

Committenti:

SONZOGNI LUISA E GRITTI FAUSTO

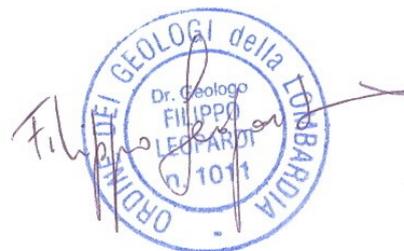
Via Camonier, 11 - Fraz. Somendenna – 24019 Zogno (Bg)

**STUDIO GEOLOGICO E GEOTECNICO PRELIMINARE AI
LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE DI UNA PORZIONE DI UN
FABBRICATO RESIDENZIALE SITO IN LOCALITÀ CAMONIER
NEL COMUNE DI ZOGNO (BG)**

Comune: ZOGNO (BG)

Data: FEBBRAIO 2018

**Dott. Geol. FILIPPO LEOPARDI
Ordine dei Geologi della Lombardia n. 1011
Via Piave, 65
24019 – Zogno (Bg)**



INDICE

1.0	Premessa	2
2.0	Normativa di riferimento	2
3.0	Inquadramento geografico	3
4.0	Studi bibliografici di riferimento	3
5.0	Caratteri geomorfologici e geologici	4
6.0	Caratteri idrogeologici	5
7.0	Azioni sismiche di progetto.....	6
8.0	Interventi previsti	11
9.0	Parametri geotecnici.....	11
10.0	Resistenza di progetto dei terreni di fondazione.....	14
11.0	Stabilità dei fronti di scavo e del pendio	21
12.0	Prescrizioni tecniche	21
13.0	Conclusioni	23
	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	24
	ALLEGATI	26

1.0 Premessa

La presente relazione geologica e geotecnica, redatta su incarico dei signori **Sonzogni Luisa e Gritti Fausto**, si configura come documento di supporto al progetto per la ristrutturazione di una porzione del fabbricato residenziale ubicato in località Camonier, in Fraz. Somendenna, nel Comune di Zogno (Bg).

Lo studio geologico, redatto ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e del D.M. 14/01/08, risulta necessario per l'area in esame, secondo quanto prescritto dalle N.T.A. dello studio geologico allegato al PGT comunale, vista la natura e l'ubicazione dell'intervento in progetto.

Nelle note che seguono viene in primo luogo riportata la caratterizzazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica dell'area in esame, ricavata attraverso dati di letteratura e rilievi geologici eseguiti in sito.

Successivamente vengono esaminate le problematiche di tipo geotecnico legate all'esecuzione degli interventi di progetto, in particolare per ciò che riguarda la resistenza di progetto dei terreni di fondazione, in ottemperanza al *D.M. 14.01.2008* (Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni) e alla successiva *Circolare 2 febbraio 2009*.

Infine, sulla base degli elementi di criticità di natura geologica e geotecnica riscontrati, vengono fornite le prescrizioni tecniche per la mitigazione del rischio

2.0 Normativa di riferimento

- **D.G.R. 30.11.2011 – n. IX/2616**

Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT.

- **D.M. 14.01.2008**

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.)

- **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.

- **Eurocodice 8 (1998)**

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture.

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003) .

- **Eurocodice 7.1 (1997)**

Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali - UNI .

- **Eurocodice 7.2 (2002)**

Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002)-UNI .

- **Eurocodice 7.3 (2002)**

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) - UNI .

- **L.R. 12.10.2015 – n.33**

Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche.

- **D.G.R. 5001/2016**

Linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica, ai sensi degli artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015.

3.0 Inquadramento geografico

L'area interessata dallo studio è ubicata in località Camonier nella Frazione di Somendenna, nel territorio comunale di Zogno (Bg). In particolare l'area è posta ad una quota di circa 650 m s.l.m. in corrispondenza del terreno contraddistinto catastalmente dal mappale n. 729 - comune censuario di Somendenna.

La zona è rappresentata dalla seguente cartografia ufficiale:

- * Carta I.G.M. in scala 1:100.000, Foglio 33 (Bergamo);
- * Carta Tecnica Regionale in scala 1:50.000, Foglio C4;
- * Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000, Foglio C4b5;
- * Carta aerofotogrammetrica del Comune di Zogno in scala 1:2.000

In **Fig.1** è riportata una carta corografica con l'ubicazione dell'area di studio in cui si intende realizzare l'opera in progetto.

4.0 Studi bibliografici di riferimento

E' stato consultato lo studio geologico di supporto al PGT comunale, elaborato nel 2011 dal Dott. Geol. Corrado Reguzzi e dal Dott. Geol. Carletto Bertuletti, nel quale l'area in oggetto è inserita in parte in Classe di Fattibilità geologica "2v", ovvero in "Area di fattibilità con modeste limitazioni" legate a rischi di instabilità di versante.

Sono stati inoltre consultati gli studi ufficiali, di rilevanza sovracomunale, relativi al dissesto idrogeologico, che sono considerati il riferimento dalla stessa normativa che

regolamenta gli studi geologici di supporto alla pianificazione territoriale (L.R. 11.03.2005 n. 12 e successivi criteri ed indirizzi applicativi). Questi studi sono:

- *Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - Atlante dei dissesti*, approvato con legge 18 maggio 1989 n. 183.
- *"Inventario delle frane e dei dissesti idrogeologici della Regione Lombardia"* (anno 2002) e *Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) ISPRA - Dipartimento Difesa del Suolo-Servizio Geologico d'Italia-Regione Lombardia - Provincia di Bergamo (2006)* www.sinanet.apat.it/progettoiffi. (vedi **Fig.3**).
- *"Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP)"*, approvato con DCP n. 40 del 22.04.2004.

In nessuno degli studi suddetti l'area rientra in dissesti censiti attivi, quiescenti o relitti; non sono nemmeno presenti fenomeni di dinamica geomorfologica esterni all'area di indagine che potrebbero comunque indirettamente coinvolgerla. Nel PTCP si segnala per l'area in esame invece una *"elevata vulnerabilità per le risorse idriche sotterranee"*.

5.0 Caratteri geomorfologici e geologici

L'area in esame si trova in corrispondenza di un ampio crinale fortemente urbanizzato caratterizzato alla sommità da pendenze basse, mentre presenta inclinazioni elevate sul versante nord e più dolci sul versante sud (vedi **Foto 1**). L'edificio oggetto dell'intervento è ubicato alla sommità del crinale, in prossimità della strada comunale, in cui il terreno presenta un andamento sub-orizzontale (vedi **Foto 2**). Il pendio a valle dell'edificio ha una inclinazione molto bassa che cresce verso valle e risulta rimodellato da interventi antropici, con presenza di stradine, terrazzamenti e muretti a secco (vedi **Foto 3**).

Dal punto di vista geologico, il sito di progetto è caratterizzato dalla presenza di un substrato roccioso, costituito da calcari e calcari marnosi con intercalazioni di marne e argilliti fogliettate, appartenenti alla formazione del **Calcare di Zù** (Retico). Nell'area in esame il substrato roccioso non risulta in affioramento in quanto ricoperto da coltri di **deposito eluvio-colluviale** costituito da limo sabbioso con poca ghiaia di spessore variabile da 1 m fino a 3 m, derivante prevalentemente dall'alterazione in posto degli strati rocciosi sottostanti.

Nella zona di progetto non sono presenti fenomeni di dissesto geomorfologico in atto o quiescenti e ciò è confermato anche dalla cartografia ufficiale relativa al dissesto. L'inquadramento geologico dell'area di indagine è sintetizzato nella carta geologica in **Fig. 4** e dalla carta geomorfologica in **Fig. 5**.

6.0 Caratteri idrogeologici

Nell'area in esame non sono presenti corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrico principale o minore. L'impluvio più prossimo è rappresentato da un torrente appartenente al reticolo idrico minore, affluente sinistro del Torrente Serina, che dista oltre 40 metri dall'area di progetto (vedi **Fig.5**). Vista l'ubicazione, tale corso d'acqua non rappresenta un elemento di rischio idrogeologico per l'area di intervento. E' possibile invece che si verifichino fenomeni di ruscellamento superficiale lungo il pendio a monte dell'area di intervento in occasioni di intensi eventi piovosi. Vista la natura dei litotipi presenti in sito, non si esclude inoltre lo scorrimento di acque in profondità, soprattutto all'interno delle lenti sabbiose dei depositi eluvio-colluviali che ricoprono il substrato roccioso nell'area di intervento. Tali acque potrebbero aumentare la spinta attiva del terreno sui muri perimetrali di monte del fabbricato in progetto.

Per quanto concerne la permeabilità dei terreni presenti, sulla base delle osservazioni effettuate in sito relative alla granulometria dei depositi, risulta che il terreno eluvio-colluviale dell'area in esame può essere considerato appartenente ad una classe di permeabilità "medio-bassa", quindi con valori di permeabilità di $10^{-5} \div 10^{-7}$ m/s, in funzione della percentuale di frazione fine che può variare localmente.

