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il previgente D.M. LL.PP. 11.03.1988, ancora quindi di parziale validità in alcune limitate aree e per definite categorie di edifici.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Filago era classificato in zona 4, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, inferiore a 0.05.

Con DGR 2129-2014 la Regione Lombardia ha tuttavia provveduto a riclassificare, dal punto di vista sismico, il territorio di propria competenza, e ha attribuito il comune di Filago alla più penalizzante **classe sismica 3**.

Tale ri-classificazione sismica è stata ulteriormente confermata da Regione Lombardia con **D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001** "*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)*", entrata definitivamente in vigore il 10 aprile 2016. Pertanto il presente elaborato tecnico tiene conto, a norma di legge, della nuova classificazione sismica di Filago, ovvero della Zona Sismica 3.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella n. 1 che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008, dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

tab. 1: classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 14/01/2008

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



Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella classe III, nella quale sono comprese *"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"*.

Non sono pertanto soddisfatti tutti i requisiti perché possa ritenersi applicabile la sola verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, ammessa solo nella Zona Sismica 4. Nonostante ciò, al fine di consentire un confronto che si ritiene utile e costruttivo tra i diversi metodi e risultati cui gli stessi pervengono, e sui quali è naturalmente consolidata una diversa esperienza da parte degli operatori, l'elaborazione dei dati viene fornita secondo il metodo sopra indicato di vecchio utilizzo, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite di cui alle N.T.C. 2008 di più recente introduzione.

1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (D.G.R. 2616/2011)

Il Comune di Filago con l'adozione/approvazione dello *Studio Geologico del Territorio Comunale* realizzato ai sensi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 nell'ambito del nuovo *Piano di Governo del Territorio* (o del precedente Piano Regolatore Generale) prevede recenti e precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione geologica e sismica dei siti e geotecnica dei terreni da compiere per ogni singolo intervento edificatorio, peraltro da tempo ugualmente prevista e resa obbligatoria in sede di progettazione preliminare dalle regolamentazioni nazionali e comunitarie già vigenti e citate e la cui inosservanza è punita a norma dell'art. 20 della Legge 2/2/1974 n. 64.

In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre a evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche i requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale vigente, con particolare riferimento alle *Norme Geologiche di Piano* previste per la Classe di Fattibilità Geologica 2A (con modeste limitazioni buone caratteristiche geotecniche e moderata vulnerabilità della falda) ove ricade l'area (figura 1)..

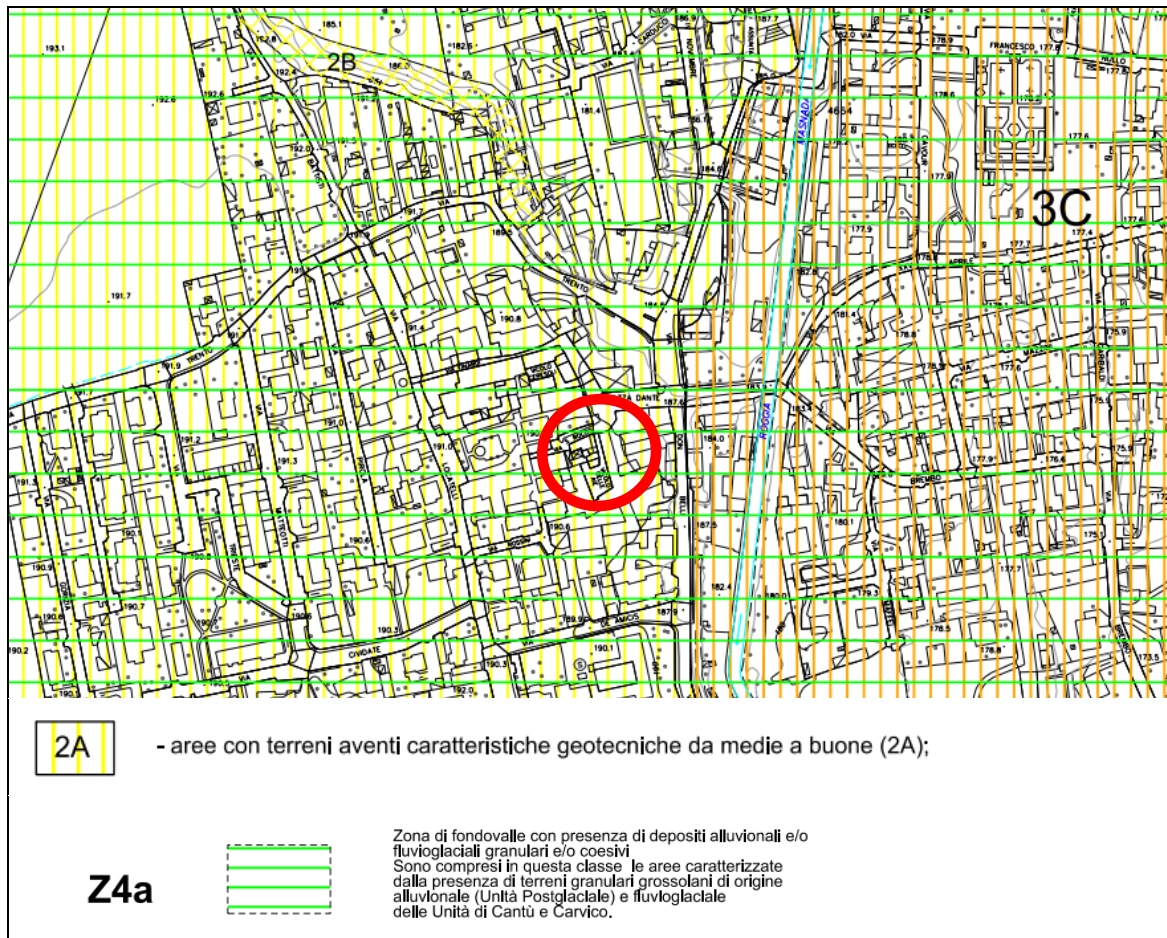


Fig. 1: stralcio della carta di fattibilità geologica comunale di Filigo – L.R. 12/2005, art. 57. Nel circolo rosso è racchiusa l'area in esame, appartenente alla classe 2A

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area su cui si sviluppa il progetto previsto si trova in comune nel pieno centro storico di Filigo (BG), ed è inquadrata nel foglio C5a4 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

In particolare il lotto di terreno investigato si colloca all'interno di un contesto stoicamente urbanizzato, posto alla quota di circa 188 m s.l.m.

