

**Corte Nuova S.r.l.**

---

---

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE  
DI UNA CELLA FRIGORIFERA IN  
COMUNE DI CERVESINA (PV)  
LOCALITÀ CASCINA GATTERA**

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**  
**D.M. 14/01/2008**

Marzo 2010

A cura di:



Il tecnico:

**Prof. Pier Luigi Vercesi**  
n. iscr. Ordine Geologi Lombardia 1015

Committente: Corte Nuova S.r.l.

**Corte Nuova S.r.l.**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA CELLA  
FRIGORIFERA IN COMUNE DI CERVESINA (PV)  
LOCALITÀ CASCINA GATTERA**

**RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA  
D.M. 14/01/2008**

**INDICE**

<b>1 - PREMESSA .....</b>	<b>pag. 2</b>
<b>2 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....</b>	<b>pag. 3</b>
<b>3 - INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>pag. 4</b>
3.1 Geologia e geomorfologia .....	pag. 4
3.2 Neotettonica ed attività sismica .....	pag. 5
3.3 Idrogeologia .....	pag. 6
<b>4 - INDAGINI DI DETTAGLIO .....</b>	<b>pag. 8</b>
4.1 Prove penetrometriche .....	pag. 8
4.2 Risultati delle prove .....	pag. 10
4.3 Rilievi freatimetrici .....	pag. 11
<b>5 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....</b>	<b>pag. 11</b>
5.1 Parametri sito-specifici .....	pag. 15
<b>6 - PRESSIONE AMMISSIBILE .....</b>	<b>pag. 17</b>
<b>7 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....</b>	<b>pag. 20</b>

**ALLEGATI:**

ALLEGATO 1 - COROGRAFIA Scala 1: 10.000

ALLEGATO 2 - CARTA GEOLOGICA Scala 1:5.000

ALLEGATO 3 - PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

ALLEGATO 4 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

## **1 - PREMESSA**

La presente relazione geologica è stata redatta a supporto del progetto per la realizzazione di una cella frigorifera presso il sito industriale ubicato in località Cascina Gattera, entro i limiti amministrativi del Comune di Cervesina (PV).

Le indagini propedeutiche alla stesura della presente relazione sono state condotte allo scopo di definire, in dettaglio, le caratteristiche peculiari del sito di intervento, con particolare riferimento all'assetto idrogeologico, litostratigrafico, sismico ed alla caratterizzazione geotecnica del substrato.

Rilevante importanza assume la definizione delle proprietà geomeccaniche e dei parametri sismici del sedime di imposta delle strutture fondazionali, poiché rappresenta il punto di partenza per la scelta tipologica delle stesse e per il loro dimensionamento, che avverrà in funzione delle azioni di progetto, della resistenza fornita dal terreno e dell'entità dei fenomeni di cedimento.

Gli studi sono stati effettuati in ottemperanza a quanto prescritto dalla Legge n. 64 del 1974 e dai successivi D.M. applicativi, con particolare riferimento al D.M. 11/03/88 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”* ed al D.M. 14/01/08 *“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”*.

Si precisa che in base a quanto previsto dal D.M. 14/01/08 e specificato dalla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/02/2009 (G.U. n. 47 del 26/02/2009, S.O. n. 27), per le costruzioni di Tipo 1 e 2, con Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. 11.03.88 per le opere ed i sistemi geotecnici.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo il grado di sismicità S pari a 5, come definito nel D.M. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

Lo studio geologico del sito di specifico interesse si è svolto secondo le seguenti modalità:

- esame dei dati geologici ed idrogeologici pregressi della zona, ottenuti attraverso ricerche di carattere bibliografico;
- rilevamenti in posto per la determinazione delle caratteristiche morfologiche, litostratigrafiche ed idrogeologiche dell'area e di un suo adeguato intorno;
- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) spinte sino alla profondità massima di -10,20 m dal piano di campagna;
- rilievi freatimetrici nei fori di sondaggio;
- caratterizzazione sismica sito-specifica;
- valutazione della pressione ammissibile.

