

**COMUNE DI SAN MARTINO DI LUPARI      PROVINCIA DI PADOVA**

**PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DI UN FABBRICATO  
AD USO PRODUTTIVO E COSTRUZIONE DI NUOVO  
FABBRICATO IN VIA DELL'INDUSTRIA A CASONI**

**Il Committente : Bergi s.p.a.**

**1 PREMESSA**

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici e geotecnici dell'area interessata dal progetto di ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo e costruzione di un nuovo fabbricato in via dell'industria a Casoni di San Martino di Lupari per conto della ditta Bergi s.p.a.

Trattandosi di un fabbricato ad uso produttivo con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn ≥ 50 anni** e **Classe II d'uso** quindi con affollamenti normali, quindi con un coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento **Cu = Vr / Vn = 1.0**.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di San Martino di Lupari è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo  $ag = 0.15g$ .

**2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per la stesura della seguente relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 14.01.2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici : Circolare n.617 del 02.02.2009: Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M.14.01.08.

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.
- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, Strutture di contenimento (2003)
- Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione Geotecnica– Parte I :Regole Gen
- 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
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.

## **2 UBICAZIONE E CARATTERI MORFOLOGICI DELL'AREA**

L'area oggetto dell'indagine è ubicata nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta "San Martino di Lupari" F.50-I.NE ed è situata sul lato nord e sud di via dell'industria, nella località Casoni, sui margini orientali del Comune, come risulta dalla corografia alla scala 1:5.000 di Tav.1; l'area è censita al catasto del Comune al foglio 10, mappale 906 e 114 come dall'estratto alla scala 1:2000 di Tav.2.

Dal punto di vista morfologico l'area in esame è situata ad una quota media variabile da 41.0mslm (lotto nord) a 40.5mslm (lotto sud) nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, 2000mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive.

Il territorio è completamente pianeggiante con una leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%. Il reticolo idrografico del territorio si sviluppa in maniera più diffusa nel settore a sudovest dell'area in esame, con numerosi canali di scolo che drenano gli apporti di risorgiva con scarico nel f.Tergola-Vandura.

---

### **3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO**

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

In questo settore della media pianura il sottosuolo presenta una copertura argilloso sabbiosa a spessore variabile da 1.0mt a 1.2mt, seguita da Ghiaie medie molto sabbiose con livelli metrici di Sabbie medio fini limose fino alla profondità di -28mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille e Sabbie limose fino a -35mt, seguite da Ghiaie grosse con ciottoli in matrice sabbioso limosa fino alla profondità di -55mt dal p.c.

### **4 INDAGINI ESEGUITE**

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.4 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg.

Le prove spinte fino alla profondità massima di 4.0mt dal p.c., sono ubicate come risulta nella planimetria alla scala 1:500 di Tav.3. Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- n = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm<sup>2</sup>
- Qa = carico massimo ammissibile orientativo del terreno in Kg/cm<sup>2</sup>

### **5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con spessori superiori a 30mt.

Dalle prove penetrometriche si sono definite la stratigrafia e i caratteri geotecnici del sottosuolo; si rileva una limitata variabilità laterale che consente con riferimento alle prove P2-P3-P4 la definizione della seguente successione tipo dal p.c. attuale :

### **SUCCESSIONE STRATIGRAFICA NORMALE**

- da p.c. attuale a - 0.50mt :

#### **Terreno vegetale argilloso**

- da -0.5mt a -1.2mt :

#### **Argilla limosa a bassa consolidazione**

- resistenza dinamica  $R_d = 7 - 16 \text{ Kg/cmq}$

- coesione non drenata  $C_u = 0.2 - 0.6 \text{ Kg/cmq}$

- da -1.2mt a -2.2mt :

#### **Ghiaia medio fine in matrice sabbiosa abbondante con livelli di sabbia**

- resistenza dinamica  $R_d = 43 - 88 \text{ Kg/cmq}$

- angolo di attrito  $\varnothing = 33^\circ - 36^\circ$

- da -2.2mt a -4.0mt :

#### **Ghiaie medio grosse con ciottoli grossolani in matrice sabbiosa, dense**

- resistenza dinamica  $R_d = 110 - 250 \text{ Kg/cmq}$

- angolo di attrito  $\varnothing = 39^\circ - 45^\circ$

### **SUCCESSIONE STRATIGRAFICA ANOMALA**

Con riferimento alla prova P1 nel settore a sudest del nuovo fabbricato in progetto, il sottosuolo presenta la seguente successione dal p.c. attuale :

