Committente:

G.H.V. S.p.A.

Ex colonia marina-Celle ligure
complesso turistico ricettivo: albergo-R.T.A.

Comune di Celle Ligure

Provincia di Savona

R E L A Z I O N E G E O T E C N I C A

Dr. Giambattista VEZZOLLA - Studio Professionale di Geologia -

Via Turati, 16/2 17013 Albisola Superiore (SV) tel./fax. 019 /4509160
C.F VZZGBT65B06I480O mail: gianni965@fastwebnet.it
Iscrizione Ordine Regionale dei Geologi della Liguria n° 273

Rev.	Data
02	Ottobre 2011

I N D I C E

1. PREMESSE 1

2. VINCOLI E ZONIZZAZIONE 1

3. MODELLO GEOTECNICO 2

4. VERIFICA GEOTECNICA 3

5. VERIFICHE DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO 4

6. SINTESI E PRESCRIZIONI 6

ALLEGATI

- Elaborati verifiche fronti di scavo, sc. 1:100 / 1:200
- Report elaborazioni SSAP 4.0.6. - Slope Stability Analysis Program
- Parametri di risposta sismica locale

1. PREMESSE

La società G.H.V. ha affidato allo scrivente l'incarico per la redazione della relazione geotecnica, parte integrante degli elaborati progettuali relativi al nuovo complesso turistico ricettivo nel sito dell'ex colonia marina, nel Comune di Celle Ligure.

L'intervento principale consiste nella demolizione e ricostruzione di tre fabbricati multipiano, oggi in precarie condizioni di conservazione, i quali occupano una superficie in pianta compresa tra 715 m^2 (II Padiglione), 1100 m^2 (Baslini) e 830 m^2 (Sessa).

Oltre ai suddetti edifici, verranno realizzati ex novo un centro congressi (area piscine attuali), locali interrati, box e locali tecnici a collegamento dei fabbricati principali ed una nuova viabilità.

La presente documentazione è redatta ai sensi del D.M. 14.01.08 e norme correlate, con riferimento alla "Nuova classificazione Sismica del territorio della Regione Liguria" di cui al del D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008, riferita all'O.P.C.M. n° 351/06, ripresa dalle N.T.C. successivamente promulgate.

L'analisi del rischio idrogeologico è stata svolta ai sensi dei Piani Stralcio redatti ex D.L. 180/98 e convertiti in L. 267/98 e dall'approvazione della Provincia di Savona con D.C.P. 47/2003 e smi.

Le valutazioni di carattere geotecnico contenute nella presente derivano dalle risultanze degli studi contenuti nella Relazione Geologica (rev.3 ottobre 2011), redatta dallo scrivente in base alle ultime soluzioni progettuali, a cui si fa completo riferimento; in particolare la Tav. G02 in allegato fuori testo alla succitata relazione geologica contiene anche l'interpretazione geotecnica lungo i profili geologici interpretativi più significativi.

I dati analizzati nella presente relazione sono stati ricavati da una campagna di indagini geognostiche articolata su due sondaggi a carotaggio continuo (S1, S2), all'interno del quale sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche in avanzamento (S.P.T.), prove di laboratorio su campioni litoidi e 5 stendimenti sismici a rifrazione (SS1, SS2, SS3, SS5 e SS6).

2. VINCOLI E ZONIZZAZIONE

La tabella seguente indica i vincoli e le tipologie di zona in cui ricade l'area in oggetto, in relazione ai diversi strumenti di pianificazione e gestione del territorio.

STRUMENTI / VINCOLI	ZONIZZAZIONE	PARERE E/O AUTORIZZAZIONE
Vincolo idrogeologico	No	------
P.di Bacino "Sansobbia" – Susc. al dissesto	Bassa – Molto bassa	Non necessario parere Difesa Suolo Provincia
P.di Bacino "Sansobbia" – Reticolo Idrografico	Dist. >50 m	Non necessario parere Difesa Suolo Provincia
P.di Bacino "Sansobbia" – Interventi	No	----

La zonizzazione sopra riportata è documentata dai rispettivi stralci cartografici allegati alla Relazione Geologica.