La presente relazione è corredata, in allegato, dai seguenti elaborati:

- ALLEGATO 1 - COROGRAFIA Scala 1: 10.000
- ALLEGATO 2 - CARTA GEOLOGICA Scala 1:5.000
- ALLEGATO 3 - PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
- ALLEGATO 4 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

## **2 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO**

L'area indagata è ubicata nel settore meridionale della Provincia di Pavia, altresì noto come "Oltrepò Pavese", entro i limiti amministrativi del Comune di Cervesina.

Il capannone in progetto verrà collocato all'interno di un sito industriale dismesso ubicato presso la località Cascina Gattera, poco a sud della frazione di S. Gaudenzio.

Il terreno prescelto per la realizzazione delle opere in progetto presenta una morfologia regolare e pianeggiante e si sviluppa ad una quota media di circa 73 m s.l.m. (vedi Allegato 1).

I luoghi descritti nel presente elaborato sono rappresentati cartograficamente nelle sezioni A8e2 "Silvano Pietra" e B8a2 "Lungavilla" della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia alla scala 1:10.000.

### **3 - INQUADRAMENTO IDROGEOMORFOLOGICO**

Nel presente capitolo vengono descritti i tratti salienti dell'ambito territoriale all'interno del quale ricade l'area di intervento per quello che concerne gli aspetti geologico-geomorfologici, geologico-strutturali, idrogeologici ed idraulici.

#### **3.1 Geologia e geomorfologia**

L'ambito areale oggetto delle indagini risulta impostato nei depositi alluvionali quaternari che costituiscono il ripiano fondamentale della Pianura Padana a sud del Fiume Po, i quali si raccordano con i depositi presenti nelle principali valli appenniniche (vedi Allegato 2).

I sedimenti che costituiscono il suddetto ripiano fondamentale della pianura sono caratterizzati, nella porzione sommitale, da limi e limi argillosi con intercalazioni lenticolari sabbiose e talora sabbioso-ghiaiose che si fanno più frequenti, sino a diventare dominanti, in profondità.

Presumibilmente si tratta di alluvioni di età diversa, la cui genesi è connessa all'imponente attività di sedimentazione operata, in concomitanza dell'ultima espansione glaciale (Würm - tardo Pleistocene), dal Fiume Po e dai principali corsi d'acqua appenninici (zone più prossime ai rilievi appenninici, in cui sono presenti tracce di una morfologia derivata dalla presenza di antichi conoidi).

Tali corsi d'acqua hanno probabilmente esercitato una certa attività deposizionale (costituita per lo più da sedimentazione fine) anche in epoche successive (post-würmiane) dando origine ad una coltre di copertura fine, più o meno potente, che caratterizza i primi 6-8 m della successione litostratigrafica.

La porzione del territorio in esame è caratterizzata da una morfologia sostanzialmente regolare e pianeggiante, assimilabile ad un piano debolmente inclinato verso nord, ovvero in direzione del depocentro vallivo padano: il Fiume Po.

Verso nord sono presenti le scarpate, di altezza plurimetrica, che segnano la transizione ai depositi alluvionali terrazzati recenti ed attuali di pertinenza della valle a cassetta del principale corso d'acqua padano.

### **3.2 Neotettonica ed attività sismica**

L'area indagata si colloca in una zona interessata da un'attività neotettonica pliocenica-quadernaria caratterizzata dalla peculiarità di trovarsi al margine di aree a differente comportamento (vedi Figura 1).

Nella zona posta a sud-est del sito di diretto interesse si ha, in generale, un forte abbassamento, accompagnato da moderate deformazioni principalmente per piegamenti e, localmente, per sovrascorrimenti.