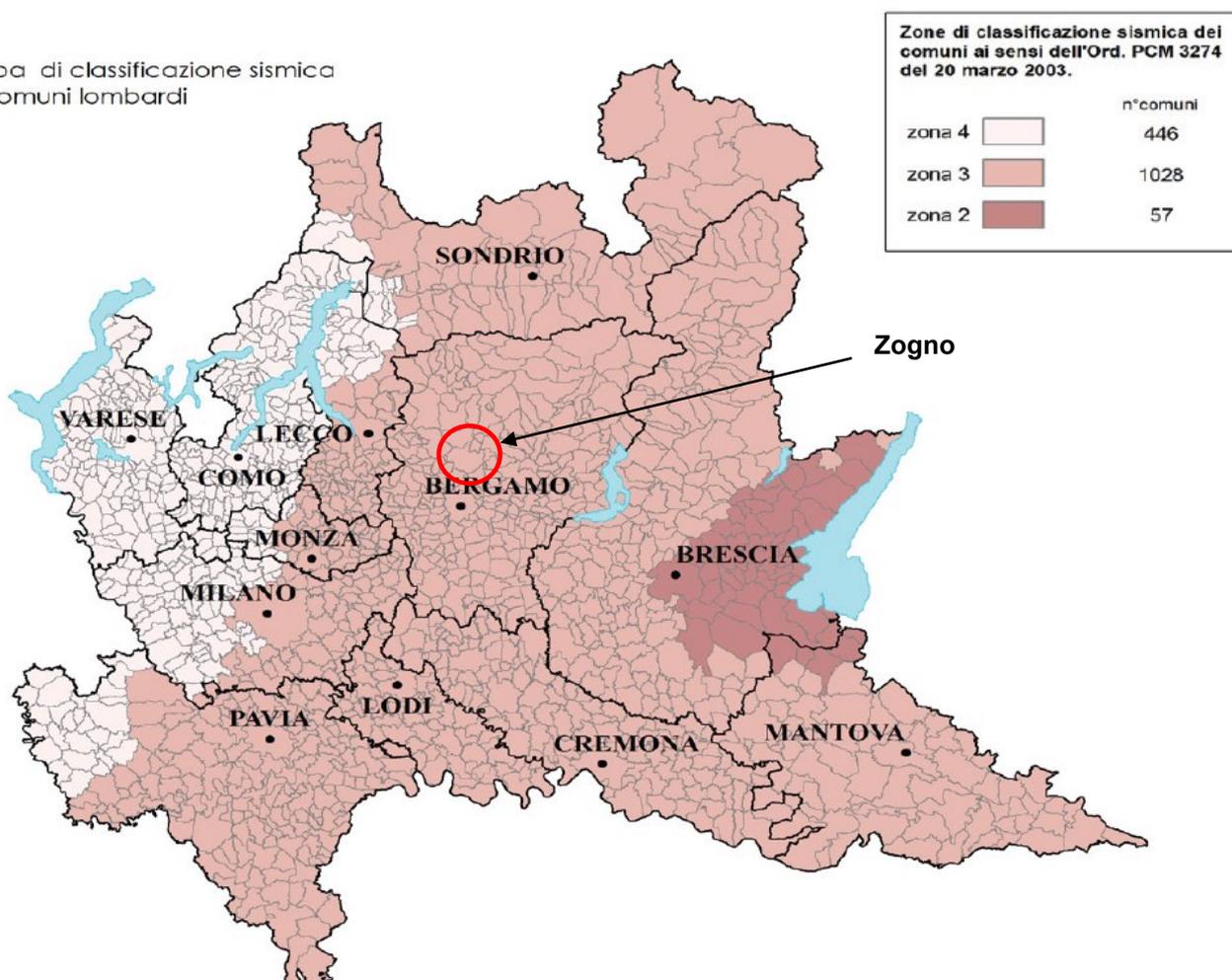
Il substrato roccioso, posto subito al di sotto dei terreni superficiali, a sua volta è costituito dai litotipi delle calcari e marne a permeabilità primaria bassa, ma secondaria buona (stimata in $10^{-3} \div 10^{-5}$ cm/s) per la presenza in alcuni settori di fratturazioni o elementi tettonici (faglie e sovrascorrimenti).

Si segnala infine che la zona di intervento non si trova in prossimità in zona di rispetto di pozzi o sorgenti captate per uso idropotabile.

7.0 Azioni sismiche di progetto

In base al **D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129**, con cui è stato eseguito un aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia, il territorio comunale di Zogno rientra nella **“zona 3”**, ovvero zona sismica con rischio medio-basso.

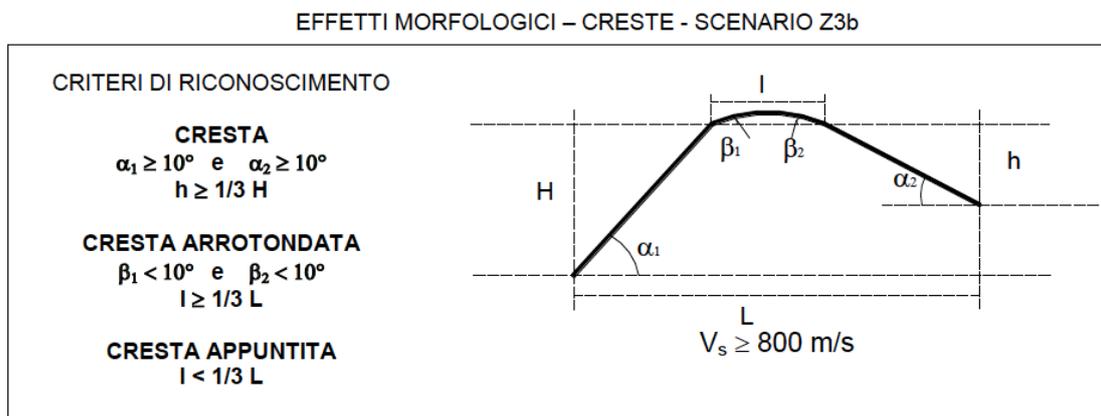
Mappa di classificazione sismica dei comuni lombardi



L'area in esame, secondo quanto riportato nella carta della pericolosità sismica locale allegata al PGT comunale (vedi in **Fig. 2**), rientrerebbe in zona con scenari di amplificazione sismica locale. In particolare il sito si troverebbe in “Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo appuntite-arrotondate:” (Zona Z3b).

Per quanto riguarda l'ubicazione in zona Z3b, si ritiene che il sito in cui è ubicato l'edificio non si possa considerare una zona di cresta appuntita o arrotondata. Per gli scenari di cresta infatti la Regione Lombardia propone una scheda di valutazione, riportata di seguito, che utilizza i seguenti parametri:

- larghezza del rilievo L;
- larghezza in cresta del rilievo l;
- dislivello altimetrico massimo H e dislivello altimetrico minimo h dei versanti;
- coefficiente di forma H/L.



La procedura semplificata valida per lo scenario di zona di cresta rocciosa e/o cucuzzolo (Z3b), definisce che i pendii debbano avere un'inclinazione maggiore o uguale ai 10° , e il dislivello altimetrico minimo (h) dovrebbe essere maggiore o uguale ad un terzo del dislivello altimetrico massimo (H). Il crinale considerato, in cui è posto il fabbricato di progetto, presenta su un fianco una inclinazione circa 10° , ma il dislivello altimetrico minimo risulta minore di un terzo del dislivello massimo (vedi sezione altimetrica in **Fig.6**), quindi la morfologia non rientra nei parametri fissati per la definizione di cresta e pertanto non è stato sottoposto ad analisi di 2° livello.

Per la verifica degli stati limite ultimi (SLU) e degli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazione dell'opera in progetto si è tenuto conto delle **azioni sismiche di progetto** che si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e dai "fenomeni di amplificazione sismica locale" legati alle categorie di sottosuolo e alle condizioni topografiche presenti.

7.1 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base del sito di progetto è definita in funzione di tre parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima del 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.

I parametri a_g , F_o e T^*_c vanno ricavati dall'*Allegato B* del *D.M. 14.01.2008* in funzione dell'ubicazione del sito (longitudine e latitudine) e del tempo di ritorno (T_r) preso in considerazione. Il parametro T_r viene ricavato dalla seguente relazione:

$$Tr(anni) = -\frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

in cui V_r è la *vita di riferimento dell'opera* e P_{vr} la *probabilità di superamento del periodo di riferimento* legata allo stato limite di calcolo.

La vita di riferimento (V_r) dell'opera si ottiene con la formula:

$$V_r(anni) = C_u V_n$$

dove V_n è la *vita nominale dell'opera* e C_u un *fattore moltiplicativo funzione della classe d'uso della struttura in progetto*.

Il parametro P_{vr} è invece funzione dello stato limite considerato; in particolare per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), che rappresenta lo stato limite ultimo preso in considerazione in zone a rischio sismico, è prevista una probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r pari al 10%.