Dal punto di vista catastale il mappale interessato dal progetto e oggetto di investigazione è il n. 582 del Foglio 905.

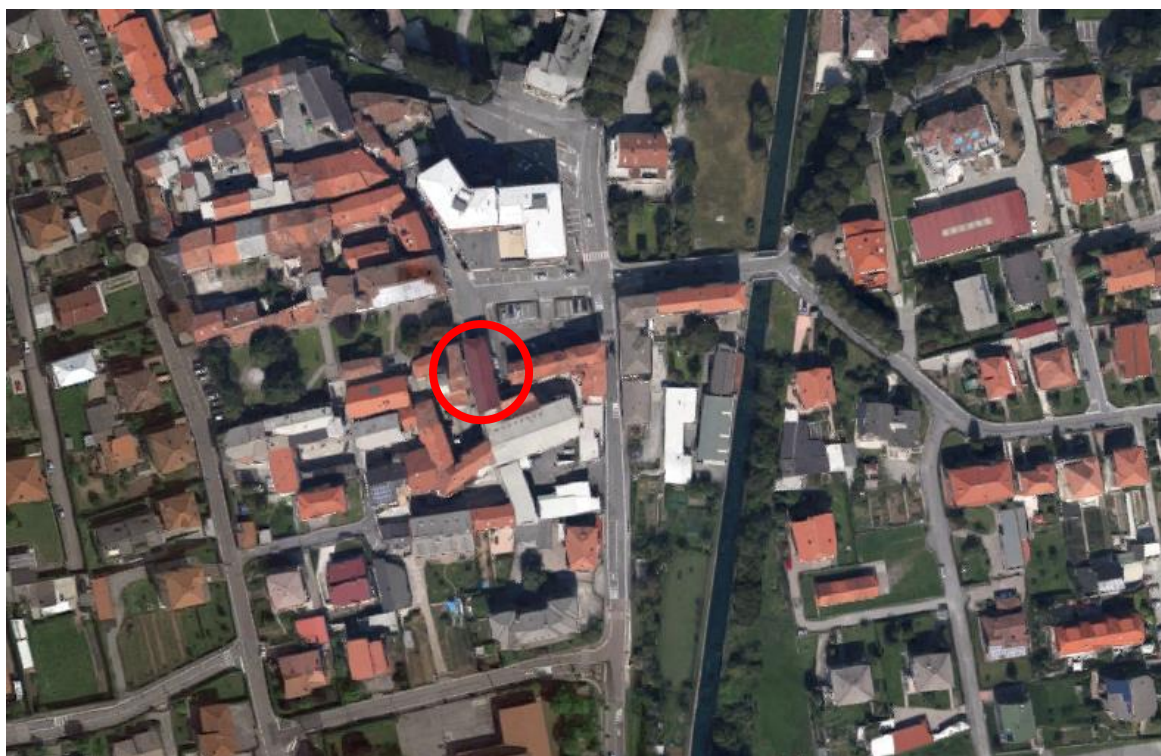


Fig. 2: inquadramento geografico dell'area interessata dall'intervento (ripresa aerea), nel circolo rosso

3. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 Geologia e Geomorfologia

Dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un contesto dominato dalla presenza di terreni di natura fluvioglaciale. Spostandosi verso Ovest l'unità geologica descritta viene solcata da depositi di tipo prettamente alluvionale, riconducibili all'attività del Fiume Brembo, via via più recenti.

In particolare è possibile riconoscere la presenza delle seguenti Unità Geologiche, così come descritte nella Carta Geologica della Provincia di Bergamo (scala 1:50.000 – allegato 2):

Unità Postglaciale (119): si tratta di depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa, prevalentemente da medio - grossolane a grossolane, in subordine molto grossolane con locale presenza di ciottoli e massi. Le ghiaie, da mediamente selezionate a ben selezionate, si presentano da arrotondate a subarrotondate a discoidali.

Complesso del Brembo (80): si tratta di depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico con ciottoli arrotondati prevalentemente discoidali, con dimensioni medie fra 2 e 10 cm e massime di 45 cm, e matrice sabbiosa; è presente una grossolana stratificazione. La superficie limite superiore è caratterizzata



da alfisuioli con spessore massimo osservato di 1,6 m. Sulle sequenze ghiaiose sono presenti anche spessori decimetrici di limi a raro scheletro diffuso, in situazione di troncatura erosionale; poiché ad essi non è associabile alcuna morfologia particolare, sono interpretati come limi di esondazione. Localmente compare una debole cementazione, che può interessare spessori metrici di ghiaie. L'unità affiora lungo i fiumi Brembo e Adda, da Almenno, posto allo sbocco della Val Brembana, fino a Brembate Sotto (in sponda destra del Brembo) e Misano (in sponda sinistra dell'Adda, a Sud della sua confluenza con il Brembo).

Pleistocene superiore

Unità di Carvico (65): si tratta di ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa; i ciottoli sono arrotondati con diametri da centimetrici a decimetrici. La composizione petrografica risulta variabile in quanto a contenuto di carbonati e elementi endogeno-metamorfici ed è estremamente arricchita in rocce terrigene a cemento carbonatico. Carattere costante è la presenza sommitale di uno strato limoso che annega le ghiaie sottostanti senza termini granulometrici intermedi. Detto strato corrisponde ad una consociazione di suoli moderatamente profondi, con scheletro scarso, media tessitura e drenaggio da buono a rapido. Questa unità è conosciuta anche con il nome di "Livello Fondamentale della Pianura".

Dal punto di vista geomorfologico l'area appartiene ad un ambito pressoché pianeggiante posto nelle immediate vicinanze di un orlo di terrazzo morfologico stabilizzato, che segna il passaggio agli ambiti di terrazzamento alluvionale di pertinenza del Fiume Brembo.

Sebbene l'intensa antropizzazione subita dall'area non consenta di riconoscere gli originari caratteri di tale elemento morfologico, è possibile affermare che non sussistono in sito evidenze di dinamica attiva o quiescente che possano porsi in contrasto o anche solo costituire alcuna significativa limitazione alla realizzazione dell'intervento previsto.