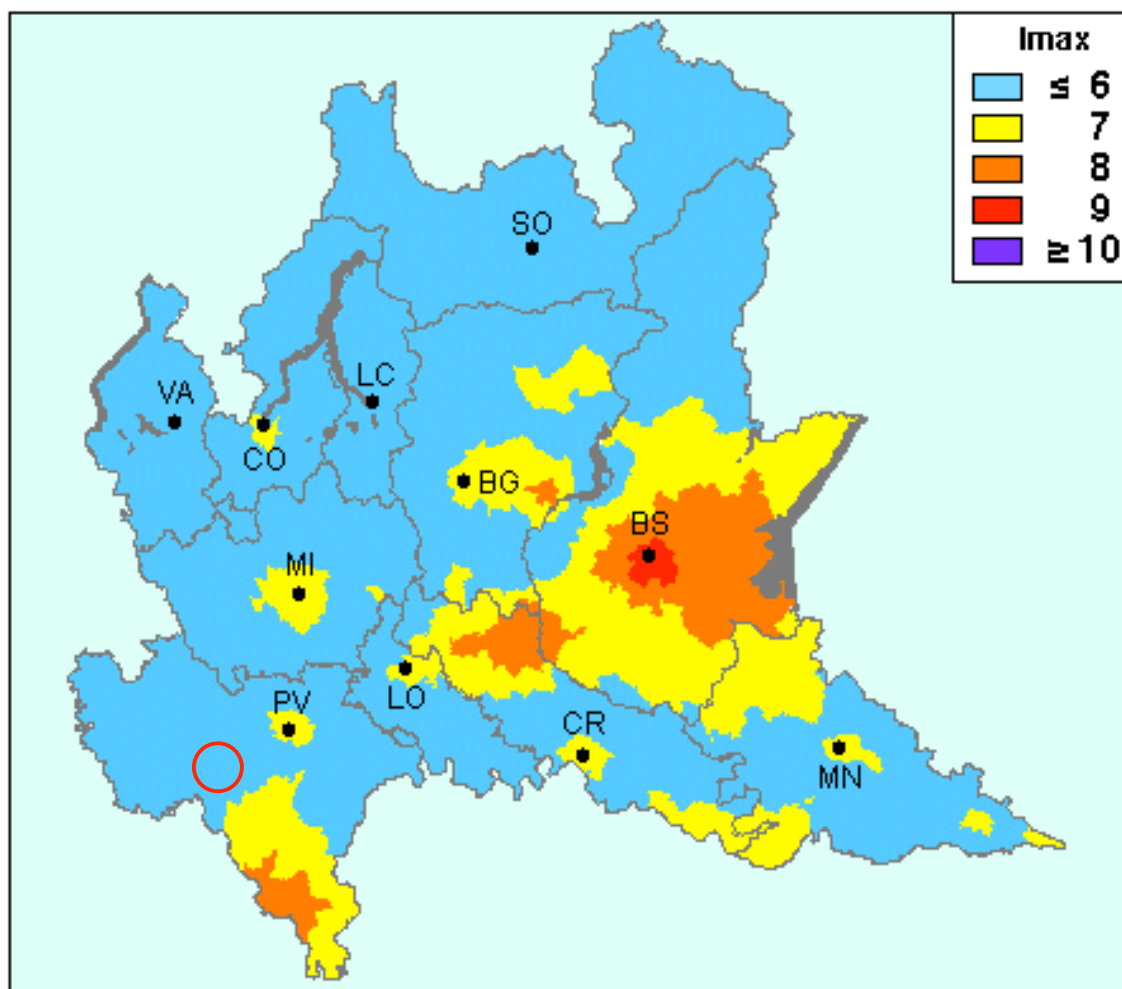
A sud-ovest si registra, durante il Pliocene, un abbassamento con un sollevamento generale a partire dal Pliocene superiore – Pleistocene inferiore.

L'ambito areale oggetto di indagine è invece compreso in un settore interessato da un abbassamento quasi continuo e moderato durante il Pliocene e parte del Pleistocene inferiore, seguito da un debole sollevamento (Piemonte orientale e Pianura lombarda occidentale). Le deformazioni sono prevalentemente di tipo duttile.

L'attività sismica storica del settore settentrionale dell'Oltrepò Pavese appare come la naturale continuazione di quella pliocenica e quadernaria, interessata da deboli deformazioni, dove l'attività neotettonica profonda è determinata dalla collisione tra le unità alpine sud-vergenti e quelle appenniniche nord-vergenti.

La carta delle *“Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia”*, predisposta sulla base dei dati contenuti nella banca dati macrosismici del GNDT e di quelli contenuti nel Catalogo dei forti terremoti in Italia di ING/SGA, mostra come l'intensità massima dei terremoti verificatisi in epoca storica nell'area in esame sia stata pari al VI grado della scala MCS (vedi Figura 2).