Considerando le coordinate geografiche del sito di progetto (*Lat. 45.804591; Lon. 9.694689 coord. in ED50*) ed un periodo di ritorno dell'azione sismica (T_r) pari a 475 anni, risulta che i parametri di pericolosità sismica di base dell'area in esame sono i seguenti:

$$a_g = 0,094 \text{ g}$$

$$F_o = 2,466$$

$$T^*_c = 0,277 \text{ s}$$

Tali parametri, in funzione dello stato limite considerato, possono avere valori diversi (vedi parametri sismici relativi al sito in esame allegati alla presente relazione).

7.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Per quanto riguarda la classificazione del terreno secondo le categorie di suolo di fondazione, riportate nel DM 14.01.2008, necessaria ai fini della definizione della azione sismica di progetto, in base a quanto osservato in sito, non avendo dati esatti sullo spessore della coltre eluvio-colluviale superficiale e non avendo eseguito indagini geofisiche MASW in sito, a favore della sicurezza è possibile considerare il terreno di fondazione appartenente alla categoria di sottosuolo (di cui al punto 3.2.2. delle NTC 2008) corrispondente al profilo E. **Il terreno di categoria E** è costituito da: *“Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di Vs30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m e giacenti su di un substrato di materiale più rigido con Vs30 > 800 m/s”*.

Per ciò che concerne le condizioni topografiche, se si tratta di morfologie complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Sulla base dei rilievi eseguiti e dei dati di bibliografia, risulta che l'ambito di progetto presenta una configurazione superficiale semplice, pertanto è possibile definire la categoria topografica del sito utilizzando la tabella 3.2.IV del suddetto D.M. . In particolare l'area di progetto rientra nella **categoria topografica T1**: *“superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*.

7.3 Stima dell'azione sismica di progetto

Determinare l'azione sismica di progetto significa calcolare il valore di a_{max} ossia l'*accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni*, che si definisce a partire dalla *“pericolosità sismica di base”* del sito di costruzione e dai *“fenomeni di amplificazione sismica locale”* legati alle categorie di sottosuolo e alle condizioni topografiche presenti

Secondo il *D.M. 14 gennaio 2008*, in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa dal sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui alle tabelle 3.2.V e 3.2.VI del *D.M. 2008*

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido ricavabile dall'*allegato B al D.M. 2008*

Applicando la formula di ottiene **$a_{gmax} = 0,151 g (1,478 m/s^2)$**

Nelle verifiche dello stato limite ultimo, effettuate con analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

In particolare i coefficienti sismici da considerare sono quello orizzontale k_h e quello verticale k_v , i cui valori possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, di cui alla tabella 7.11.I del *D.M. 2008*

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità (9,8 m/s²).

Applicando le suddette formule, per un periodo di ritorno dell'azione sismica (T_r) pari a 475 anni (previsto per lo Stato Limite di salvaguardia della vita SLV) si ottengono i seguenti valori:

$$K_h = 0,030$$

$$K_v = 0,015$$

N.B. Viene allegata alla presente relazione una tabella con i dati riassuntivi relativi ai parametri sismici dell'area in esame in funzione dello Stato Limite considerato e della tipologia di verifica geotecnica da effettuare (in questo caso "stabilità di pendii e fondazioni").

8.0 Interventi previsti

L'intervento in progetto consiste nella ristrutturazione di un fabbricato esistente, con lieve soprizzo del piano sottotetto. L'edificio presenta quattro piani: piano seminterrato, piano rialzato, piano primo e piano sottotetto. Al termine dei lavori, l'edificio manterrà la lunghezza attuale di circa 10 m, la larghezza attuale, variabile tra 6,50 m e 8,50 m, mentre l'altezza del fabbricato al culmine passerà da 11,0 m a 11,70 m.

La realizzazione dell'opera non prevede alcun sbancamento, a meno che non si debbano modificare le fondazioni del fabbricato esistente. In tal caso gli scavi potrebbero interessare la pavimentazione oppure il terreno all'esterno in prossimità dei muri perimetrali, fino alla profondità del piano di posa delle fondazioni.

Si rimanda alle tavole di progetto a firma del Geom. Gabriele Berlendis per la visualizzazione della planimetria e delle sezioni, oltre che per i dati planovolumetrici degli interventi e per la verifica dei manufatti.

9.0 Parametri geotecnici

9.1 Parametri geotecnici nominali

Attraverso rilievi in sito è stato possibile osservare i terreni presenti in profondità e stimarne i parametri geotecnici. Tali parametri sono stati determinati non solo attraverso l'osservazione diretta dei terreni ma anche sulla base di dati pubblicati nella letteratura specifica. In particolare si sono adottati criteri di scelta cautelativi, al fine di ottenere nei calcoli dei risultati attendibili o al più a favore della sicurezza.

Di seguito si elencano i parametri geotecnici nominali relativi al **deposito eluvio-colluviale** formato da limo sabbioso con poca ghiaia presente in sito:

- angolo di resistenza al taglio, $\varphi = 28^\circ-30^\circ$;
- peso di volume allo stato naturale, $\gamma = 18 \text{ Kg/m}^3$
- coesione, $c = 0 - 0,05 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa, $D_r = 80\%$;

Si riportano inoltre alcuni parametri geotecnici relativi al substrato roccioso costituito da calcari marnosi alternati a marne parzialmente fratturati appartenenti alla Formazione del **Calcere di Zu**:

- angolo di resistenza al taglio, $\varphi = 30^\circ-33^\circ$
- peso di volume allo stato naturale, $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- coesione, $c = 2,5 - 3,5 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa, $D_r = 100\%$;

N.B. A favore della sicurezza per i parametri che presentano un certo range di valori si è scelto di utilizzare i valori più bassi.

9.2 Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

Il *D.M. 14 gennaio 2008* prevede che nei calcoli geotecnici con il criterio dello stato limite, i parametri del terreno da introdurre nelle relazioni devono essere quelli *caratteristici* (φ_k , γ_k , c_k ecc.). Per valore caratteristico di un parametro geotecnico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici possono essere stimati attraverso un approccio di tipo probabilistico. Prendendo in considerazione, per esempio, l'angolo di resistenza al taglio φ , il valore caratteristico è determinabile con la seguente relazione:

$$(1) \varphi_k = \varphi_m (1 + \chi V_\varphi)$$

dove:

φ_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio;

φ_m = valore medio dell'angolo di resistenza al taglio;

V_φ = coefficiente di variazione di φ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ ;

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L' *Eurocodice 7* fissa una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a -1.645 . Di conseguenza la relazione (1) diventa:

$$(2) \varphi_k = \varphi_m (1 - 1.645 V_\varphi)$$

In pratica quindi, partendo da un campione di valori di φ relativi ad un particolare strato di terreno, determinati, per esempio, con una prova penetrometrica, si calcolano in sequenza:

- 1) il valore medio del campione (φ_m);
- 2) lo scarto quadratico medio (σ_φ);
- 3) il coefficiente di variazione ($V_\varphi = \sigma_\varphi / \varphi_m$);
- 4) il valore caratteristico di φ (φ_k).

Il procedimento è ovviamente estendibile a qualunque altro parametro geotecnico.

Non sempre è possibile collezionare un numero di misure sufficiente per applicare in maniera rigorosa la procedura descritta. In questi casi è possibile adottare valori dei coefficienti di variazione V ricavati dalla letteratura scientifica. Cherubini, Giasi e Rethati (1993) suggeriscono i seguenti valori di V per alcuni parametri geotecnici:

Parametro	V medio	Deviazione standard di V
φ	0.1219	0.0615
c_u	0.4324	0.2328
γ	0.0685	0.0359
C_c	0.3551	0.1269

Il *D.M. 14 Gennaio 2008* prevede che i parametri geotecnici caratteristici, da utilizzare nelle verifiche dello Stato Limite Ultimo, vengano ulteriormente modificati a seconda del tipo di approccio utilizzato per tali verifiche (vedi *Cap.10*). In particolare i parametri geotecnici caratteristici andranno divisi per un coefficiente parziale γ_M in modo da ottenere i *parametri geotecnici di progetto* (φ_d, γ_d, c_d ecc.).

I valori di progetto sono forniti quindi dalle relazioni:

$$tg \varphi_d = tg \varphi_K / \gamma_M \quad \gamma_d = \gamma_K / \gamma_M \quad c_d = c_K / \gamma_M$$

in cui:

Parametro	Coefficiente parziale γ_M (con approccio M1)	Coefficiente parziale γ_M (con approccio M2)
φ	1,0	1,25
c	1,0	1,25
c_u	1,0	1,4
γ	1,0	1,0

(da tabella 6.2.11 del *D.M. 2008*)

Il terreno di fondazione delle opere in progetto corrisponde al **substrato roccioso** ed i parametri geotecnici caratteristici e di progetto corrispondenti a tale substrato risultano i seguenti:

Parametri geotecnici nominali medi	Parametri geotecnici caratteristici	Parametri geotecnici di progetto (con approccio M1)	Parametri geotecnici di progetto (con approccio M2)
$\varphi = 30^\circ$	$\varphi_K = 28^\circ$	$\varphi_d = 28^\circ$	$\varphi_d = 22^\circ$
$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_K = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 21 \text{ KN/m}^3$
$c = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$	$c_K = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$	$c_d = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$	$c_d = 1,1 \text{ Kg/cm}^2$

N.B. Vista la natura del substrato, non risultano necessarie verifiche relative alla liquefazione dei terreni.