- da p.c. attuale a - 0.50mt :

#### **Terreno vegetale argilloso**

- da -0.5mt a -1.0mt :

#### **Argilla limosa a bassa consolidazione**

- resistenza dinamica  $R_d = 7 - 11 \text{ Kg/cmq}$

- coesione non drenata  $C_u = 0.2 - 0.3 \text{ Kg/cmq}$

- da -1.0mt a -2.0mt :

#### **Ghiaia medio fine in matrice sabbiosa abbondante**

- resistenza dinamica  $R_d = 23 - 30 \text{ Kg/cmq}$

- angolo di attrito  $\varnothing = 30^\circ - 32^\circ$

---

- da -2.0mt a -2.8mt :

**Sabbia medio fine poco addensata**

- resistenza dinamica Rd = 6 - 15 Kg/cmq
- angolo di attrito  $\emptyset = 23^\circ - 27^\circ$

- da -2.8mt a -4.0mt :

**Ghiaie medio grosse con ciottoli grossolani in matrice sabbiosa, dense**

- resistenza dinamica Rd = 80 - 250 Kg/cmq
- angolo di attrito  $\emptyset = 36^\circ - 45^\circ$

## **6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE**

L'area in esame è situata 2000mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso è sede di una falda acquifera freatica regolata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli afflussi meteorici.

Con riferimento ai sondaggi e alle prove profonde eseguite nel territorio limitrofo, nell'area in esame il livello della falda acquifera è presente alla profondità media di **-5.50mt dal p.c.** con escursione media annua di circa 2.0mt, quindi con possibile risalita fino a -4.5mt dal p.c.

In tali condizioni il livello della falda acquifera è tale da non interferire con le fondazioni dei fabbricati in ampliamento e in progetto.

## **7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE**

Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino a -1.2mt seguite Ghiaie medio fini molto sabbiose fino a -2.2mt. Successivamente sono presenti Ghiaie medio grosse con ciottoli, sabbiose, dense.

Nel settore sudorientale del fabbricato a sud a di sotto della copertura argillosa sono presenti ghiaie fini e sabbie poco addensate fino a -2.8mt, seguite da Ghiaie medio grosse con ciottoli, sabbiose, dense.

Sulla base dei caratteri geotecnici del sottosuolo, per l'ampliamento e per il nuovo fabbricato in progetto a sud, si potranno adottare **fondazioni a plinti o continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini in matrice sabbiosa abbondante con locali livelli di sabbie poco addensate presenti dalla profondità media di -1.2mt dal p.c.**

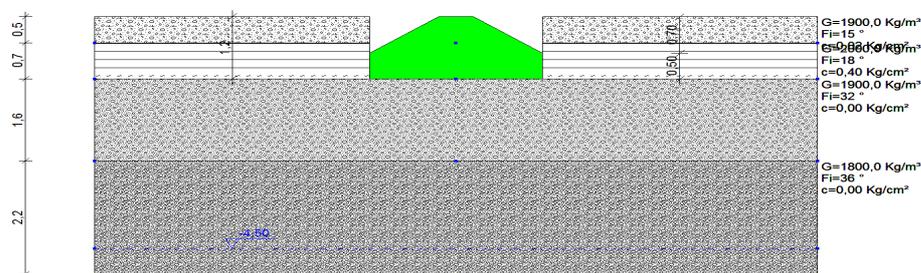
### 7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi per i plinti di fondazione (SLU)

Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli "Stati Limite" in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione).

Le verifiche sono effettuate con "approcci diversi" legate all'amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e alla riduzione delle resistenze (R).

La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione  $E_d$  (azione)  $\leq R_d$  (resistenza del terreno).

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Considerata la locale presenza di sabbie e Ghiaie fini poco addensate, per le fondazioni si assume il valore dell'angolo di attrito delle ghiaie e sabbie presenti fino a -2.8mt  $\phi_k = 32^\circ$



---

Con riferimento alla situazione del plinto di progetto con dimensioni di 2.5mt x 2.5mt con piano di posa a -1.2mt dal p.c. in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) che hanno fornito i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a : **Qlim = 11.92 Kg/cmq**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$Rd = Qlim / \gamma_R = 11.92 / 1.0 = 11.92 \text{ Kg/cmq}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà  $\gamma_R = 1$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.3$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.5$  per i permanenti non strutturali. Con la pressione di progetto  $Q = 1.9 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $Ed \leq Rd$  con un coefficiente di sicurezza di 6.27.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti  $\gamma_{\phi 1} = 1.25$  da cui l'angolo attrito di progetto partendo da  $\phi_k = \phi_M = 32^\circ$  sarà :  $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 26.5^\circ$ .