Il territorio del Comune di Cervesina (PV), sulla base della classificazione sismica dell'intero territorio nazionale dettata dall'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03, recepita dalla Regione Lombardia con d.g.r. n. 14964 del 07/11/03 ed entrata in vigore in coincidenza con l'approvazione del D.M. 14/09/05, rientra all'interno della zona sismica 4.



**Figura 2** Carta delle Massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni della Regione Lombardia – Elaborato per il Dipartimento della Protezione Civile (Molin, Stucchi, Valensise - 1996). Il cerchio rosso indica l'ubicazione dell'area indagata.

### 3.3 Idrogeologia

Per quanto concerne l'assetto idrogeologico il potente materasso alluvionale che costituisce il substrato dell'area indagata risulta caratterizzato da una notevole variabilità latero-verticale delle caratteristiche di permeabilità e di trasmissività.

In particolare l'alternanza di orizzonti contraddistinti da marcate differenze di permeabilità, costituisce il presupposto per la formazione di falde idriche sovrapposte, talora in pressione.

L'assetto piezometrico dell'area di specifico interesse è stato ricostruito sulla base dei dati litostratigrafici e piezometrici relativi ai pozzi presenti in zona ed in funzione di quanto riportato nelle seguenti pubblicazioni:

- Cotta Ramusino S., 1982: “Caratteri idrogeologici della prima falda acquifera nella zona di pianura dell'Oltrepò Pavese” – Atti Ist. Geol. Univ. Pavia, 30;
- Marchetti G., Cavanna F. e P.L. Vercesi, 1997: “Fondazione Lombardia per l'Ambiente - Il Caso della Pianura dell'Oltrepò Pavese e del relativo margine collinare - Idrogeomorfologia ed insediamenti a rischio ambientale”;
- Regione Lombardia ed ENI divisione AGIP, 2002: “*Geologia degli acquiferi padani della Regione Lombardia*” a cura di Cipriano Carcano e Andrea Piccin S.EL.CA. (Firenze);
- Piano Cave della Provincia di Pavia, 2004;
- Sondaggi geognostici eseguiti dallo scrivente, marzo 2010.
- Cotta Ramusino S. Adamini E. 2009: “Indagine idrogeologica e litostratigrafica del territorio alluvionale compreso tra la città di Voghera ed il F. Po”. Poster.

I dati contenuti nelle pubblicazioni analizzate indicano una soggiacenza della falda freatica principale compresa tra -4/-6 m dal piano di campagna e, in accordo con quanto riscontrato nel corso dei sondaggi, indicano la presenza, nei primi 7-9 metri della successione, di litologie a dominante argilloso-limosa.

Tale situazione è documentata anche dalle litostratigrafie di sondaggi geognostici pregressi condotti nelle immediate vicinanze dell'area investigata (tratte da: “Discarica controllata di II categoria / tipo B in località C.na Gattera - C.na Spagnola nel Comune di Cervesina (PV) – Progetto Esecutivo, 1987) di cui nelle pagine seguenti si riportano alcune stratigrafie.

Al momento dell'esecuzione della campagna di indagini, la superficie piezometrica della prima falda è stata intercettata ad una profondità di circa - 7,20 m dal piano di campagna.



Il senso di flusso prevalente della falda in questione, desumibile dai succitati studi, risulta complessivamente diretto verso i quadranti settentrionali, risentendo dell'effetto drenante esercitato dal Fiume Po.

L'elemento principale del reticolo idrico superficiale è rappresentato dal Fiume Po che scorre, con andamento grossomodo ovest-est, circa 5 km a nord dell'area di specifico interesse, e dal Torrente Staffora, tributario di sinistra del principale corso d'acqua padano.

Il suddetto torrente scorre, con andamento grossomodo SSE-NNO, circa 1.600 m ad est del sito prescelto per la realizzazione della struttura in progetto.

Il contesto territoriale esaminato è inoltre caratterizzato dalla presenza di un fitto sistema di canali artificiali (diramatori, rogge, cavi, ecc. di vecchia e di più recente impostazione), utilizzati per le necessità irrigue agricole.

