

Studio Tecnico di Geologia  
Dott. Negri Giuseppe via Capodivilla 10 31053 Pieve di Soligo  
Tel 0.438 82910 cell 336 503969 e-mail negrigiuseppe1@virgilio.it

## RELAZIONE GEOLOGICA MODELLAZIONE SISMICA E RELAZIONE GEOTECNICA

**specificatamente al CAPITOLO C6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA  
precisamente C6.2.1 – C6.2.2 – C6.2.2.5 - C6.2.3.1 - C6.2.3.3  
CIRCOLARE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
DEL 2/2/2009 CSLP**

### **AMPLIAMENTO DI FABBRICATO PRODUTTIVO**

Ditta : MEROTTO FIORI Srl MEROTTO Claudio  
Area : Comune di Sernaglia della Battaglia foglio 18 mappale 698 e altri  
ZONA SISMICA: Zona 2 Zona con pericolosità sismica media dove possono  
verificarsi terremoti abbastanza forti  
NORMATIVA: D.M.14/01/2008  
APPROCCIO VERIFICA SLU tipo GEO: Approccio 2

Ottobre 2014

il geologo



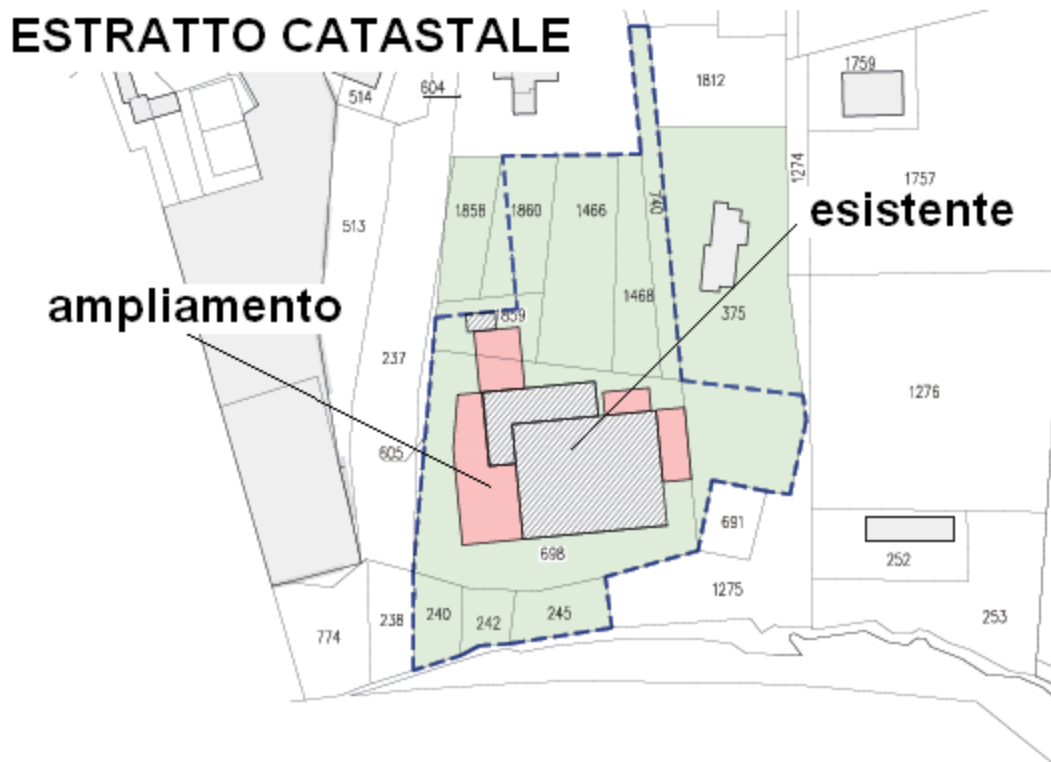
### Descrizione dell'opera e degli interventi

Il progetto prevede la costruzione di un ampliamento di edificio esistente, il nuovo progetto ha le seguenti caratteristiche

- fondazioni dirette superficiali
- assenza di interrato

L'intervento in oggetto secondo le : UNI EN 1997 -1 Eurocode 7 : progettazione geotecnica appartiene a categoria geotecnica 1 :strutture o parti di strutture semplici e di modeste dimensioni.

Poiché trattasi di una costruzione con normali affollamenti e senza funzioni pubbliche, sulla scorta del D.M. 14.01.2008 la Classe d'Uso, come meglio specificato oltre, è la Classe II (NTC 2008 - 2.4.2.). Questa relazione, pertanto, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte è finalizzata alla costruzione del modello geologico, necessario per la redazione del successivo modello geotecnico,



### 6.2.1 modellazione geologica del sito

#### 6.2.1 a assetto geologico

Il terreno oggetto d'intervento si trova a Sud di Falzè di Piave in un terrazzo alluvionale recente del Piave; questo terrazzo è separata dall'attuale alveo da una scarpata , sempre alluvionale di pochi metri.