Per quanto riguarda il **deposito eluvio-colluviale** superficiale presente in sito, i parametri geotecnici caratteristici e di progetto corrispondenti a tale materiale risultano i seguenti:

<i>Parametri geotecnici nominali medi</i>	<i>Parametri geotecnici caratteristici</i>	<i>Parametri geotecnici di progetto (con approccio M1)</i>	<i>Parametri geotecnici di progetto (con approccio M2)</i>
$\varphi = 28^\circ$	$\varphi_K = 26^\circ$	$\varphi_d = 26^\circ$	$\varphi_d = 21^\circ$
$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_K = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$
$c = 0 \text{ Kg/cm}^2$	$c_K = 0 \text{ Kg/cm}^2$	$c_d = 0 \text{ Kg/cm}^2$	$c_d = 0 \text{ Kg/cm}^2$

10.0 Resistenza di progetto dei terreni di fondazione

Al fine di consentire al progettista l'esecuzione delle verifiche dello Stato Limite Ultimo (in zona sismica coincidente con lo Stato Limite di Salvaguardia della vita SLV) dell'opera in progetto, viene di seguito determinata la *resistenza di progetto* dei terreni di fondazione al collasso per carico limite (Rd), che si ottiene dividendo la *resistenza caratteristica* del terreno Rk (coincidente con la capacità portante limite) per un fattore di sicurezza F_{SR} variabile a seconda dell'approccio scelto per le suddette verifiche.

Dall'analisi delle tavole di progetto e dalle osservazioni geologiche e geomorfologiche eseguite in sito, risulta che le fondazioni del fabbricato in ristrutturazione potrebbero poggiare sia sul substrato roccioso sia sul deposito eluvio-colluviale. Pertanto si è deciso di valutare la resistenza al collasso per carico limite sia per il terreno superficiale che per il substrato roccioso.

10.1 Resistenza al collasso per carico limite del terreno

Per determinare la resistenza caratteristica del terreno di fondazione di tipo granulare, si è proceduto all'effettuazione di calcoli di massima sulla base della formula completa di *Brinch-Hansen (1970)*, che costituisce un'estensione dell'equazione di *Buisman (1935)* e di *Terzaghi (1940)*, ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari. Tale soluzione tiene conto dei contributi dovuti alla coesione (in questo caso considerata nulla), del peso del terreno sovrastante il piano di posa della fondazione e di quello sottostante la stessa:

$$R_k (q_{lim}) = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot Z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot Z_q + 1/2 B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot Z_\gamma$$

dove:

- q_{lim} = capacità portante limite;
- c = coesione del terreno;
- q' = pressione esercitata dal terreno sovrastante il piano di posa della fondazione = $\gamma'z$;
- B = larghezza della fondazione;

- γ' = peso di volume del terreno sottostante la fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = coefficienti di portata, calcolati come proposto sia da Brinch-Hansen che da Meyerhof (N_c, N_q) e da Brinch-Hansen (N_γ), e legati in vario modo a ϕ' ;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma, calcolati come proposto sia da Brinch-Hansen che da Meyerhof, sulla base delle dimensioni della fondazione;
- d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità, calcolati come proposto sia da Brinch-Hansen che da Meyerhof, sulla base della profondità del piano di posa, della larghezza della fondazione e di ϕ' ;
- i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;
- g_c, g_q, g_γ = fattori di inclinazione della superficie topografica;
- b_c, b_q, b_γ = fattori di inclinazione del piano di fondazione.
- z_c, z_q, z_γ = fattori riduttivi legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni (da Paolucci e Pecker);

Non avendo dati precisi sulla tipologia di fondazione, la capacità portante dei terreni di fondazione è stata verificata indicativamente per una fondazione nastriforme con larghezza (B) pari a 1 m e lunghezza (L) pari 8 m, mentre lo spessore della fondazione è stata assunta pari a 0,50 m.

Essendo la zona di progetto ubicata in **zona sismica 3**, si è tenuto conto nel calcolo della resistenza del terreno dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza N_q, N_c e N_γ legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997) In particolare vengono introdotti i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{Kh}{tg \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_q = 1 - 0,32 \cdot Kh$$

dove Kh è il coefficiente sismico orizzontale al piano di posa delle fondazioni. I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N'_q = z_q N_q$$

$$N'_\gamma = z_\gamma N_\gamma$$

$$N'_c = z_c N_c.$$

Per quanto riguarda la *coesione* (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

Inoltre va inserita nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{Q_v}$$

dove **M** è il momento e **Q_v** la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata con la relazione:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale, dato da $\beta_s \cdot a_g$;

k_v = coefficiente sismico verticale, da porre uguale alla metà di quello orizzontale.

Applicando tale metodo e considerando delle fondazioni nastriformi con le dimensioni sopra descritte, il terreno presenta la seguente **resistenza caratteristica**:

- Con approccio **M1**, utilizzando quindi i parametri geotecnici caratteristici (vedi cap.9.2):

$$Rk_1 = \underline{192 \text{ kPa}} \quad (1,96 \text{ kg/cm}^2)$$

- Con approccio **M2**, utilizzando quindi gli opportuni parametri geotecnici di progetto (vedi cap.9.2):

$$Rk_2 = \underline{103 \text{ kPa}} \quad (1,06 \text{ kg/cm}^2)$$

Per quanto riguarda il fattore di sicurezza globale (F_{SR}) da applicare alla resistenza caratteristica del terreno (Rk) per ottenere la resistenza di progetto del terreno (Rd), il *D.M. 2008* riporta la seguente tabella di riferimento a seconda del tipo di approccio con cui si eseguono le verifiche:

Verifica alla capacità portante	Approccio R1	Approccio R2	Approccio R3
F_{SR} da applicare	1,0	1,8	2,3

Il *D.M. 14 gennaio 2008* propone due approcci alternativi alle verifiche degli Stati Limiti:

- **Approccio 1 (GEO)**: si esegue la verifica con la combinazione M2+R2. Questo valore andrà confrontato, dal progettista, con i carichi di progetto calcolati, applicando i coefficienti A2 proposti dal *D.M. 2008*.

- **Approccio 2 (GEO)**: si esegue la verifica con la combinazione M1+R3. Questo valore andrà confrontato, dal progettista, con i carichi di progetto calcolati, applicando i coefficienti A1 proposti dal *D.M. 2008*.

Utilizzando i vari approcci si ottengono i seguenti valori di **resistenza di progetto (Rd)** del terreno di fondazione al collasso per carico limite:

Approccio 1 – combinazione M2+R2 :	Rd = Rk₂/ F_{sR2} = <u>56 kPa</u> (0,58 kg/cm²)
Approccio 2 – combinazione M1+R3 :	Rd = Rk₁/ F_{sR3} = <u>83 kPa</u> (0,85 kg/cm²)

10.2 Resistenza al collasso per carico limite del substrato roccioso

Per determinare la resistenza caratteristica del substrato roccioso su cui poggeranno le opere in progetto, si è proceduto all'effettuazione di calcoli di massima sulla base della formula di *Terzaghi*. Tale soluzione tiene conto dei contributi dovuti alla coesione dell'ammasso roccioso, al peso della roccia sovrastante il piano di posa della fondazione e a quello sottostante la stessa:

$$R_k = S_c \cdot c \cdot N_c \cdot z_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot z_q + 1/2 \cdot S_\gamma \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot z_\gamma$$

dove:

- R_k = resistenza caratteristica del substrato roccioso (capacità portante limite);
- c = coesione dell'ammasso roccioso;
- γ = peso di volume dell'ammasso roccioso;
- D = profondità di posa della fondazione;
- B = larghezza della fondazione;
- S_c e S_γ = fattori correttivi in funzione della forma della fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = coefficienti di portata, calcolati come proposto da Terzaghi e legati in vario modo all'angolo di resistenza al taglio (φ).
- z_c, z_q, z_γ = fattori riduttivi legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni (da Paolucci e Pecker);

Non avendo dati precisi sulla tipologia di fondazione, la capacità portante dei terreni di fondazione è stata verificata indicativamente per una fondazione nastriforme con larghezza (B) pari a 1,0 m e lunghezza (L) pari 18 m, corrispondente alla lunghezza massima del fabbricato in progetto, mentre lo spessore della fondazione è stata assunta pari a 0,50 m. La *resistenza* ottenuta applicando la formula poc'anzi citata, è stata poi corretta tenendo conto dell'R.Q.D. (Rock Quality Designation), stimata in 40% sulla base delle osservazioni effettuate in sito, applicando la seguente relazione:

$$R_k' = R_k \cdot (RQD/100)^2$$

Essendo la zona di progetto ubicata in **zona sismica 3**, il calcolo della resistenza del substrato di fondazione è stata effettuata in condizioni dinamiche (presenza di sisma). Pertanto si è tenuto conto nel calcolo della resistenza del terreno dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza N_q, N_c e N_γ legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle

fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997). In particolare vengono introdotti i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{Kh}{tg \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_q = 1 - 0,32 \cdot Kh$$

dove Kh è il coefficiente sismico orizzontale al piano di posa delle fondazioni (vedi cap.8). I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N'_q = z_q N_q$$

$$N'_\gamma = z_\gamma N_\gamma$$

$$N'_c = z_c N_c.$$

Per quanto riguarda la *coesione* (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

Inoltre va inserita nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{Q_v}$$

dove M è il momento e Q_v la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata con la relazione:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale, dato da $\beta_s \cdot a_g$;

k_v = coefficiente sismico verticale, da porre uguale alla metà di quello orizzontale.