#### **4 - INDAGINI DI DETTAGLIO**

Al fine di determinare la successione litostratigrafica e le caratteristiche geologico-geotecniche e geofisiche del sottosuolo sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH). Per l'ubicazione dei punti di indagine si vedano gli Allegati 2 e 4.

La scelta della tipologia delle prove penetrometriche (dinamiche invece di statiche) è dovuta alla pavimentazione dell'area (ed al relativo orizzonte di sottofondo) che ha impedito le operazioni di ancoraggio necessarie per l'esecuzione delle prove statiche.

In corrispondenza dei fori di sondaggio sono stati eseguiti i rilievi freaticometrici per misurare la soggiacenza della falda più superficiale.

##### **4.1 Prove penetrometriche**

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro dinamico-statico Pagani modello "TG 63-100", avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- |                  |          |
|------------------|----------|
| - Massa battente | 63,50 kg |
| - Altezza caduta | 75,00 cm |

- |                                   |                       |
|-----------------------------------|-----------------------|
| - Lunghezza aste                  | 1,00 m                |
| - Area di punta                   | 20,43 cm <sup>2</sup> |
| - Angolo di apertura punta conica | 90°                   |
| - Diametro punta conica           | 51,00 mm              |

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infissione della punta conica e della batteria di aste nel terreno; l'energia necessaria alla perforazione del substrato è fornita dalla caduta del maglio, che avviene attraverso appositi meccanismi oleodinamici.

Durante l'esecuzione delle prove un operatore provvede alla registrazione del numero di colpi (N) necessari per infiggere la punta conica e la batteria di aste per ogni intervallo di indagine.

L'intervallo di indagine, altresì definito come avanzamento della punta, corrisponde ad un tratto della lunghezza di 0,20 m, indicato dalle apposite tacche presenti sulle aste.

Le prove continuano sino al conseguimento del rifiuto, oppure sino al raggiungimento della profondità desiderata.

Poiché la prova penetrometrica dinamica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi  $N_{spt}$  ottenuto con la suddetta prova standard.

Di conseguenza il numero di colpi (N) registrati nel corso della prova DPSH condotta dallo scrivente è stato correlato al numero di colpi di una prova penetrometrica dinamica standard ( $N_{SPT}$ ), mediante la seguente relazione:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e  $Q_{spt}$  è quella riferita alla prova SPT; l'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

Nel caso di esame il coefficiente di correlazione  $\beta_t$  è pari a 1,489.

## 4.2 Risultati delle prove

Le elaborazioni sono state effettuate mediante il programma di calcolo Dynamic Probing della GeoStru Software, versione 2010. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da diversi autori per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

I dati penetrometrici sono stati elaborati secondo le più assodate metodologie in uso arrivando ad associare a ciascun orizzonte individuato i parametri geotecnici rappresentativi.

Nelle tabelle a seguire vengono riportati i principali parametri geomeccanici relativi agli orizzonti che costituiscono il substrato dell'area indagata, rilevati sulla verticale delle prove penetrometriche dinamiche (i tabulati completi delle prove ed i relativi grafici sono visibili nell'Allegato 3).

Strato	Prof. (m)	Nspt	Gamma (t/m³)	Fi (°)	Cu (kg/cm²)	Modulo Edometrico (kg/cm²)	Modulo Elastico (kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (kg/cm²)
1	0,0-1,6	4,65	1,74	23,35	0,81	49,22	81,88	0,34	275,63
2	1,6-4,4	5,21	1,77	23,84	0,87	54,93	88,32	0,34	306,72
3	4,4-8,0	7,70	1,89	25,75	1,04	80,33	116,95	0,34	442,81
4	8,0-10,2	15,43	2,07	30,11	1,79	159,17	205,85	0,32	839,94