Con riferimento alla normativa antisismica gli interventi ricadono in:

Zona sismica: 4
Categoria sottosuolo: A
Classe d'uso: III
Categoria topografica: T2

3. MODELLO GEOTECNICO

La caratterizzazione geotecnica di terreni presenti viene schematizzata in base ai valori documentati nella Relazione Geologica; in particolare il modello geotecnico è schematizzabile come segue:

- Orizzonte superficiale ("a"): copertura detritica superficiale, presente in aree limitate (sez. F-F' e C-C');
- Orizzonte superficiale ("b"): depositi marini terrazzati, presenti come copertura del substrato su gran parte dell'area in esame (sez. A-A', B-B' e E1-E1'),
- Orizzonte profondo ("c"): ammasso roccioso fratturato (conglomerati e/o arenarie), le cui condizioni migliorano con l'aumentare della profondità;
- Assenza di falda freatica, con circolazione superficiale per ruscellamento diffuso;
- Area inserita in un pendio con inclinazione media compresa tra 15°-30°.

La tabella seguente contiene i valori medi dei parametri geotecnici, così come sono stati dedotti dalle indagini geognostiche eseguite.

Orizzonte	Tipologia	Peso di volume (kN/m^3)	Φ	Coesione MPa
"a"	Sabbia-limosa con scaglie	19	33°	0
"b"	Sabbia con ghiaia e ciottoli	19	36°	0
"c"	Conglomerato e/o arenarie	24.3	35°	0.3

Come noto, per la definizione del grado di sicurezza di una struttura, le N.T.C. 2008 prevedono un approccio di tipo semiprobabilistico (livello 1) adottando il concetto di stato limite che necessita dei valori caratteristici dei parametri geotecnici ai quali è associata una probabilità di non superamento del 5% che il valore reale adottato sia inferiore a quello caratteristico.

Il valore caratteristico è, quindi dato dalla:

$$Vk = Vm\ (1 - 1.645\ Vf) \qquad \text{dove}$$

Vk: val. caratteristico

Vm: val. medio

Vf: coeff. di variazione definito come il rapporto tra lo scarto quadratico medio e Vm.

Utilizzando come coefficienti di variazione quelli suggerito da Cherubini, Giasi e Rettati (1993) da applicare nel caso di mono-indagine, si ottiene:

Angolo di attrito caratteristico Orizzonte "a": 26.4°
Angolo di attrito caratteristico Orizzonte "b": 28.8°
Angolo di attrito caratteristico Orizzonte "c": 28°
Coesione caratteristica Orizzonte "c": 0.124 MPa = 1.24 kg/cm^2

Ai fini delle verifiche di stabilità, come meglio specificato nel seguito, si è utilizzato, per il solo ammasso roccioso, il criterio di rottura di Hoek (2002), il quale prevede l'impiego dei seguenti parametri geotecnici di progetto:

Peso di volume: 24.3 kN/mc
Sgci: Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta = 13 MPa (arenaria) - 15 MPa (conglomerato)
GSI: Geological Strenght Index dell'ammasso (adimensionale) = 45
mi: Indice litologico ammasso (adimensionale) = 15 (arenaria) - 17 (conglomerato)
D: Fattore di disturbo ammasso dovuto allo scavo (adimensionale) = 0.7

In questo caso, all'interno del substrato litoide si sono evidenziate le minime differenze tra la facies arenacea e quella conglomeratica in base alle risultanze delle prove di laboratorio (Compressioni triassiali e monoassiali).

4. VERIFICA GEOTECNICA

In base ai modelli geologico e geotecnico predisposti, si evince che tutte le opere di fondazione previste dovranno trasferire le azioni al substrato litoide costituito dai conglomerati con subordinati livelli arenacei della "Formazione di Molare".

Il progetto prevede diversi piani interrati, posizionati al di sotto dei fabbricati esistenti (rif. Sez. A-A', B-B', C-C', F-F'), con piani di fondazione a profondità massime di circa 10,00-12,00 m dalle attuali quote di piano campagna, +40 m s.l.m. sul lato Sud del II padiglione, +30 m s.l.m. sul lato Sud del padiglione Baslini. Tutte le altre fondazioni sono previste a profondità comprese tra 1 e 2 m rispetto agli attuali piani campagna.