Verso Nord una ulteriore scarpata chiude questo lembo di terrazzo sul limite del Quartier del Piave

La superficie topografica si presenta come un piano morfologico , ora antropizzato e assolutamente stabile, i limiti si trovano e a distanza tale da non interferire direttamente o indirettamente con quanto in progetto, nel rilievo di dettaglio si evidenziano ondulazioni molto ampie e prive di valenza morfologica molte alterate dalla pratica agricola

L'intera area puo' essere descritta come un vasto piano debolmente inclinato verso Sud Est ,il piano campagna si trova in continuità morfologica con la piana immediatamente circostante, solo verso Ovest questa continuità è interrotta dal limite del terrazzo sopradescritto

Da un punto di vista idrogeologico l'area è caratterizzata da un sistema multifalde di acquifero differenziato.

Nel sottosuolo si trova una falda freatica che sfrutta come acquifero il complesso alluvionale presente, questa falda si trova ad una profondità di 17 m. ca dal piano campagna.

### 6.2.1 b Situazione stratigrafica di dettaglio

La ricostruzione valida per la porzione di superficie del progetto in esame ,a condizioni che non siano intervenuti recenti rimaneggiamenti per la costruzione di quanto in essere , è la seguente:

**livello A) dal piano campagna fino a 0.80 m ca** terreno agrario rimaneggiato molto compressibile .

**livello B) da 0.80 ca m fino a 3.50 m ca** alluvioni sabbio ghiaiose anche con livelli di marcatamente ghiaiosi di buona consistenza

**livello C)** segue un compatto livello sabbio ghiaioso

Dopo aver definito il "modello geologico di riferimento - M.G.R. ", in relazione sia alle condizioni geologico stratigrafiche e strutturali sia in funzione dell'importanza del progetto, si ritiene corretto ed utilizzabile l'approccio semplificato (basato sull'individuazione della categorie di sottosuolo) e sufficiente l'analisi di risposta sismica locale essenziale come di seguito esposto

#### 6.2.1 c caratteristiche fisiche dei terreni

Peso di volume

Si assume un peso medio di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  per tutti gli orizzonti.

Densità Relativa

Lo stato di addensamento è stato ricavato attraverso le correlazioni con le prove penetrometriche standard SPT. In base al valore di  $(N_1)_{60}$ , è possibile determinare lo stato reale di addensamento dei terreni incoerenti, in base alla formula proposta da Skempton (1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{A}}$$

In cui A è un parametro che tiene conto in considerazione dello stato del terreno; esso vale:

terreno	A
Sabbie medie	60
Sabbie grosse	65

Nel nostro caso è stato assunto per il parametro A il valore 65.

Classificazione DR (%)	$(N_1)_{60}$
Medio 35 - 65	8 - 25
Denso 65 - 85	25 - 42

Dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche si riscontra che la densità relativa assume valori crescenti a partire dal piano campagna, passando da uno stato di addensamento medio per poi diventare denso-molto denso alle maggiori profondità.

### Angolo d'attrito

L'angolo d'attrito ( $\phi$ ) è stato determinato considerando il valore ottenuto attraverso le correlazioni empiriche NSPT- $\phi$  presentate dalla Japanese National Railway.

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\phi = 0.3 \text{ NSPT} + 27$$

Si assume un valore dell'angolo d'attrito  $\phi = 30^\circ$  per tutti gli orizzonti

#### Modulo di Elasticità

Il modulo di elasticità (E) è stato determinato in accordo alla teoria di Schmertmann, metodo valido per le sabbie in genere:

$$E = 2B N SPT \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Dove B è una costante variabile in funzione della litologia:

$$B = 10 \text{ sabbia grossolana}$$

Si riscontra un modulo di deformazione del terreno crescente all'aumentare della profondità e compreso tra i 400 Kg/cm<sup>2</sup> e i 600 Kg/cm<sup>2</sup>

#### 6.2.2.5 indagini caratterizzazione e modellazione geotecnica

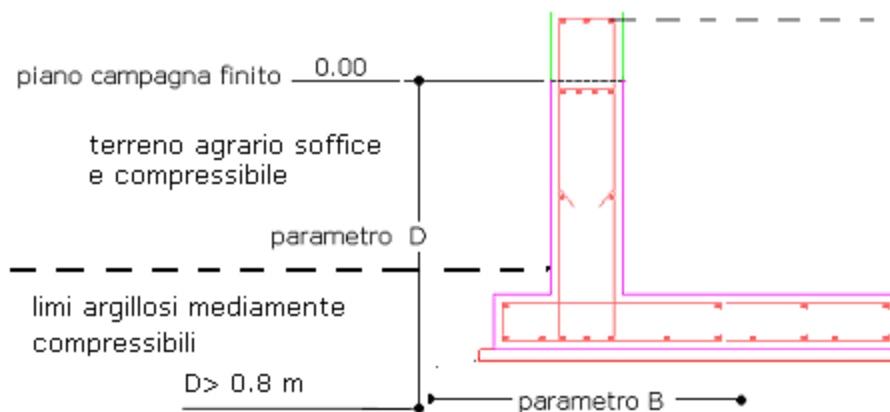
Le unità litotecniche individuabili sulla base dell'analisi geologica sono riassumibili nel seguente schema :