3.2 Elementi idrogeologici

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico dell'area, la Carta Idrogeologica allegata allo Studio Geologico di Filago non riporta l'andamento della piezometria attraverso l'indicazione di linee isopiezometriche.

Tuttavia, proprio nelle immediate vicinanze dell'area in studio, è presente un pozzo (pozzo n. 8 – figura che segue), attraverso il quale l'estensore dello Studio Geologico ha tracciato due sezioni idrogeologiche, più o meno ortogonali fra loro, che consentono di stabilire come la falda freatica sia sostanzialmente in equilibrio con il livello base costituito dal fondo alveo del Brembo, posto ad una quota di circa 20 m inferiore rispetto al piano campagna in cui si ubica l'intervento in progetto.

Tale dato, per quanto approssimativo e passibile di oscillazioni anche di ordine plurimetrico, consente di affermare che non esiste possibilità di interazione diretta o indiretta con il progetto in studio, che peraltro non prevede la realizzazione di vani interrati.

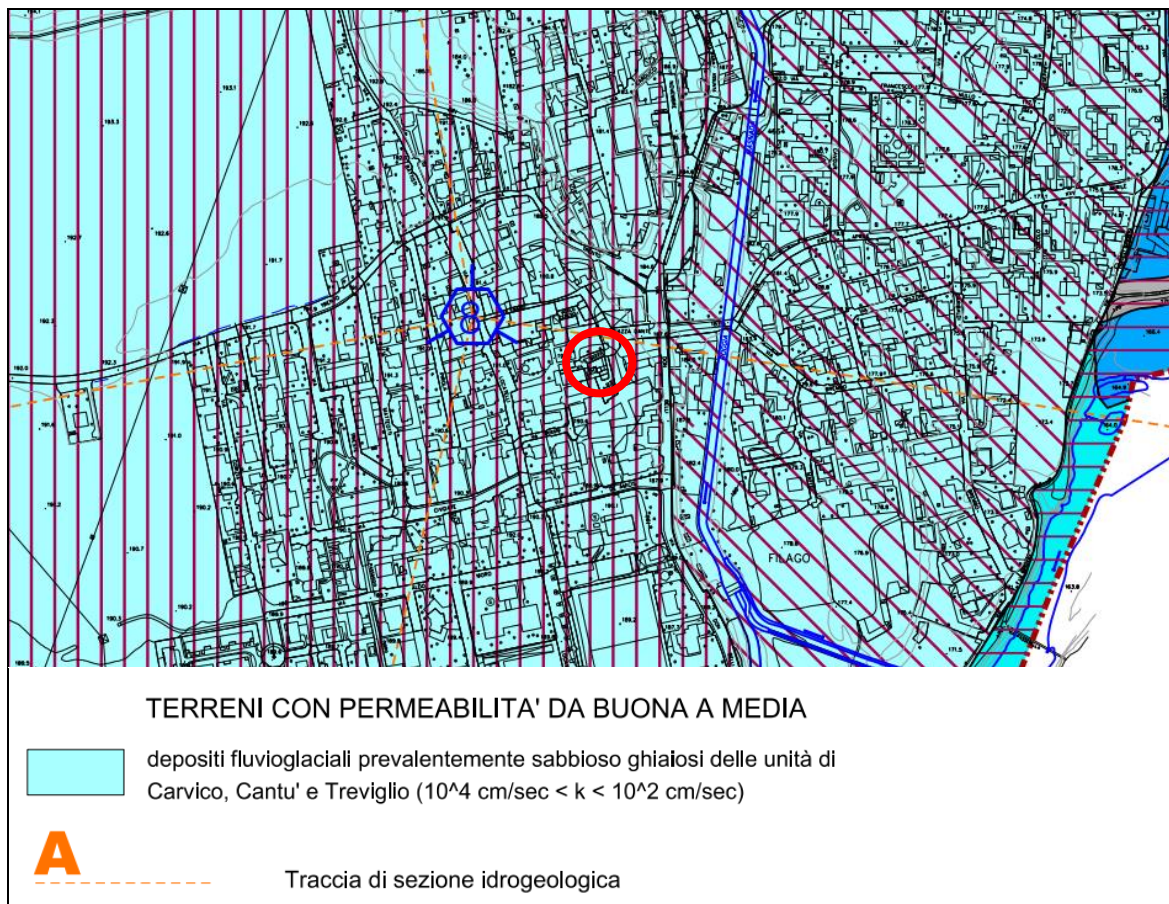


Fig. 3: stralcio della carta idrogeologica allegata allo studio geologico comunale di Filago. Nel circolo rosso è racchiusa l'area in esame