(per tali parametri vedi cap.7).

Applicando tale metodo e considerando delle fondazioni nastriformi con le dimensioni sopra descritte, il substrato roccioso presenta la seguente **resistenza caratteristica**:

- Con approccio **M1**, utilizzando quindi i parametri geotecnici caratteristici (vedi cap.9.2):

$$Rk_1 = \underline{717 \text{ kPa}} \quad (7,31 \text{ kg/cm}^2)$$

- Con approccio **M2**, utilizzando quindi gli opportuni parametri geotecnici di progetto (vedi *cap.9.2*):

$$Rk_2 = \underline{365 \text{ kPa}} \text{ (3,72 kg/cm}^2\text{)}$$

Per quanto riguarda il fattore di sicurezza globale (F_{sR}) da applicare alla resistenza caratteristica del terreno (Rk) per ottenere la resistenza di progetto del terreno (Rd), il *D.M. 2008* riporta la seguente tabella di riferimento a seconda del tipo di approccio con cui si eseguono le verifiche:

Verifica alla capacità portante	Approccio R1	Approccio R2	Approccio R3
F_{sR} da applicare	1,0	1,8	2,3

Il *D.M. 14 gennaio 2008* propone due approcci alternativi alle verifiche degli Stati Limiti:

- **Approccio 1 (GEO)**: si esegue la verifica con la combinazione M2+R2. Questo valore andrà confrontato, dal progettista, con i carichi di progetto calcolati, applicando i coefficienti A2 proposti dal *D.M. 2008*.

- **Approccio 2 (GEO)**: si esegue la verifica con la combinazione M1+R3. Questo valore andrà confrontato, dal progettista, con i carichi di progetto calcolati, applicando i coefficienti A1 proposti dal *D.M. 2008*.

Utilizzando i vari approcci si ottengono i seguenti valori di **resistenza di progetto (Rd)** del substrato roccioso al collasso per carico limite:

Approccio 1 – combinazione M2+R2 :	$Rd = Rk_2 / F_{sR2} = \underline{202 \text{ kPa}} \text{ (2,06 kg/cm}^2\text{)}$
Approccio 2 – combinazione M1+R3 :	$Rd = Rk_1 / F_{sR3} = \underline{311 \text{ kPa}} \text{ (3,17 kg/cm}^2\text{)}$

10.3 Resistenza al collasso per scorrimento sul piano di posa

Nelle situazioni in cui la fondazione superficiale si trova a essere sollecitata da forze orizzontali, per esempio per l'azione di un sisma, deve essere eseguita la verifica allo slittamento. In generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Ed < Rd_{(scorr)} + Pd$$

dove E_d è la forza orizzontale esterna applicata, $Rd_{(scorr)}$ è la resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed P_d è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di E_d , della fondazione stessa. Normalmente P_d viene trascurata perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Per la determinazione di $Rd_{(scorr)}$, in condizioni drenate, si utilizza la seguente relazione:

$$Rd_{(scorr)} = N_d \cdot tg\delta$$

in cui N_d è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione (forniti dal progettista) e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta = \varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \varphi$

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione (si sceglierà il valore caratteristico φ_k o quello di progetto φ_d a seconda dell'approccio nella verifica – vedi tabella pag.13. La coesione drenata, anche se presente, deve essere trascurata.

Per quanto riguarda il fattore di sicurezza globale (F_{sR}) da applicare alla resistenza allo scorrimento caratteristica del terreno (Rk_{scorr}) per ottenere la resistenza allo scorrimento di progetto del terreno (Rd_{scorr}), il D.M. 2008 riporta la seguente tabella di riferimento a seconda del tipo di approccio con cui si eseguono le verifiche:

Verifica allo scorrimento	Approccio R1	Approccio R2	Approccio R3
F_{sR} da applicare	1,0	1,1	1,1

Non avendo a disposizione il valore della risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione (N_d), si rimanda al progettista la stima della resistenza allo scorrimento di progetto del terreno utilizzando i parametri geotecnici forniti nella presente relazione.

11.0 Stabilità dei fronti di scavo e del pendio

Il progetto non prevede la realizzazione di scavi in sito lungo il versante. Si ipotizza invece la possibilità che si debbano eseguire degli scavi per modificare le fondazioni del fabbricato esistente. In tal caso gli scassi potrebbero interessare la pavimentazione interna, oppure il terreno all'esterno in prossimità dei muri perimetrali, fino alla profondità del piano di posa delle fondazioni.

In tal caso, data la natura litologica dei terreni presenti in sito ed il grado di cementazione, sarà possibile realizzare dei fronti di scavo a settori di 2 m, con altezza massima di 1,0 m, aventi pendenza di 50°-60°. I fronti, se all'esterno del fabbricato, andranno ricoperti con tessuto impermeabile per evitare fenomeni di instabilità legati a infiltrazioni di acqua piovana.

Vista infine la tipologia dei terreni e la morfologia finale di progetto, una volta dimensionate correttamente le fondazioni e chiuso gli scavi, non sussistono elementi di rischio per ciò che concerne la stabilità generale dell'area di intervento.

12.0 Prescrizioni tecniche

Vengono di seguito indicate alcune prescrizioni necessarie per ridurre al minimo i rischi di tipo geotecnico e idrogeologico che potrebbero sorgere realizzando le opere in progetto:

- Nel dimensionamento delle fondazioni relative al fabbricato in progetto si dovrà tenere conto della resistenza di progetto dei terreni e dei parametri sismici stimati nella presente relazione.
- Se fosse necessario eseguire degli scavi per modificare le fondazioni del fabbricato esistente, in corrispondenza della pavimentazione interna oppure del terreno all'esterno in prossimità dei muri perimetrali, data la natura litologica dei terreni presenti in sito ed il grado di cementazione, sarà possibile realizzare tali scavo a settori di 2 m, con altezza massima di 1,0 m, aventi pendenza di 50°-60°. I fronti, se all'esterno del fabbricato, andranno ricoperti con tessuto impermeabile per evitare fenomeni di instabilità legati a infiltrazioni di acqua piovana.
- Data la possibilità che vi siano scorrimenti di acqua in profondità, si suggerisce la realizzazione di un sistema di drenaggio a tergo dei muri perimetrali di monte del fabbricato, tramite la posa in opera di un tubo drenante di 20 cm di diametro, ricoperto con ghiaia pulita. Il tubo dovrà avere una pendenza adeguata che consenta l'allontanamento delle acque di infiltrazione. In alternativa sarà possibile realizzare una intercapedine tra il muro di sostegno e il

paramento di monte del fabbricato per la raccolta delle acque. L'acqua captata andrà allontanata attraverso il sistema di tubazioni per lo smaltimento delle acque bianche.

- Vista la natura dei terreni e la morfologia dei luoghi, si dovrà evitare la realizzazione di pozzi perdenti o subirrigazioni.
- Se in fase di sbancamento per l'eventuale ridimensionamento delle fondazioni del fabbricato si riscontrasse una diversa stratigrafia o caratteri litologici dei terreni difformi rispetto a quelli individuati attraverso i rilievi geologici eseguiti in sito, sarà compito del Direttore dei Lavori decidere gli interventi necessari ed eventualmente richiedere il supporto del geologo per indagini e sopralluoghi a scavo aperto.

13.0 Conclusioni

Attraverso rilievi in sito e dati bibliografici è stato possibile determinare i caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici dell'area ubicata in località Camonier, Frazione Somendenna nel Comune di Zogno (Bg), in cui è prevista la ristrutturazione di un edificio esistente ad uso abitativo.

Sulla scorta delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito e dei dati presenti in letteratura, è stata indicata in modo dettagliato l'azione sismica di progetto e definita la capacità portante dei terreni in termini di resistenza di progetto del terreno di fondazione, tenendo conto delle condizioni sismiche presenti, secondo le prescrizioni contenute nel recente *D.M. 14.01.2008 ("Norme Tecniche per le Costruzioni 2008")* e nella *Circolare applicativa del 2.09.2009 n°617 C.S.L.L.P.P.*

E' stata valutata inoltre la stabilità dei fronti di scavo e la stabilità globale dell'area in esame al termine dei lavori previsti da progetto.