piano campagna orizzontale alla quota 0.00 del riferimento locale

profondità della falda  $Z_w =$  assente

terreno di fondazione: Unità A

volume significativo: Unità A + B



#### Problemi geotecnici e scelte tipologiche

Dall'analisi dei risultati delle indagini geognostiche, in considerazione della stratigrafia del terreno, delle caratteristiche geomeccaniche del terreno e dei carichi trasmessi sul terreno dalla struttura si è ritenuto di adottare fondazioni su trave rovescia o plinti

#### Modellazione sismica del sito

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", il Comune di Sernaglia della Battaglia è classificato in zona 2 contrassegnata da un parametro di accelerazione orizzontale  $a_g$  (valore riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni) Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti. compreso nell'intervallo di  $0,15 \leq a_g < 0,25g$  segnalato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.).

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica. La pericolosità sismica è intesa come accelerazione massima orizzontale  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo rigido ( $V_{s30} > 800$  m/s), con superficie topografica orizzontale (di categoria di sottosuolo A; NTC, § 3.2.2), ma è definita anche

in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento PVR, come definite nelle NTC nel periodo di riferimento VR. In alternativa è consentito l'uso di accelerogrammi, purchè congruenti con la pericolosità sismica del sito. Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, infatti, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente"

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (v. tabella 1 nell'Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008). Le forme spettrali vengono definite, per ciascuna delle probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento PVR, partendo dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:  $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;  $F_0$  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.

### Dati generali

Descrizione: ampliamento di edificio residenziale

Coordinate WGS84

latitudine:45.859866longitudine:12.176323

Tipo opera: 2

Classe d'uso: Classe II

Vita nominale: 50,0 [anni]

Applicando la Normativa prevista n 3274/2003 ( Allegato 2 , Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici e Allegato 4 , Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni ) il suolo di fondazione come definito al punto 3.1 dell'all. n. 2 risulta appartenente alla classe B

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente  $c_u$ : 1

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

$T_r$ : 475 [anni]

$a_g$ : 0,232 g

$F_0$ : 2,409

$T_c^*$ : 0,322 [s]

Dal valore nominale di  $a_g$  (g), accelerazione orizzontale massima attesa al sito, si passa ad  $a_g$  ( $m/s^2$ ) moltiplicando per 9.81, mentre  $a_{g,max}$  risulta da  $a_g \cdot 1.2$  - SLV -

SLV:

$S_s$ : 1,180

$S_c$ : 1.380

$S_t$ : 1,000

$K_h$ : 0,085 coefficiente sismico orizzontale

$K_v$ : 0,042

$A_{max}$ : 2,681 accelerazione massima

Beta: 0,310

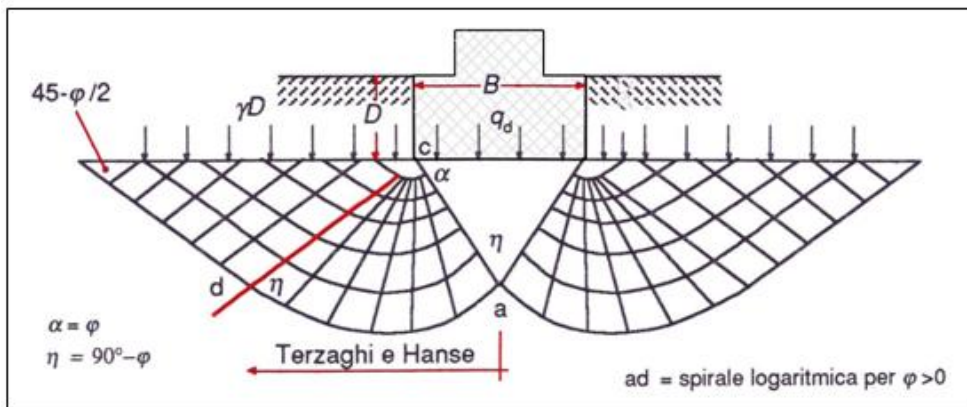
**Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$  valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione < valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno); in questa fase non essendo nota  $E_d$  viene eseguita solo la verifica agli SLU rimandando alla relazione di calcolo la verifica degli SLE

Nella presente relazione vengono considerate solo le **Verifiche GEO:** verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2

Assenza di interrato Fondazione su trave rovescia

con riferimento alle N.T.C. 2008 si segue l'approccio 2. Non si considerano i coefficienti riduttivi da punzonamento.