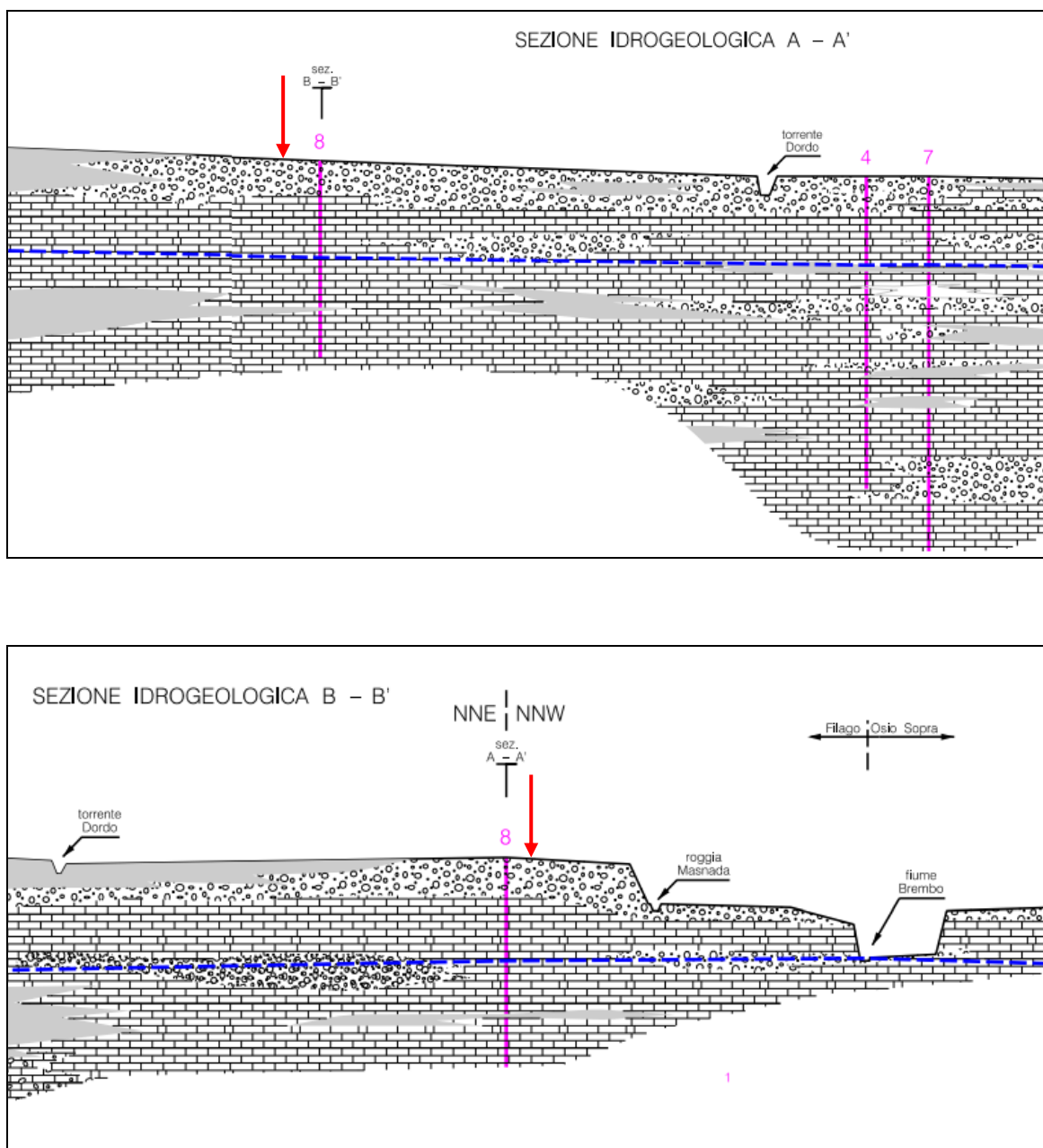


Fig. 4: sezioni idrogeologiche tratte dallo studio geologico comunale di Filago. La freccia rossa indica il punto di ubicazione dell'immobile oggetto di intervento

Per quanto riguarda l'idrografia superficiale, a circa 80 m di distanza in direzione Est corre la Roggia Masnada. Si tratta di un corso d'acqua all'interno del quale il deflusso idrico risulta regimato e pertanto non si ravvede la possibilità di esondazione di tale corso d'acqua, con possibilità di coinvolgimento dell'edificio in studio che si colloca per di più in posizione rialzata rispetto alla Roggia.



Anche la consultazione della cartografia allegata al recente Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA – stralcio in figura 5) evidenzia come l'area sia affrancata dal rischio di coinvolgimento in fenomeni esondativi di corsi d'acqua.

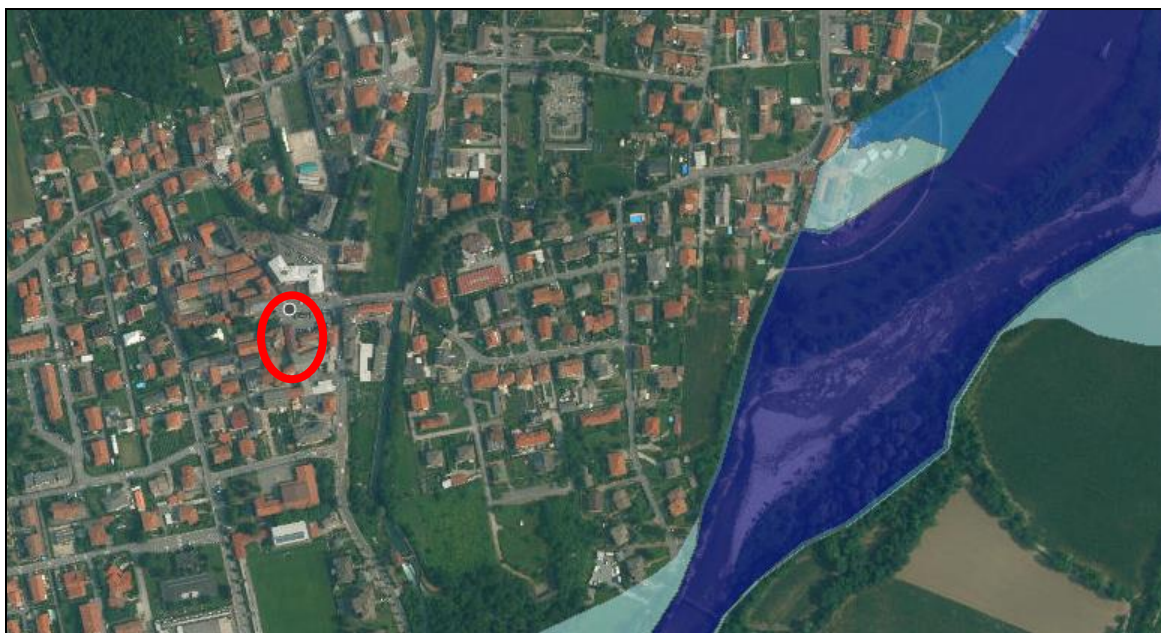


Fig. 5: stralcio della cartografia allegata al PGRA. Nel circolo rosso è racchiusa l'area in esame

4. ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO DI INTERESSE

Alla ricerca bibliografica preliminare prima esposta, che ha visto la consultazione della cartografia tematica disponibile, e al rilievo idrogeologico e geomorfologico di dettaglio, esteso ad un intorno ritenuto significativo rispetto all'area di futuro intervento, sono state affiancate indagini dirette, finalizzate alla verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, realizzate ad hoc il giorno 28/11/2017 dagli scriventi in corrispondenza dell'area di prossimo intervento.