Tabella 1 – Parametri geotecnici prova P1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Gamma (t/m³)	Fi (°)	Cu (kg/cm²)	Modulo Edometrico (kg/cm²)	Modulo Elastico (kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (kg/cm²)
1	0,0-0,8	10,05	1,97	27,28	1,99	104,30	143,98	0,33	568,79
2	0,8-4,8	2,98	1,63	21,69	0,51	32,19	62,67	0,35	181,42
3	4,8-7,2	6,08	1,82	24,55	0,83	63,80	98,32	0,34	354,64
4	7,2-10,2	16,08	2,08	30,27	1,90	165,80	213,32	0,32	856,80

Tabella 2 – Parametri geotecnici prova P2

### 4.3 Rilievi freaticometrici

I rilievi piezometrici condotti all'interno dei fori di sondaggio attrezzati a micropiezometri hanno individuato la presenza di acqua nel sottosuolo a partire dalla profondità di circa -7,20 m dal piano di campagna.

La locale falda è dotata di un certo grado di artesianità per cui, in funzione degli eventi meteorologici, può risalire più o meno significativamente, se lasciata a “pelo libero”, verso il piano di campagna.

## 5 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Nel presente capitolo vengono descritti i parametri necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ( $a_g$ ) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Nelle N.T.C. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (necessari per la determinazione delle azioni sismiche):

- |                           |  |
|---------------------------|--|
| <b><math>a_g</math></b>   | accelerazione orizzontale massima al sito;   |
| <b><math>F_o</math></b>   | valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;     |
| <b><math>T_c^*</math></b> | periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. |

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I parametri necessari per la definizione dell'azione sismica i progetto sono:

- **Tipo di costruzione e vita nominale;** la vita nominale ( $V_N$ ) di un determinato tipo di costruzione è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve

potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle N.T.C. 14/01/2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

- **Classe d'uso;** in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso:
  - *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
  - *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
  - *Classe III* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
  - *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.
- **Coefficiente d'uso;** Il valore del coefficiente d'uso ( $C_U$ ) è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Periodo di riferimento per l'azione sismica;** le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento ( $V_R$ ) espresso in anni che si ricava, per ciascun tipo di

costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  secondo la relazione:  $V_R = V_N \cdot C_U$ .

Nel caso che  $V_R$  assuma un valore  $\leq 35$ , si pone comunque pari a 35.

- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento;** le probabilità di superamento nel periodo di riferimento ( $P_{VR}$ ), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Periodo di ritorno;** il periodo di ritorno ( $T_R$ ) si determina dalla seguente relazione:  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$ .
- **Categoria di suolo;** ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle N.T.C. 14/01/2008).
- **Condizioni topografiche;** per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tab. 3.2.IV delle N.T.C. 14/01/2008.
- **Accelerazione massima attesa al sito;** L'accelerazione massima attesa al sito ( $a_{max}$ ) si ricava dalla seguente relazione:  $a_{max} = S_S S_T a_g$ .  
 $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (indicato nella Tab. 3.2.V delle N.T.C. 14/01/2008) relativo a ciascuna classe di sottosuolo,  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica (riportato nella Tab. 3.2.VI delle N.T.C. 14/01/2008) espresso in funzione delle caratteristiche topografiche del sito, e  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito.
- **Coefficiente sismico di accelerazione orizzontale;** Il coefficiente di accelerazione orizzontale ( $K_h$ ) si ricava dalla seguente relazione:  
 $K_h = \beta_S a_{max} / g$ .
- **Coefficiente sismico di accelerazione verticale;** Il coefficiente di accelerazione verticale ( $K_v$ ) si ricava dalla seguente relazione:  $K_v = K_h / 2$ .

## 5.1 Parametri sito-specifici

Di seguito vengono riportati tutti i parametri sismici specifici per il sito di intervento e relativi agli stati limite considerati, così come richiesto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008) mentre nella Figura 3 è visualizzata la maglia di riferimento dei valori dello spettro di risposta elastico.