In base a quanto sin qui esposto si può affermare che la realizzazione delle opere in progetto, se verranno seguite in fase esecutiva le prescrizioni fornite nella presente relazione tecnica, non comporterà problemi di tipo geotecnico o di tipo idrogeologico nell'area in esame.

Tutto quanto esposto è stato valutato e calcolato conformemente a quanto previsto dalla normativa vigente.

Zogno, 6 Febbraio 2018

Dott. Geol. Filippo Leopardi



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: l'edificio in ristrutturazione è ubicato in corrispondenza di un promontorio, con inclinazioni elevate sul versante nord e più dolci sul versante sud.



Foto 2: l'edificio è posto alla sommità del crinale, in prossimità della strada comunale, in cui il terreno presenta un andamento sub-orizzontale.

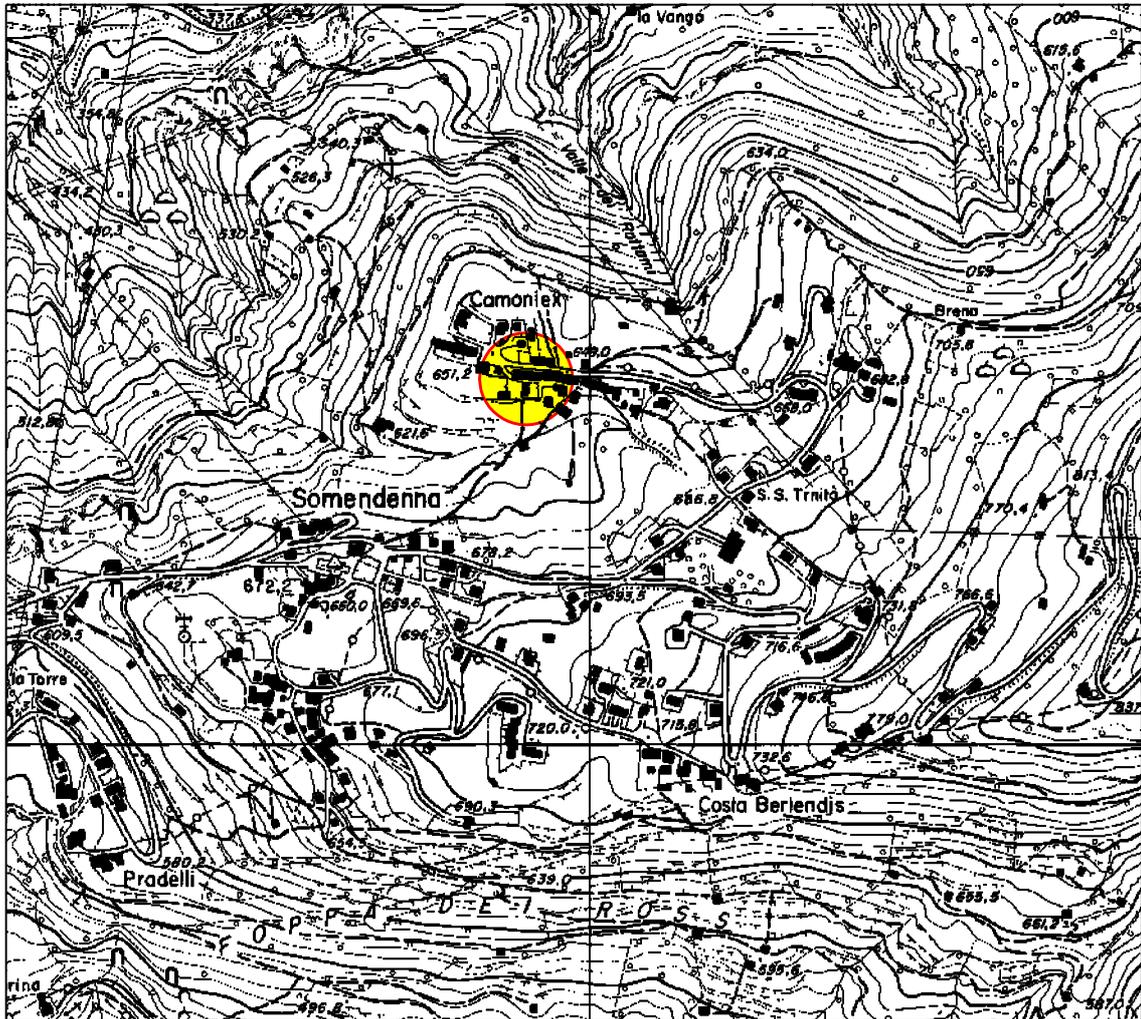


Foto 3: il pendio a valle dell'edificio ha una inclinazione molto bassa, che via via tende a crescere, e risulta rimodellato da interventi antropici, con presenza di stradine, terrazzamenti e muretti a secco

ALLEGATI

- Fig. 1: Carta corografica;
- Fig. 2: Carta della fattibilità geologica e P.S.L.;
- Fig. 3: Carta dei vincoli;
- Fig. 4: Carta geologica;
- Fig. 5: Carta geomorfologica e idrogeologica;
- Fig. 6: Profilo altimetrico dell'area in esame;
- Tab.1 - Parametri sismici

COROGRAFIA



C.T.R. Scala 1:10.000

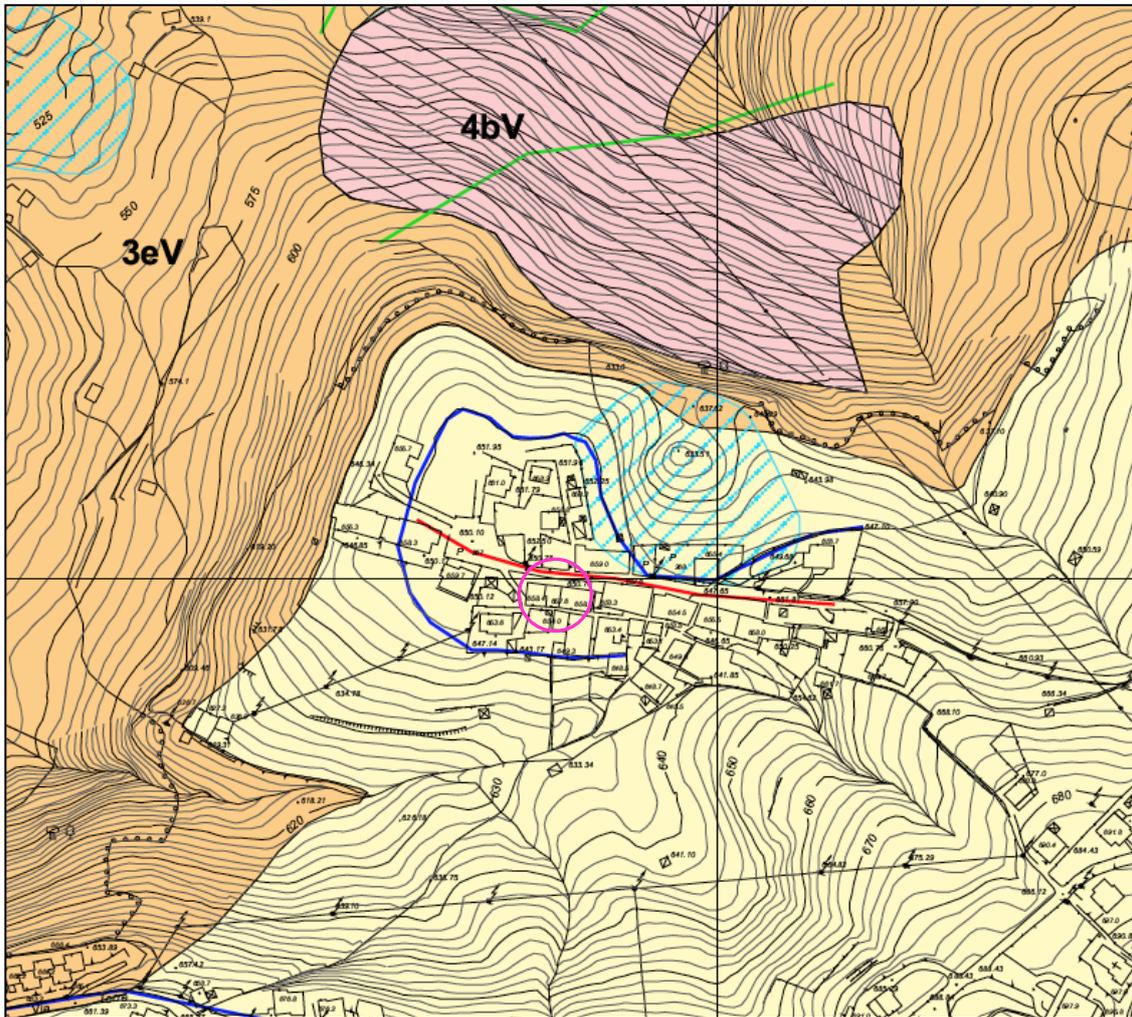


Ubicazione area di intervento

Fig.1

CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA E P.S.L.