Per il calcolo della capacità portante si sono utilizzati, come richiesto per le verifiche agli stati limite, i parametri geotecnici caratteristici sopra dedotti con approccio probabilistico, nell'ipotesi di fondazioni dirette (travi rovesce) poggianti sull'orizzonte "c".

Per quest'ultimo, tenuto conto del suo elevato grado di fratturazione, la rottura avviene quando viene superata la resistenza alla compressione non confinata delle singole colonne di roccia isolate dalle fratture; pertanto la portanza deve essere calcolata con la relazione:

$$Q = 2C_c \tan (45 + \phi_c/2)$$

Come noto la misura del grado di sicurezza ai sensi della N.T.C. 2008 si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" tramite l'equazione : *Rd* >= *Ed* con:

- Rd valore di progetto della resistenza del terreno
- Ed valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di carico che non devono superare i valori di Rd in un intervallo di tempo rapportato alla vita di riferimento dell'opera progettata.

Questi ultimi valori, per entrambi gli approcci, saranno approfonditi e calcolati dal progettista incaricato dello studio strutturale in funzione delle scelte di tipologia fondazionale.

Verifica allo SLU – Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1 + R1 - STR)

Nel caso del dimensionamento strutturale, i coefficienti parziali M1 per le grandezze geotecniche sono tutti pari ad 1 e, quindi, i valori di progetto sono pari a quelli caratteristici.

Sostituendo nella formula sopraesposta, considerando fondazione su tratto piano, otteniamo:

$$Q = \mathbf{411\ KN/m^2} = 4.11\ Kg/cm^2 = Rd$$

A questo valore è necessario applicare un coefficiente parziale R1 di verifica agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali come riportato nella tabella 6.4.1 delle N.T.C. 2008 che, essendo pari ad 1 lascia Rd invariato.

Tale valore dovrà essere sempre >= *Ed*

Verifica allo SLU – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2 + R2 - GEO)

Nel caso del dimensionamento geotecnico, invece, il raggiungimento dello SLU del terreno interessato dal carico di esercizio necessita dei valori di progetto desumibili dai valori caratteristici (Vk), ridotti dai coefficienti parziali M2 attraverso le seguenti formulazioni:

$\tan \phi_p = \tan \phi_k / M2$ con M2 = 1.25 da cui $\phi_p = 28° / 1.25 = 22.4°$

Cp = Ck / M2 con M2 = 1.25 da cui C_p = 0.3 MPa / 1.25 = 0.10 MPa = 1 Kg/cm^2

Sostituendo nella formula precedente, otteniamo:

Q = 298 KN/m^2 = 2.98 Kg/cm^2 = Rd

A questo valore è necessario applicare un coefficiente parziale R2 di verifica agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali come riportato nella tabella 6.4.1 delle N.T.C. 2008 che, essendo pari ad 1.8 determina un nuovo valore di *Rd* pari a ***165 KN/m^2*** *= 1.65 kg/cm^2*.

Tale valore dovrà essere sempre >= *Ed*

Tale valore si intende valido per carichi non eccentrici e per trasmissione diretta sull'orizzonte C (substrato litoide).

5. VERIFICHE DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO

3.1 Generalità

La verifica è condotta onde valutare la geometria dei diversi fronti di scavo di progetto a maggior altezza, al fine di assicurarne la stabilità in fase di esecuzione dei lavori.

E' doverosa premessa mettere in evidenza come in tutta l'area in esame esistano, tuttora, pareti subverticali, di altezze ben maggiori di quelle di progetto, in particolare lungo tutta la Via "Aurelia", strutturalmente stabili da oltre 50 anni, e solo rivestite da rete avente funzione di protezione antierosiva nei confronti degli agenti esogeni.

Questo fatto è dettato dalle favorevoli condizioni giaciturali dell'ammasso roccioso qualora si presenti in facies arenacea (giacitura a reggipoggio) e dal buon grado di cementazione della matrice arenacea (elemento più debole), come emerso anche dalle prove di laboratorio.

La verifica è realizzata considerando i parametri geotecnici caratteristici e, cautelativamente, il maggiore contributo dovuto all'effetto sismico (SLC).

Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "Fattore o Coefficiente di Sicurezza" indicato con il simbolo Fs.

I metodi di calcolo di Fs impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette *LIMIT EQUILIBRIUM METHOD* (che di seguito indicheremo sempre come LEM), (Duncan 1996; Krahn 2003).

Nei metodi LEM il calcolo di Fs viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio; dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in un spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bi-dimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento.

La stabilità globale della scarpata esecutiva di cantiere, in condizioni sismiche viene valutata mediante metodo pseudostatico dove l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente proporzionale al peso del volume di terreno (W) potenzialmente instabile.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite SLU viene riferita al cinematismo di collasso critico con le componenti orizzontali e verticali sismiche così ricavate:

$F_v = K_v \times W$ $F_h = K_0 \times W$

con k_0 e k_v i coefficienti sismici risultanti, visibili in allegato al testo, funzione sia dell'accelerazione massima attesa al sito che del coefficiente di riduzione bs. .

Nella verifica occorre tener conto anche dell'azione sismica verticale che va ad incrementare il peso dei singoli conci secondo l'espressione:

$$W_{is} = W_i (1 + k_v)$$

L'analisi di stabilità viene condotta in termini di tensioni efficaci, alle condizioni di Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) con coefficiente di sicurezza richiesto R2 pari ad 1.1 come previsto dalla normativa N.T.C. 2008.

3.2 Verifiche di stabilità fronti di scavo

L'elaborazione è stata condotta utilizzando il software SSAP 4.0.6. (2011), sviluppato dal Dott. Lorenzo Borselli (Geologo presso C.N.R. – IRPI, Firenze), operando con metodo Jambu rigoroso (1973).

Tale programma permette la possibilità di combinare in uno stesso pendio sia strati, o lenti, caratterizzati come terreni sciolti, sia strati, o lenti, caratterizzati come ammassi rocciosi fratturati; nel primo caso viene utilizzato il criterio di rottura di Moor-Coulomb, mentre nel secondo quello di Hoek.

In tutte i profili di scavo analizzati, visibili in allegato 1 al testo, sono state esaminate 10000 potenziali curve di scivolamento, tutte comprese tra le ascisse di inizio generazione e quelle di termine generazione, delle quali sono graficate le 10 superfici con Fs minore, con particolare evidenza di quella a Fs minimo.

Le verifiche hanno considerato i modelli geologici puntuali presenti lungo le singole sezioni considerate (rif. TavG02), opportunamente semplificati a favore di sicurezza, dove sono adottati come previsto dalla norma vigente, i parametri di progetto fattorizzati dei coefficienti parziali, riassunti nella tabella seguente:

Orizzonte	Tipologia	Densità (kN/m^3)	Moor-Coulomb		Hoek			
			Φ (°)	Coesione (MPa)	sgci (MPa)	GSI	m	D
"b"	Sabbia con ghiaia e ciottoli	19.0	28.8	0	0	0	0	0
"c"	Conglomerato	24.3	28°	0.124	15	45	17	0.7
"c'"	Arenaria	24.3	28°	0.124	13	45	15	0.7

Nella succitata tavG02 lungo i profili di scavo analizzati sono riportate le sole curve a Fs minimo (rosso).

Nel seguito vengono riassunte le verifiche di stabilità eseguite, distinte per ciascuna sezione.

Sezione AA'

Lungo tale sezione sono state eseguite le verifiche in due punti distinti ("monte" e "valle"), evidenziando dei profili di scavo armonizzati con il progetto che, comunque, vede la preventiva demolizione completa dell'attuale fabbricato.

Sezione AA' di "monte": il fronte di progetto evidenzia che lo scavo interesserà sia il deposito terrazzato (orizzonte "b") sia il substrato litoide nelle due facies presenti (orizzonti "c" e "c'"),

Sono state eseguite due verifiche, in maniera da analizzare la stabilità sia del fronte nel suo complesso, sia della sola porzione sommitale, caratterizzata dall'orizzonte detritico.

La prima verifica (sez.AA' - parte alta), in assenza di falda, evidenzia una superficie di scivolamento a coefficiente di sicurezza minimo pari a 1.966 superiore al valore minimo di 1.1 previsto dalla normativa e, quindi, la verifica **è da ritenersi soddisfatta**.