La campagna di indagine geognostica, pianificata in accordo con la Committenza, è stata articolata nell'esecuzione di due prove penetrometrica dinamiche, ritenute sufficienti per la caratterizzazione dell'area e in uno stendimento di sismica multicanale MASW in abbinamento a test H/V

4.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Le prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73 kg (immagine di copertina), seguendo la metodologia AGI (Associazione Geotecnica Italiana) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in all. 3.



Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici.

In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 4) nel quale per la verticale di indagine sono correlati il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni intervallo di misura (cioè in questo caso 30 cm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

Per limitazioni di carattere logistico, le prove non sono state realizzate in corrispondenza esatta dell'edificio in studio, ma sono state eseguite nell'area verde di pertinenza dell'edificio dove ha sede il comune di Filago, posto a pochi metri di distanza (indicativamente 10) e all'interno della medesima unità geologica. Si ritiene pertanto che l'esito di tali prove sia ampiamente rappresentativo del profilo stratigrafico del sottosuolo presente al di sotto dell'edificio da ristrutturare.

Le prove sono state condotte spingendo la profondità di indagine sino a rifiuto strumentale, ottenuto a quote molto modeste e pari a - 2.7 e - 5.4 m da p.c., ritenuta comunque sufficiente a caratterizzare la porzione di sottosuolo ritenuta di interesse ai fini del presente elaborato tecnico, tale cioè da contenere il cosiddetto "volume di terreno significativo" secondo le Raccomandazioni AGI del 1977, ovvero la porzione che, secondo la teoria di Boussinesq e in relazione al tipo di fondazione in progetto, vedrà il maggior incremento delle pressioni litostatiche indotte.

Il rifiuto strumentale è stato ottenuto verosimilmente a causa dell'elevata costipazione che presentano i terreni investigati.

4.2 CARATTERIZZAZIONE SISMOSTRATIGRAFICA

Nell'area in esame è stato eseguito un approfondimento di tipo geofisico che ha visto l'esecuzione di uno stendimento di sismica multicanale tipo MASW in abbinamento a test H/V.

Si rimanda all'allegato 5 per ogni dettaglio in merito all'approfondimento eseguito, che ha consentito di determinare un valore di V_{s30} pari a 484 m/s, compatibile con una categoria di suolo di fondazione B, definita come *"Depositi di sabbie e ghiaia molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $NSPT > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250 \text{ kPa}$)"*



5. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Le prove eseguite hanno consentito di ricostruire un assetto stratigrafico caratterizzato dalla presenza, al di sotto della coltre superficiale di terreno superficiale di terreno riportato e/o rimaneggiato, dello spessore di circa 0.6 / 0.9 m, di terreno costituito da ghiaia e sabbia con ciottoli, in matrice limosa, debolmente argillosa, a supporto clastico, per l'intero spessore investigato.

Su tale caratterizzazione litostratigrafica è basato il modello geotecnico del sito.

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni contenute nel D.M. 14/01/2008 prescrivono che il valore caratteristico "fk" di ogni parametro geotecnico rappresenti numericamente la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Tuttavia, nel caso in esame, vista l'omogeneità dei risultati delle prove eseguite, si ritengono applicabili le istruzioni contenute nella circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che consentono di attribuire un valore operativo o di progetto basato sul giudizio del Geotecnico. In particolare, nel caso di condizioni di sito omogenee ed elevati volumi di terreno coinvolti (fondazioni superficiali) che consentono una possibile compensazione di eventuali eterogeneità, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quali valori caratteristici.

Ciò premesso, l'interpretazione dei risultati della prova penetrometrica, ottenuta mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle, ha consentito di attribuire i valori caratteristici ai parametri necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 2.

In particolare N₃₀ è il numero di colpi per l'avanzamento della punta penetrometrica per intervalli di 30 cm, ϕ è l'angolo di attrito, E_y è il modulo elastico, mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo del terreno.

Tab. 2: caratterizzazione fisica dei litotipi presenti nell'area investigata

Livello	da m	a m	Litologia	N ₃₀	ϕ (°)	E _y (kN/m ²)	γ_n (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)
1	0,00	0,60 ÷ 0,90	Terreno riportato e/o rimaneggiato	--	--	--	--	--
2	0,60 ÷ 0,90	> 5,40	Ghiaia e sabbia con ciottoli, in matrice limosa, debolmente argillosa, a supporto clastico	25,4	34,5	19845	19,76	20,40

6. DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA

L'analisi della carta della Pericolosità Sismica Locale di Filago riscontra, in corrispondenza dell'area in esame, lo scenario di Pericolosità Sismica Locale Z4a (amplificazione litologica). Ai sensi dei contenuti della DGR 2616/2011, in presenza del citato scenario di PSL e su territori comunali inseriti in classe sismica 3 o superiore, è prevista la realizzazione di uno studio di approfondimento sismico di secondo livello.

La procedura di secondo livello consiste nel determinare il fattore di amplificazione locale, e confrontarlo con un valore soglia fornito da Regione Lombardia. Qualora il fattore misurato risultasse inferiore al valore soglia, ciò significherebbe che la normativa nazionale è sufficiente a garantire dagli effetti di amplificazione attesi in caso di sisma, e può essere utilizzata la categoria di suolo determinata (la categoria B nel caso specifico). Diversamente sarebbe necessario procedere con un terzo livello di approfondimento o, alternativamente, è necessario utilizzare la categoria di suolo inferiore.