Verifica con Approccio 2

Fattori di forma  $s_c = 1$ ,  $s_g = 1$

$N_q = 22.45$

$N_c = 37.16$

$N_g = 27.04$

**qult = 52.67 [t/m<sup>2</sup>]**

**Metodo delle tensioni ammissibili DM 11/3/88**

Se  $F_s = \sigma_{lim} / \sigma_{massima}$  di esercizio =  $52.67 / \sigma_{massima}$  di esercizio > 3

La verifica secondo il DM 113/88 è soddisfatta

**Verifica di progetto gli SLU Verifiche di tipo geotecnico**

**Condizioni di approccio progettuale di tipo 2 (A1-M1-R3)**

Le pressioni sul terreno derivano dalle azioni agenti sulla struttura fattorizzate con i coefficienti A1 secondo la combinazione:

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + S (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

Considerando  $E_d$  (azione di progetto)  $R_d$  (resistenza di progetto) =  $R / \gamma_R = R / 2.3 = 52.67 / 2.3 = 22.9$  Tonn/mq Se  $E_d = (P \times 1.3 + G \times 1.5) < R_d / 1$ ; e risulta  $E_d < R_d$  con coefficiente di sicurezza  $F_s = R_d / E_d > 1$  la verifica, per quanto riguarda gli stati limite ultimi, risulta soddisfatta.

**6.2.3.3 verifiche agli SLE**

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

Il modello di calcolo geotecnica che segue è da perfezionare valutando la correttezza della  $E_d$  proposta ed integrandolo con la verifica agli SLE una volta che il calcolatore verifica la congruità del valore delle azioni ( P e G ) una volta definite le condizioni di carico e la geometria delle strutture portanti

A livelli tensionali complessivamente modesti risulta accettabile uno studio dell'interazione terreno-struttura basata sulla schematizzazione di Winkler, cioè sul

modello elastico del terreno, il sistema si trova infatti nella parte iniziale della curva sforzi-deformazioni con valori vicini a quelli iniziali ancora assimilabili da un modello del terreno elasto-plastico perfetto, poroso, omogeneo e isotropo.

L'errore che si commette adottando il modello di Winkler, rispetto al terreno reale, ( verosimilmente più vicino a un mezzo di tipo elastico non lineare ) viene compensato dall'adozione di un valore opportuno del modulo di reazione del terreno. Il valore del modulo di reazione, se considerato costante, risulta a favore di sicurezza, visto il suo aumento con la profondità.

La valutazione del coefficiente di Winkler si basa sulla formula di Vesic , essa correla k con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k \text{ (kg/cm)} = (1/B) \times 0.65 \times [(E_t \times B^4)/(E_f \times I_f)](1/12) \times E_t/(1 - \nu^2)$$

il prodotto  $0.65 \times [(E_t \times B^4)/(E_f \times I_f)](1/12)$  ha generalmente un valore prossimo all'unità la relazione può essere semplificata come segue:

$$k \text{ (kg/cm)} = (1/B) \times E_t/(1 - \nu^2).$$

$E_t \text{ (kg/cm}^2) = \text{modulo di deformazione} = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $B \text{ (cm)} = \text{lato corto della fondazione} = 100$   
 $\nu = \text{rapporto di Poisson} = 0.3$   
Risulta  $K = 1/100 * 450 / ( 1 - 0.3*0.3 ) = 4.9 \text{ kg/cm}$

### Conclusioni

Dall'insieme delle indagini fin qui eseguite risulta una situazione geologica compatibile con il progetto in esame .Questo parere si basa soprattutto sui seguenti punti:

- 1) il terreno di fondazione è idoneo a sopportare i carichi trasmessi da edifici aventi normale tipologia costruttiva.
- 2) Le verifiche SLE potranno essere realizzate dal calcolatore una volta definiti carichi e struttura del manufatto.
- 3) Va comunque sottolineato che la migliore posa delle fondazioni si realizzerebbe con piani di sedime al di sotto delle stagionali variazioni d'umidità e temperatura
- 4) In particolare deve essere verificata e confermata la compattezza e l'assoluta mancanza di manomissioni del terreno di fondazione.

Il Direttore dei Lavori, come previsto dal D.M. 11/03/1988 lett.B.2."dovrà controllare la validità delle ipotesi di progetto durante la costruzione, considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure e osservazioni nel corso dei lavori per adeguare ,eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate."

Pieve di Soligo ottobre 2014

il geologo