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 5.9 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà  $\gamma_R = 1.8$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.0$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.3$  per i permanenti non strutturali. La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$Rd = Qlim / \gamma_R = 5.9 / 1.8 = 3.28 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 1.9 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $E_d$  (azione)  $\leq R_d$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.1.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a :  **$Q_{lim} = 11.92 \text{ Kg/cmq}$** . La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione nell'approccio A2-1 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 11.92 / 2.3 = 5.18 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 1.9 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $E_d$  (azione)  $\leq R_d$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.27.

## **7.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)**

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri ( $f_k$ ), quindi  $f_k = f_d$ . In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ( $E_d$ ) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni ( $C_d$ ).

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a  $Q = 1.9 \text{ Kg/cmq}$  sul plinto di 2.5mt x 2.5mt con piano di posa a -1.2mt dal p.c. i cedimenti sono risultati :  **$\Delta H_{tot} = 12.7\text{mm}$**  e secondo Burland e Burbidge **21.4mm**.

Il cedimento ammissibile per le murature portanti risulta compreso tra 2.5 ÷ 5.0 cm mentre per le strutture intelaiate risulta compreso tra 5.0 ÷ 10.0 cm con cedimenti differenziali compresi tra 0.0005 ÷ 0.02L.

Con una pressione unitaria sul plinto di fondazione  $Q = 1.9 \text{ Kg/cmq}$  i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

## 8 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di San Martino di Lupari non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo  $a_g$  con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% ( $a_g / g$ ) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta  $a_g / g$  ) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in due gruppi (Tab.3.2. II delle N.T.C): il primo gruppo è definito da 5 categorie (A, B, C, D, E), mentre il secondo gruppo comprende 2 categorie (S1, S2) per le quali sono richiesti studi speciali :

<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s30}</math> superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con <math>N_{SPT} &gt; 50</math> o <math>Cu &gt; 250</math> kPa)</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con <math>15 &lt; N_{SPT} &lt; 50</math>, o <math>70 &lt; Cu &lt; 250</math> kPa)</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30} &lt; 180</math> m/s (ovvero <math>N_{SPT} &lt; 15</math>, o <math>Cu &lt; 70</math> kPa)</i>

<b>E</b>	<i>Profili di terreno dei sottosuoli di tipo C o D con uno spessore non superiore a 20mt posti su substrato più rigido <math>V_{s30} &gt; 800</math> m/s</i>
----------	--

Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della copertura argillosa a spessore medio di 1.2mt da Ghiaie medie in matrice sabbiosa con livelli più grossolani estese per una profondità superiore a 30mt dal p.c.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici ( $V_{s30}$ , velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e da parametri geotecnici (NSPT Standard Penetration Test, cu)

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo B** : (*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal miglioramento delle proprietà meccaniche con profondità e valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con  $N_{SPT} > 50$  o  $Cu > 250$  kPa)*)

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteristiche geotecniche da buone a ottime e limitata variabilità laterale con falda acquifera a media profondità. Con riferimento alla stratigrafia definita dalle prove il fenomeno della liquefazione per i materiali ghiaioso sabbiosi più fini potrà verificarsi al IX° - X° della Scala Mercalli.

### **8.1 Azione Sismica di Progetto**

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento  $V_r$  in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” ( $P_{vr}$ ).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza  $P_{vr}$  nel periodo di riferimento  $V_r$ .

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

---

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento che risultano :

latitudine: 45,6568621764206  
longitudine: 11,8837005635125  
Classe: 2  
Vita nominale:50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11632	Lat: 45,6737Lon: 11,8466	Distanza: 3440,839
Sito 2 ID: 11633	Lat: 45,6747Lon: 11,9179	Distanza: 3315,979
Sito 3 ID: 11854	Lat: 45,6237Lon: 11,8479	Distanza: 4615,407
Sito 4 ID: 11855	Lat: 45,6247Lon: 11,9193	Distanza: 4524,724

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B  
Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0,044 g  
Fo: 2,507  
Tc\*: 0,239 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,059 g  
Fo: 2,481  
Tc\*: 0,254 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,169 g  
Fo: 2,404  
Tc\*: 0,310 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