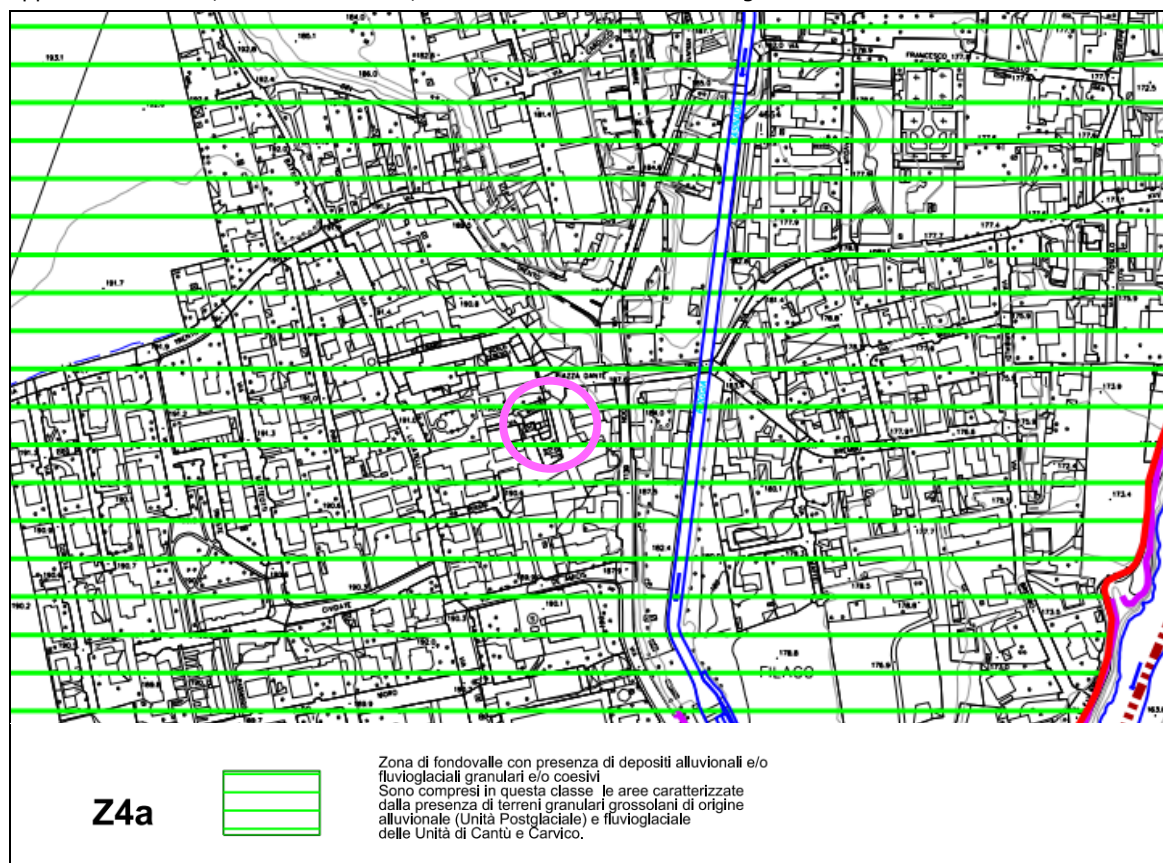


Figura 6: stralcio della Carta della Pericolosità Sismica Locale allegata allo Studio Geologico comunale di Filago. Nel cerchio magenta l'area di interesse, appartenente allo scenario di PSL Z4a



Lo Studio geologico comunale di Filago non contiene il citato approfondimento di secondo livello, ciò in ragione del fatto che Filago, al momento della predisposizione dello studio, era classificata in zona sismica 4. Pertanto tale studio va eseguito a livello progettuale (allegato 6).

La procedura di secondo livello ha fornito un valore di amplificazione sismica locale inferiore al valore soglia comunale stabilito da Regione Lombardia per il comune di Filago e per terreni di categoria B.

Ne consegue che la normativa nazionale è sufficiente a garantire dagli effetti di amplificazione sismica locale.

Nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla categoria di Sottosuolo B.

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto pressoché pianeggiante.

Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1

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

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

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 tabella seguente.

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



I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

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

La pericolosità sismica è definita in termini di:

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

Il periodo di riferimento VR si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU:

$$VR = VN \times CU$$

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

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

Tab. 3: Valori del coefficiente d'uso CU

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe III**, nella quale sono comprese "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".

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 tabella 4 sottostante.

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

Tab. 4: Vita nominale VN per diversi tipi di opere



Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari a 50 anni.

Ne deriva che il periodo di riferimento VR è pari a 75 anni.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori a_g , F_o e T^*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di **a_g** (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti. Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 7 e nel prospetto che segue.

Stato Limite

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_o	T_c [s]
Operatività (SLO)	45	0,033	2,487	0,207
Danno (SLD)	75	0,041	2,497	0,224
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,110	2,454	0,277
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,142	2,476	0,283
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
us (m)

Categoria sottosuolo
Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
Cc * Coeff. funz. categoria	1,51	1,48	1,42	1,42
St * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,010	0,032	0,041
kv	0,004	0,005	0,016	0,021
Amax [m/s²]	0,384	0,486	1,290	1,677
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

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



La definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite dinamici viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.290 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.032 e 0.016, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.486 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.010 e 0.005.

6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici con magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi oppure resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) della NTC 2008 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 $U_c > 3.5$.

Per quanto esposto nei capitoli introduttivi, la falda freatica si colloca a profondità superiori ai – 15 m da p.c. di cui al punto 3.

È possibile pertanto omettere la verifica a liquefazione e il sito non risulta passibile di tale fenomeno in caso di sisma.



7. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI ATTESI- D.M.LL.PP. 11/03/1988

N.B.: METODO NON PIU' AMMESSO

Sebbene la più recente normativa settoriale abbia sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, applicabile solo nella Zona sismica 4 e solo per alcune tipologie di edifici, pertanto NON al caso in esame) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 14/08/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni", obbligatoria nelle zone simiche 1, 2 e 3 e per edifici di classe 1 e 2), si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi perverranno, e sui quali è naturalmente maturata una diversa sensibilità ed esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basata **esclusivamente** sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato prima dell'entrata in vigore delle NTC.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.

Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima, q_{ult} , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile (q_{amm}) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale (1):

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_\gamma * D_\gamma * S_\gamma * I_\gamma * G_\gamma * B_\gamma \quad (1)$$

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

B, D = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

c', C_u = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_γ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$s_c, s_q, s_\gamma, s_c', s_q', s_\gamma'$ = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_\gamma, d_c', d_q', d_\gamma'$ = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_\gamma, i_c', i_q', i_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_\gamma, g_c', g_q', g_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_\gamma, b_c', b_q', b_\gamma'$ = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati (ϕ, γ , etc...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei termini dell'equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con $\phi = 0$, o di terreni granulari con



$C_u=0$). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore.