- **Sito in esame**

latitudine: 45,0388  
longitudine: 9,0026  
Tipo: 2  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

- **Pericolosità sismica in base alla zonizzazione comunale** (D.M. 21/10/2003)

Zona sismica: 4

- **Siti di riferimento**

Sito 1	ID: 14033	Lat: 45,0495	Lon: 8,9635	Distanza: 3295,030
Sito 2	ID: 14034	Lat: 45,0521	Lon: 9,0340	Distanza: 2879,010
Sito 3	ID: 14255	Lat: 44,9996	Lon: 8,9672	Distanza: 5173,882
Sito 4	ID: 14256	Lat: 45,0022	Lon: 9,0377	Distanza: 4916,638

- **Parametri sismici**

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

- **Operatività (SLO)**

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,023	g
Fo:	2,516	
Tc*:	0,183	[s]

- **Danno (SLD)**

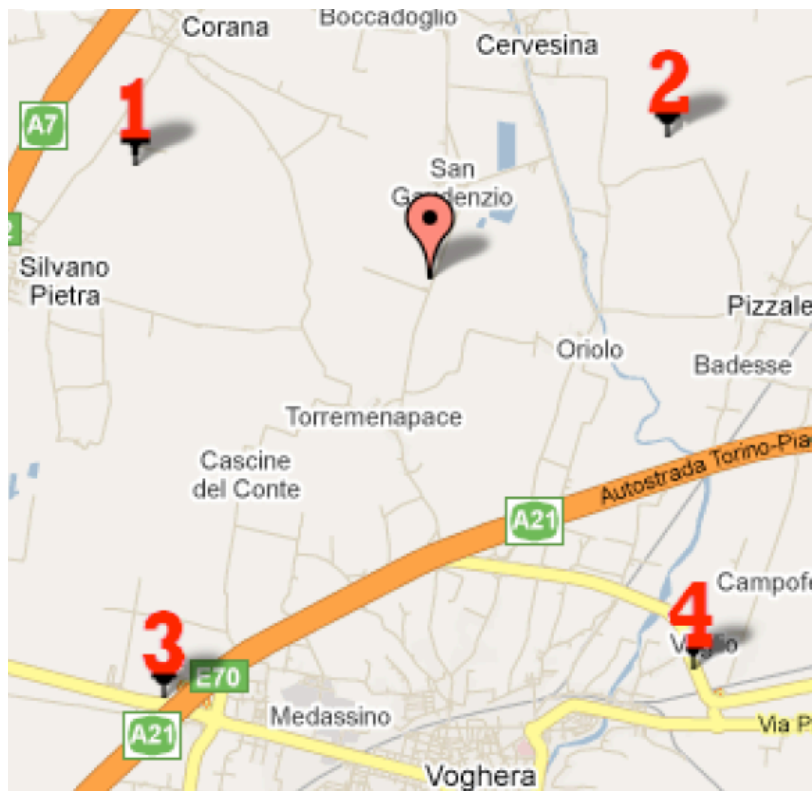
Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,031	g
Fo:	2,501	
Tc*:	0,208	[s]

- **Salvaguardia della vita (SLV)**

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,079	g
Fo:	2,488	



Tc*:	0,275	[s]
<b>- Prevenzione dal collasso (SLC)</b>		
Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,106 g	
Fo:	2,465	
Tc*:	0,280	[s]
<b>- Coefficienti Sismici</b>		
<b>SLO:</b>		
Ss:	1,800	
Cc:	2,920	
St:	1,000	
Kh:	0,008	
Kv:	0,004	
Amax:	0,410	
Beta:	0,200	
<b>SLD:</b>		
Ss:	1,800	
Cc:	2,740	
St:	1,000	
Kh:	0,011	
Kv:	0,006	
Amax:	0,540	
Beta:	0,200	
<b>SLV:</b>		
Ss:	1,800	
Cc:	2,380	
St:	1,000	
Kh:	0,029	
Kv:	0,014	
Amax:	1,399	
Beta:	0,200	
<b>SLC:</b>		
Ss:	1,800	
Cc:	2,360	
St:	1,000	
Kh:	0,046	
Kv:	0,023	
Amax:	1,690	
Beta:	0,200	



**Figura 3** Vertici della maglia riferimento dei valori dello spettro di risposta elastico.

## **6 - PRESSIONE AMMISSIBILE**

Nel presente capitolo vengono illustrati i risultati delle elaborazioni matematiche utilizzate per la valutazione della pressione ammissibile.

Al fine di operare secondo criteri cautelativi sono stati utilizzati i parametri geotecnici relativi alla prova penetrometrica n. 2, indicativa delle condizioni più sfavorevoli.