La seconda verifica (sez.AA' - globale), in assenza di falda, evidenzia una superficie di scivolamento a coefficiente di sicurezza minimo pari a 3.597 superiore al valore minimo di 1.1 previsto dalla normativa e, quindi, la verifica **è da ritenersi soddisfatta**.

Sezione AA' di "valle": il fronte di progetto evidenzia che lo scavo interesserà esclusivamente il substrato litoide con quasi esclusiva presenza del conglomerato (orizzonte "c").

Anche in questo caso sono state eseguite due verifiche distinte, relativamente a due fasi lavorative; la prima che prevede la realizzazione dello scavo per l'interrato sotto l'attuale II

Padiglione (sez.AA' – parziale) e la seconda che riguarda anche il ribasso successivo per la realizzazione dell'interrato del Padiglione Baslini (sez.AA' - globale).

La prima verifica, in assenza di falda, evidenzia una superficie di scivolamento a coefficiente di sicurezza minimo pari a 3.447 superiore al valore minimo di 1.1 previsto dalla normativa e, quindi, la verifica **è da ritenersi soddisfatta**.

La seconda verifica, in assenza di falda, evidenzia una superficie di scivolamento a coefficiente di sicurezza minimo pari a 3.543 superiore al valore minimo di 1.1 previsto dalla normativa e, quindi, la verifica **è da ritenersi soddisfatta**.

Sezione BB'

Lungo tale sezione è stata eseguita una verifica lungo il fronte a maggiore altezza, sul lato opposto al II Padiglione.

In questo caso è stata prevista una riprofilatura temporanea del versante che prevede la creazione di una banca intermedia, ottenuta con l'arretramento della parte più elevata del fronte, mantenendone l'inclinazione pari all'attuale.

La prima verifica, in assenza di falda, evidenzia una superficie di scivolamento a coefficiente di sicurezza minimo pari a 2.182 superiore al valore minimo di 1.1 previsto dalla normativa e, quindi, la verifica **è da ritenersi soddisfatta**.

In merito alla sezione FF', relativa al Padiglione "Sessa", che rappresenta l'altro comparto dove sono previsti scavi dell'ordine di 8 m di altezza, l'ultima proposta progettuale prevede un maggiore interramento della nuova volumetria, con la messa in opera di un muro di sostegno superiore lungo il versante soprastante (+ 46 m slmm).

In funzione di ciò, il successivo ribasso dello scavo presenta un'inclinazione subverticale tale da far prevedere l'utilizzo di un'opera di presidio ("berlinese") composta da micropali legati in testa da un cordolo in c.a.

Una volta posta in opera, lo scavo potrà procedere verticalmente, con successivi conci orizzontali di 3 metri di altezza, ed utilizzo di chiodi con barre tipo "dywidag", sino a giungere a fondo scavo.

Con l'utilizzo di tale metodologia la stabilità del fronte sarà garantita dalla paratia e, pertanto, non si è proceduto alla sua verifica di stabilità; il dimensionamento di tale opera dovrà avvenire tramite l'utilizzo dei parametri geotecnici esposti in precedenza.

Nel complesso si sono verificati tutti i fronti di scavo a maggior altezza; tale verifica vale, a maggior ragione, per quelli ad altezze minori, non compresi nel presente capitolo (sez. E1E1' - DD'), per i quali si dovrà adottare la stessa geometria (inclinazione massima pari a 60° sull'orizzontale).

6. SINTESI E PRESCRIZIONI

Gli interventi di cui al progetto appaiono compatibili con le caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei terreni interessanti il sito in esame, e non alterano la stabilità generale del tratto di versante interessato dai lavori.

Le opere in progetto dovranno essere dimensionate adeguatamente in relazione alle tensioni indotte sul terreno di fondazione, affinché queste ultime siano inferiori ai valori di Rd precedentemente calcolati.

Rimangono immutate tutte le prescrizioni e gli accorgimenti contenuti nella relazione geologica rev.3 a firma dello scrivente.

Una volta avuti inizio i lavori, il geologo incaricato dovrà ottemperare agli adempimenti di cui alla cirolare 57382 della Regione Liguria.