Sulla base di tali premesse e delle informazioni fornite dalla Committenza, i calcoli geotecnici sono stati impostati considerando fondazioni dirette di tipo lineare nastriforme, di larghezza variabile e compresa fra 50 e 100 cm, impostate sul litotipo granulare posto immediatamente a letto della coltre superficiale di terreno di riporto (che dovrà essere integralmente rimosso), e considerando una quota di incastro delle fondazioni di 30 cm.

Nella tabella che segue si riporta il valore di capacità portante ammissibile ottenuto dall'elaborazione, nonché del valore di cedimento atteso all'applicazione della massima Q_{amm} . Si precisa inoltre che il valore di Q_{amm} riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.

Tab. 5: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

tipo di fondazione e dimensioni	Q_{amm} (kN/m^2)	Cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm}
Lineare nastriforme, larghezza 50 cm	135	2,9
Lineare nastriforme, larghezza 75 cm	158	4,6
Lineare nastriforme, larghezza 100 cm	182	6,5

I valori riportati in tabella 5 denotano un'ottima predisposizione dei terreni ad essere assoggettati a carichi strutturali.

Per quanto riguarda i cedimenti attesi, di per sé già piuttosto contenuti, va specificato che risultano verosimilmente sovrastimati, non tenendo conto dell'effetto di consolidamento che l'edificio esistente e in ristrutturazione ha già esercitato sul terreno.

Inoltre, la natura granulare dei terreni porta a ritenere trascurabile il cedimento secondario di tipo edometrico. Pertanto, l'eventuale cedimento cui andrà incontro il terreno, sarà pressoché totalmente di natura elastica e tenderà ad esaurirsi già contestualmente all'applicazione dei carichi.



8. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI “SLU” AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

Gli Stati Limite Ultimi “SLU” determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni 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 di fondazione.

Per quanto riguarda l’analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adottano due diversi approcci progettuali:

<i>APPROCCIO 1 (DA1)</i>		<i>APPROCCIO 2 (DA2)</i>
⇓	⇓	⇓
<i>Combinazione 1</i>	<i>Combinazione 2</i>	<i>Combinazione 1 o Unica</i>
(A1+M1+R1)	(A2+M2+R2)	(A1+M1+R3)
(STR)	(GEO)	(STR + GEO)

Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ :

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

Quindi, nell’approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali γ riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 14/01/2008, che seguono.

Diversamente, nell’approccio 2 si impiega un’unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.



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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	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	γ_γ	1,0	1,0

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

In sintesi questo nuovo approccio non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal D.M. 11/03/1988, pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali verificate con il metodo c.d. alle tensioni ammissibili) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione

$$R_d / \gamma_R \geq E_d \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove R_d è la resistenza di progetto mentre E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni. Nel caso in esame non può essere verificata l'equazione 2, poiché non sono disponibili i valori di E_d (carichi permanenti e accidentali sfavorevoli), ed è pertanto possibile determinare esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno R_d .



La determinazione dei valori di R_d è stata effettuata considerando le tipologie di fondazioni, quota di imposta e incastro già indicate nel capitolo relativo al calcolo alle Tensioni Ammissibili (capitolo 7). Di seguito si riportano i risultati cui sono pervenuti i calcoli.

Tab. 6: determinazione dei valori di **R_d in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate (SLU)

Tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 1	Approccio 1	Approccio 2	Approccio 2
	Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme larga 50 cm	405	194	405	405
Lineare nastriforme larga 75 cm	475	221	475	475
Lineare nastriforme larga 100 cm	545	248	545	545

I risultati riportati nella tabella 6 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacità portante agli stati limite ultimi statici $Q_{SLU\ sta}$).

In assenza dei valori di progetto dell'azione E_d , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulterebbe verificata l'equazione (2):

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di E_d .

Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione E_d già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 7: Valori di R_d/γ_r corrispondenti agli E_d massimi accettabili (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) in condizioni statiche per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate.

Tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 1	Approccio 1	Approccio 2	Approccio 2
	Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 50 cm	405	108	176	405
Lineare nastriforme larga 75 cm	475	123	207	475
Lineare nastriforme larga 100 cm	545	138	237	545

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R3=R1=1$



9. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI STATICHE

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$Ed \leq Cd \quad (3)$$

dove:

Ed: valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento)

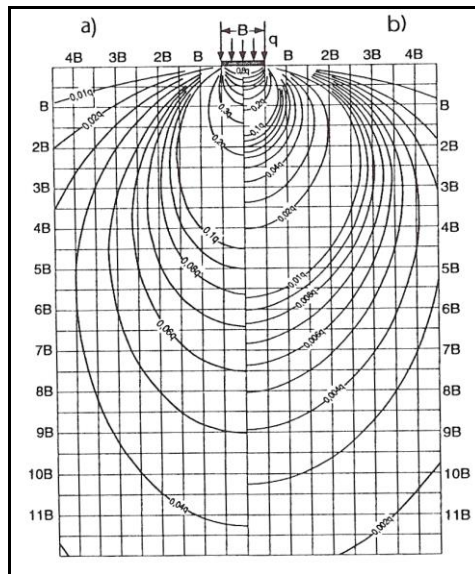
Cd: valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)

Uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq diviene possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 7), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.



Per il calcolo dei cedimenti deve essere applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\ddot{A}H_i \cdot \ddot{A}o_{zi}}{E_i}$$

n:	numero degli strati di terreno;
ΔH_i :	altezza dello strato i-esimo
$\Delta \sigma_{zi}$:	incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
E_i :	modulo elastico dello strato i-esimo

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle considerazioni esposte nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili.



10. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI DINAMICHE

Sulla scorta della sismicità propria dell'area, della pericolosità sismica locale e dei parametri sismici di sito e di progetto, descritti ed esposti nel capitolo n. 6, vengono quindi determinati a valori di resistenza dinamica allo SLU (SLV) per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni.

La circolare esplicativa del 02.02.2009 alle N.T.C.: al paragrafo C7.11.5.3.1, riporta: "L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo – statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} ; il fattore N_γ viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico."

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di R_d "dinamici", che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato.

In assenza della progettazione esecutiva delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse anti-sismico relativi a una struttura in calcestruzzo armato e muratura di altezza massima pari a 6 m circa, con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,288 s e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti.