(Stralcio dallo studio geologico allegato al PGT)



LEGENDA:

AREE PERICOLOSE DAL PUNTO DI VISTA DELL'INSTABILITA' DEL VERSANTE - "V"

-  Classe 4b V - Fattibilità con gravi limitazioni
-  Classe 3e V - Fattibilità con consistenti limitazioni
-  Classe 2 V - Fattibilità con modeste limitazioni

AREE VULNERABILI DAL PUNTO DI VISTA IDRAULICO - "I"

-  Classe 3a I - Fattibilità con consistenti limitazioni

-  Ubicazione area di intervento

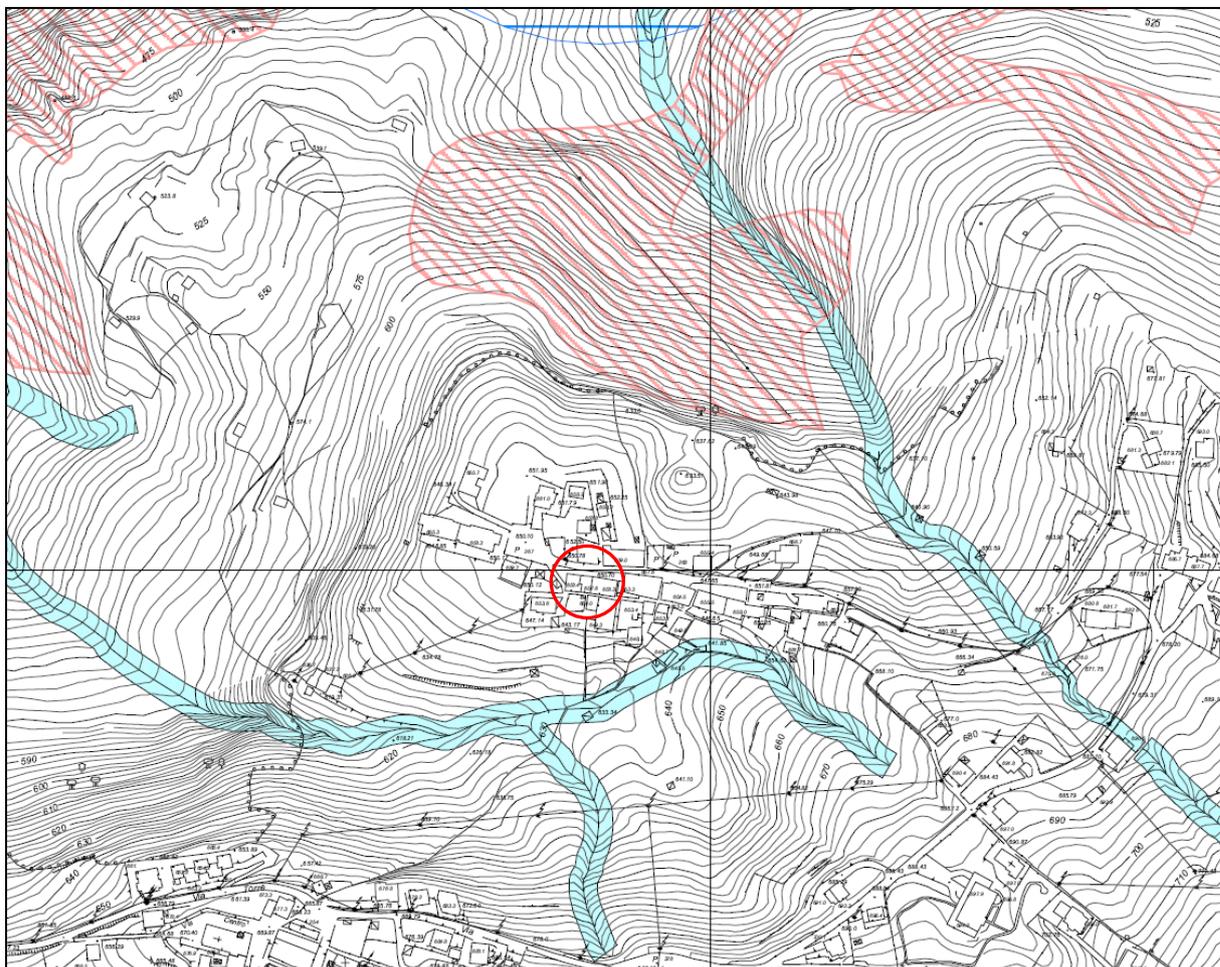
PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

-  Scenario Z1a
-  Scenario Z1b
-  Scenario Z1c
-  Scenario Z2
-  Scenario Z4a
-  Scenario Z4b
-  Scenario Z3a
-  Scenario Z3b

Fig. 2

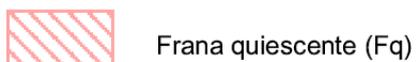
CARTA DEI VINCOLI DI NATURA GEOLOGICA

Scala 1:5.000



Legenda:

QUADRO DEL DISSESTO (in aggiornamento dell'Elaborato 2 del PAI)



Frana quiescente (Fq)

POLIZIA IDRAULICA (d.g.r. 25.01.2002 n. 7/7868 e smi)



Fascia di rispetto reticolo idrico minore

AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI AD USO IDROPOTABILE (d.lgs. 152/2006)



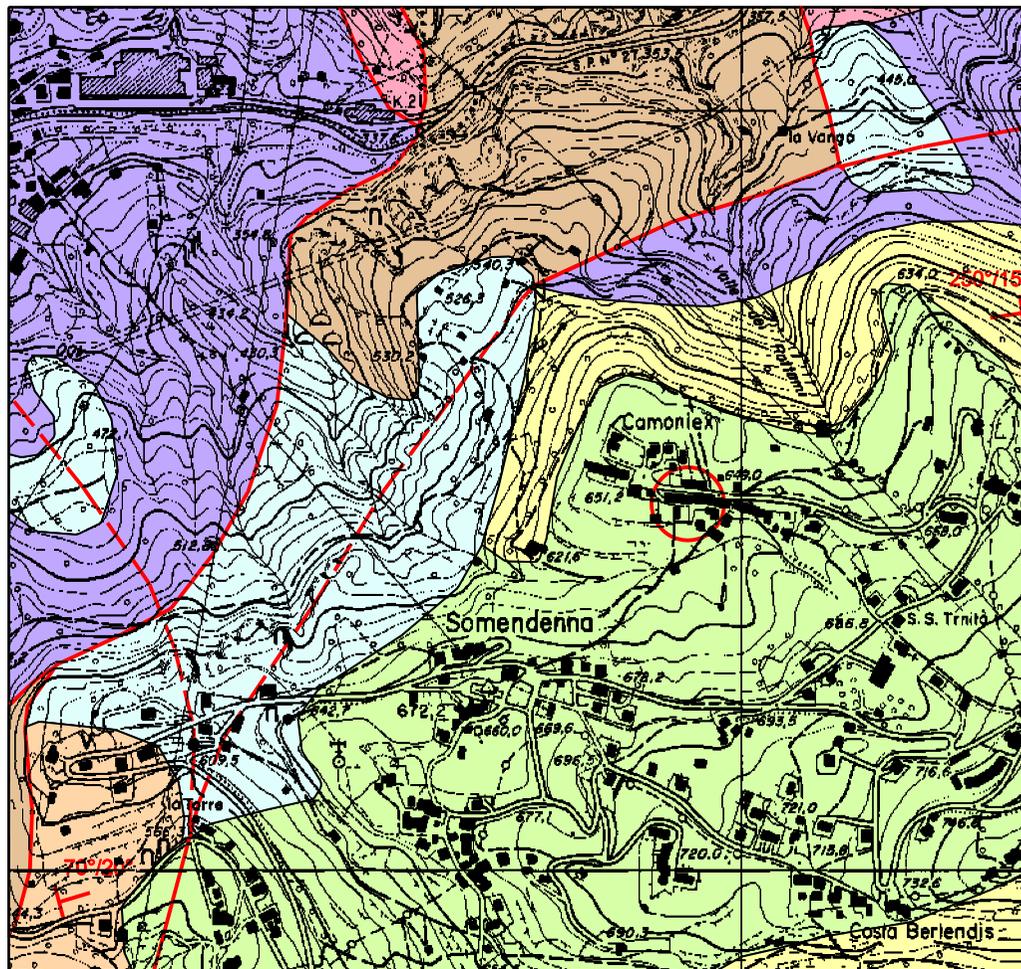
Area di rispetto (200 m)