---

Tr:	975	[anni]
ag:	0,225	g
Fo:	2,410	
Tc*:	0,325	[s]
Coefficientsi Sismici		
SLO:		
Ss:	1,200	
Cc:	1,460	
St:	1,000	
Kh:	0,011	
Kv:	0,005	
Amax:	0,518	
Beta:	0,200	
SLD:		
Ss:	1,200	
Cc:	1,450	
St:	1,000	
Kh:	0,014	
Kv:	0,007	
Amax:	0,698	
Beta:	0,200	
SLV:		
Ss:	1,200	
Cc:	1,390	
St:	1,000	
Kh:	0,049	
Kv:	0,024	
Amax:	1,988	
Beta:	0,240	
SLC:		
Ss:	1,180	
Cc:	1,380	
St:	1,000	
Kh:	0,074	
Kv:	0,037	
Amax:	2,607	
Beta:	0,280	

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

$$\text{Accelerazione massima} = \mathbf{amax} = Ss \times St \times ag = 1.2 \times 1.0 \times 0.169g = \mathbf{0.202g}$$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

$$\mathbf{A max} = ag \times 9.81 = \mathbf{1.99 m/sec^2}.$$

Il coefficiente sismico orizzontale sarà  $\mathbf{Kh} = \beta_s \times Amax/g = \mathbf{0.049}$

## **9 CONCLUSIONI**

Dalle verifiche geologiche sull'area dell'ampliamento di fabbricato ad uso produttivo e costruzione di un nuovo fabbricato in via dell'industria a Casoni di San Martino di Lupari per conto della ditta Bergi s.p.a. si può concludere :

**9.1** L'area in esame è situata ad una quota media di 40.5 mslm nel settore sudorientale della conoide alluvionale del f.Brenta, 2000mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sudest variabile da 0.3% a 0.5%.

**9.2** Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dai depositi fluvioglaciali della conoide del f.Brenta rappresentati da Ghiaie medio fini, ben classate, in matrice sabbioso limosa, estese per una profondità superiore a 30mt.

**9.3** Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino a -1.2mt seguite Ghiaie medio fini molto sabbiose fino a -2.2mt. Successivamente sono presenti Ghiaie medio grosse, sabbiose, dense. Nel settore sudorientale del fabbricato a sud a di sotto della copertura argillosa sono presenti ghiaie fini e sabbie poco addensate fino a -2.8mt, seguite da Ghiaie medio grosse sabbiose, dense.

**9.4** Il sottosuolo è sede di una falda acquifera con livello statico alla profondità media di **-5.50mt dal p.c.** con escursione media annua di circa 2.0mt, quindi con possibile risalita fino a -4.5mt dal p.c. In tali condizioni il livello della falda acquifera è tale da non interferire con le fondazioni dei fabbricati in ampliamento e in progetto.

**9.5** Sulla base dei caratteri geotecnici del sottosuolo, per l'ampliamento e per il nuovo fabbricato in progetto a sud, si potranno adottare **fondazioni a plinti o continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini in matrice sabbiosa abbondante con locali livelli di sabbie poco addensate presenti dalla profondità media di -1.2mt dal p.c.**

---

In tali condizioni le verifiche agli stati limite con riferimento alla situazione della fondazione a plinto di progetto largo 2.5mt con piano di posa a -1.2mt dal p.c. hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) :  $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 11.92/1.0 = \mathbf{11.92 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) :  $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 5.9/1.8 = \mathbf{3.28 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) :  $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 11.92/2.3 = \mathbf{5.18 \text{ Kg/cmq}}$

**9.6** Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a  $Q = 1.9 \text{ Kg/cmq}$  sulla fondazione a plinto largo 2.5mt con piano di posa a -1.2mt dal p.c.. hanno indicato un cedimento massimo pari a :  $\Delta H_{tot} = \mathbf{12.7mm}$  e secondo Burland e Burbidge di **21.4mm**

In tali condizioni i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

**9.7** Il Comune di San Martino di Lupari in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica tipo 3. Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto della copertura argillosa e riporto a spessore medio di 1.2mt da Ghiaie medie in matrice sabbiosa con livelli più grossolani estese per una profondità superiore a 30mt dal p.c.

**9.8** Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo B** : (Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate con spessori di diverse decine di metri....) con velocità delle onde di taglio  $V_{S,30} = 360 - 800 \text{ m/sec}$  e  $N_{SPT} > 50$

DOTT.GABRIELE SOPPELSA

GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

---

**9.9** Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** =  $S_s \times S_t \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.169 \text{ g} = \mathbf{0.202\text{g}}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

**A max** =  $a_g \times 9.81 = \mathbf{1.99 \text{ m/sec}^2}$ .

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** =  $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.049}$

Il Geologo

Dott. Gabriele Soppelsa

Bassano d.Gr. 26.04.2010

---