I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella che segue.



Tab. 8: determinazione dei valori di **Rd in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate

Tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme larga 50 cm	319	160	319	319
Lineare nastriforme larga 75 cm	348	170	348	348
Lineare nastriforme larga 100 cm	376	180	376	376

I risultati riportati nella tabella 8 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q_{SLVdin}). In assenza dei valori di progetto dell'azione Ed, di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulti verificata l'equazione:

$$Rd/\gamma_r \geq Ed \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di **Rd/γr**.

Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione Ed già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 9: determinazione dei valori Rd/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi accettabili** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate.

Tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 50 cm	319	89	139	319
Lineare nastriforme larga 75 cm	348	94	151	348
Lineare nastriforme larga 100 cm	376	100	163	376

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R3=R1=1$

Come già descritto per il calcolo in condizioni statiche, anche in condizioni dinamiche, in assenza del dato di azione di progetto, non è possibile procedere con il calcolo dello stato limite di esercizio (cedimento) in condizioni dinamiche calcolato all'SLD. Si rimanda pertanto a quanto già esposto relativamente alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle "tensioni ammissibili" in condizioni statiche.



11. CONCLUSIONI

Riepilogando, agli scriventi è stata affidata la realizzazione di una indagine geologica e geognostica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 14/01/08 "*Norme Tecniche sulle Costruzioni*" e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, a supporto della progettazione di un intervento di ristrutturazione edilizia della ex sede del Municipio, da destinare a biblioteca, in Piazza Dante Alighieri – comune di Filago (BG).

Il lavoro è stato articolato in una fase d'indagine bibliografica preliminare, che ha consentito la ricostruzione dell'assetto geologico dell'ambito di intervento considerato nel suo insieme. Tale assetto è stato quindi verificato mediante l'esecuzione di 2 prove penetrometriche dinamiche e di uno stendimento di sismica multicanale in abbinamento a test H/V, che hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico locale.

Le indagini condotte e i dati acquisiti consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un contesto caratterizzato dalla presenza di depositi di origine Fluvioglaciale ascrivibili all'Unità di Carvico;
- a livello locale la stratigrafia risulta caratterizzata dalla presenza, al di sotto della coltre superficiale di terreno superficiale di terreno riportato e/o rimaneggiato, dello spessore di circa 0.6 / 0.9 m, di terreno costituito da ghiaia e sabbia con ciottoli, in matrice limosa, debolmente argillosa, a supporto clastico, per l'intero spessore investigato. In considerazione del fatto che le indagini condotte non sono state realizzate in esatta corrispondenza del manufatto oggetto di studio (per evidenti limitazioni di carattere logistico), si raccomanda alla D.L. una attenta verifica che l'assetto ricostruito e descritto nel presente elaborato tecnico corrisponda a quello che emergerà a seguito dell'apertura degli scavi. La stessa dovrà premurarsi di segnalare tempestivamente agli scriventi qualsiasi differenza che venisse notata;
- dal punto di vista idrogeologico il sottosuolo dell'area esaminata è caratterizzato dalla presenza di una falda freatica superficiale con valore di soggiacenza pari a circa 20 m da p.c., tale da non interferire in alcun modo con il progetto in esame;
- dal punto di vista geomorfologico non è stata osservata la presenza di dinamiche attive o quiescenti che possano porsi in contrasto o anche solo costituire una significativa limitazione alla realizzazione dell'intervento proposto;
- dal punto di vista dell'idrografia di superficie, la consultazione della recente cartografia allegata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) resa disponibile attraverso il sito istituzionale di Regione Lombardia affranca il lotto in esame dal rischio di coinvolgimento in fenomeni esondativi di corsi d'acqua superficiali;



- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88 – metodo non più utilizzabile a Filago) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 14/01/2008). Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile riportati nella tabella riepilogativa che segue, riferita a fondazioni lineari nastriformi, di larghezza variabile e compresa fra 50 e 100 cm, impostate sul litotipo granulare posto immediatamente a letto della coltre superficiale di terreno di riporto (che dovrà essere integralmente rimossa), e considerando una quota di incastro delle fondazioni di 30 cm.

tipo di fondazione e dimensioni	Qamm (kN/m ²)	Cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Qamm
Lineare nastriforme, larghezza 50 cm	135	2,9
Lineare nastriforme, larghezza 75 cm	158	4,6
Lineare nastriforme, larghezza 100 cm	182	6,5

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (Rd/γr) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I)

Tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 50 cm	405	108	176	405
Lineare nastriforme larga 75 cm	475	123	207	475
Lineare nastriforme larga 100 cm	545	138	237	545

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γr non deve essere portato in conto, ossia R3=R1=1

- I in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi dovrà essere condotta considerando una **categoria di suolo B, categoria topografica T1** ai sensi dell'Allegato 2 dell'OPCM 3274/03, **classe d'uso III e vita nominale ≥ 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati in allegato 7. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC (paragrafo C7.11.5.3.1 della circolare esplicativa del 02.02.2009) ha portato alla definizione dei valori di Rd/γr (corrispondenti agli Ed massimi applicabili, comprensivi dei



coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni**

dinamiche (all'SLV) che seguono:

Tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 50 cm	319	89	139	319
Lineare nastriforme larga 75 cm	348	94	151	348
Lineare nastriforme larga 100 cm	376	100	163	376

- la verifica a liquefazione ha portato ad escludere la possibilità che il terreno risulti passibile a tale fenomeno in caso di sisma.

Sulla base dell'indagine svolta, premesso quanto sopra e fatte salve le indicazioni tecniche riportate, è possibile ritenere l'intervento in progetto compatibile con l'assetto geologico dell'ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo.

Inoltre è possibile reputare quanto in progetto conciliabile con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Filago è dotato; pertanto, oltre ad ottemperare agli obblighi di legge previsti a livello nazionale e comunitario, l'indagine svolta evade le prescrizioni vigenti a livello comunale in merito agli approfondimenti geologici necessari per la realizzazione di nuovi interventi edificatori all'interno della Classe di Fattibilità 2A.

04 dicembre 2017

Dott. Geol. Giulio Mazzoleni

Dott. Geol. Davide Incerti

La proprietà intellettuale e il diritto d'autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto deve considerarsi illegittimo.