Ubicazione area di intervento

Fig. 3

CARTA GEOLOGICA



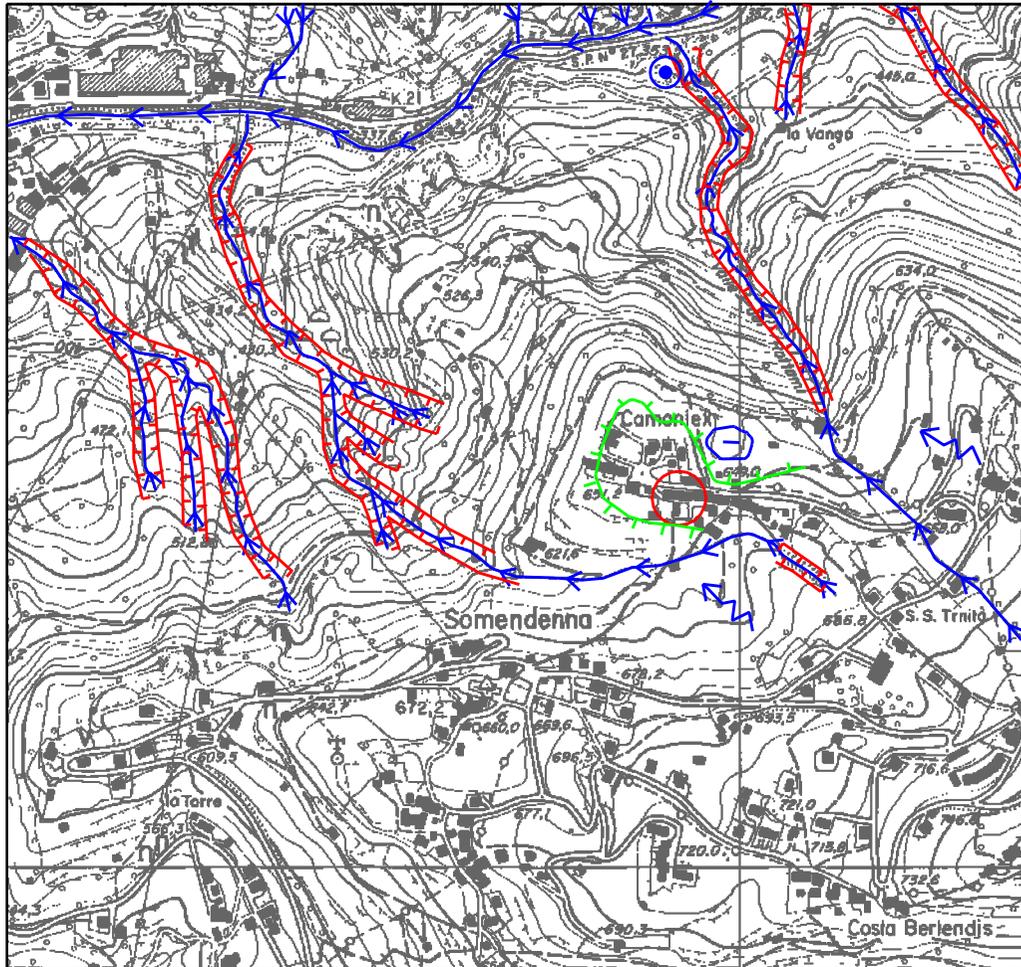
Scala 1:10.000

LEGENDA:

-  Deposito eluvio-colluviale: limo sabbioso con poca ghiaia
-  Deposito di versante: ghiaia e ciottoli in matrice sabbioso-limoso
-  Calcarea di Zu' (Retico): calcari, calcari marnosi, marne e argilliti stratificate
-  Argilliti di Riva di Solto (Norico sup.): Argilliti, marne e calcari fogliettati
-  Dolomia Zonate (Norico medio): doloareniti e dolosiltiti stratificate
-  Breccie sommitali (Norico medio): breccie e megabreccie caotiche dolomitiche
-  Dolomia Principale (Norico inf.): dolomie massicce
-  $250^{\circ}/15^{\circ}$ Giacitura degli strati rocciosi (incl.)
-  Faglia
-  Faglia presunta
-  Area di intervento

Fig. 4

CARTA GEOMORFOLOGICA E IDROGEOLOGICA



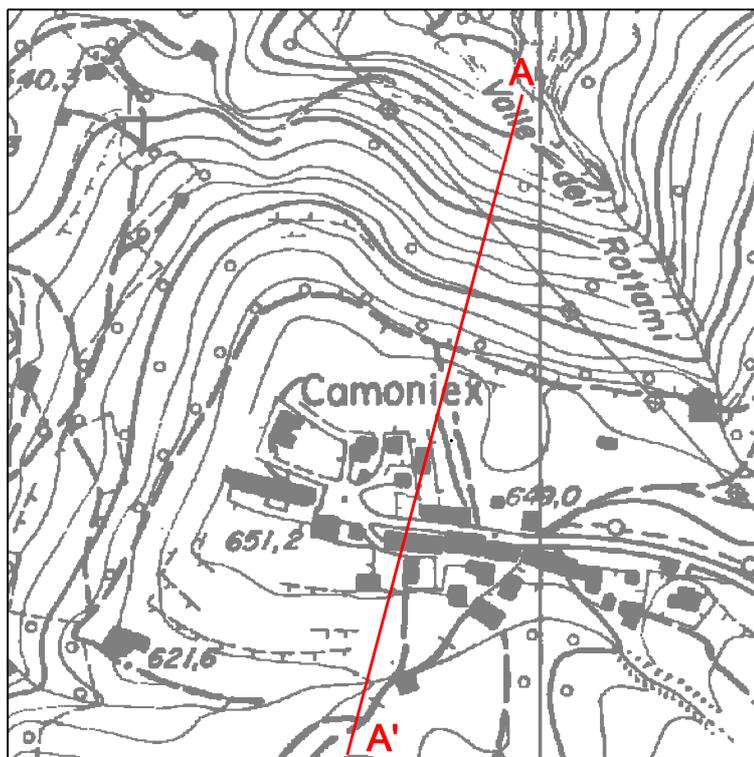
Scala 1:10.000

LEGENDA:

-  Orlo di scarpata di erosione fluviale attivo
-  Orlo di scarpata poligenica
-  Dolina carsica
-  Corso d'acqua
-  Ruscellamento diffuso
-  Sorgente captata
-  Area di intervento

Fig.5

TRACCIA DELLA SEZIONE A-A'



Scala 1: 5.000

PROFILO ALTIMETRICO SEZIONE A-A'

Scala 1: 5.000

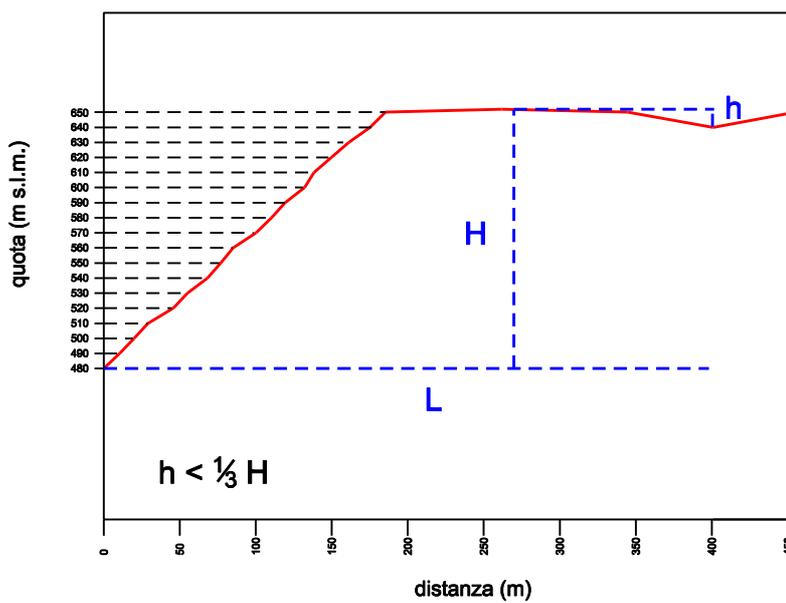


Fig.6

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45.804591

longitudine: 9.694689

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 10714 Lat: 45.8255 Lon: 9.6927 Distanza: 2332.411

Sito 2 ID: 10715 Lat: 45.8277 Lon: 9.7642 Distanza: 5973.185

Sito 3 ID: 10937 Lat: 45.7778 Lon: 9.7674 Distanza: 6374.598

Sito 4 ID: 10936 Lat: 45.7756 Lon: 9.6959 Distanza: 3228.410

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: E

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0.028 g

Fo: 2.454

Tc*: 0.197 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0.036 g

Fo: 2.505

Tc*: 0.211 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0.094 g

Fo: 2.466

Tc*: 0.277 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0.124 g

Fo: 2.466

Tc*: 0.285 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1.600
Cc: 2.200
St: 1.000
Kh: 0.009
Kv: 0.004
Amax: 0.440
Beta: 0.200

SLD:

Ss: 1.600
Cc: 2.140
St: 1.000
Kh: 0.011
Kv: 0.006
Amax: 0.562
Beta: 0.200

SLV:

Ss: 1.600
Cc: 1.920
St: 1.000
Kh: 0.030
Kv: 0.015
Amax: 1.478
Beta: 0.200

SLC:

Ss: 1.600
Cc: 1.900
St: 1.000
Kh: 0.048
Kv: 0.024
Amax: 1.944
Beta: 0.240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - www.geostru.com

Coordinate WGS84

latitudine: 45.803670

longitudine: 9.693635