La valutazione della pressione ammissibile è riferita allo strato n. 2 della suddetta prova, che rappresenta le condizioni tipiche del substrato naturale dell'area di intervento, senza considerare, a favore di cautela, gli effetti positivi indotti dai previsti interventi di bonifica (vedi capitolo conclusivo).

Per i terreni che costituiranno il rinterro delle opere fondazionali è stato considerato un peso di volume pari a  $1.700 \text{ kg/m}^3$ .

Sulla base dei dati di carico forniti dal Progettista, sono stati analizzati due casi che contemplano l'impiego di fondazioni a base quadrata (plinti) aventi

lato (B) pari a 1,50 e 2,00 m, attestati ad una profondità di -0,50 m dal piano di campagna.

Al di sotto dei plinti è prevista la realizzazione di un orizzonte di bonifica (vedi capitolo conclusivo) il cui spessore è stato calibrato in modo tale da ridurre ed omogeneizzare il valore del cedimento assoluto.

In base a quanto previsto dal D.M. 14/01/08 e specificato dalla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/02/2009 (G.U. n. 47 del 26/02/2009, S.O. n. 27), per le costruzioni di Tipo 1 e 2, con Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili.

Per le ipotesi progettuali analizzate il programma ha determinato il valore della pressione ammissibile applicando, in osservanza a quanto previsto dal D.M. 11/03/88, un coefficiente di sicurezza pari a 3 ( $Q_{amm} = Q_{lim} / 3$ ).

Per il calcolo è stata utilizzata la relazione di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

- $q_{lim}$  = carico limite a rottura;
- $c$  = coesione;
- $\gamma$  = peso di volume;
- $B$  = lato della fondazione;
- $D$  = profondità del piano di posa;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante (espressi in funzione di  $\varphi$  = angolo di attrito interno);
- $s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;
- $d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi relativi all'inclinazione della base della fondazione;
- $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

Di seguito viene riportato un riassunto dei risultati delle verifiche effettuate, mentre al termine del capitolo sono presenti i tabulati delle elaborazioni matematiche svolte dal programma.

- **CASO A – Pilastri 2, 5, 8, 3, 6 e 9**

Prova di riferimento:	P2
Tipologia fondazionale:	Plinto 1,50 m x 1,50 m
Profondità di imposta:	-0,50 m dal p.c.
Carico di progetto:	23.000 kg
Pressione di progetto:	1,022 kg/cm <sup>2</sup>
Pressione ammissibile terreno naturale:	1,58 kg/cm <sup>2</sup>
Spessore orizzonte di bonifica:	0,50 m
Cedimento assoluto per pressione di progetto con bonifica:	2,34 cm

- **CASO B – Pilastri 4 e 7**

Prova di riferimento:	P2
Tipologia fondazionale:	Plinto 2,00 m x 2,00 m
Profondità di imposta:	-0,50 m dal p.c.
Carico di progetto:	34.500 kg
Pressione di progetto:	0,865 kg/cm <sup>2</sup>
Pressione ammissibile terreno naturale:	1,54 kg/cm <sup>2</sup>
Spessore orizzonte di bonifica:	0,70 m
Cedimento assoluto per pressione di progetto con bonifica:	2,38 cm

# VERIFICA PRESSIONE AMMISSIBILE E CEDIMENTI

Prova di riferimento

= P 2

## CARATTERISTICHE DEGLI STRATI

### TERRENO NATURALE

Num	Descrizione	Gammal kg/mc	RP kg/cm <sup>2</sup>	alfa	mv cm <sup>2</sup> /kg	Cu	Ø
1	Sabbia densa o compatta	1970	0.0	0.00	0.01	1.99	27.28
2	Argilla media	1630	0.0	0.00	0.03	0.51	21.69
3	Argilla compatta	1820	0.0	0.00	0.01	0.83	24.55
4	Sabbia	2080	0.0	0.00	0.01	1.90	30.27

### TERRENO BONIFICATO

Num	Descrizione	Gammal kg/mc	RP kg/cm <sup>2</sup>	alfa	mv cm <sup>2</sup> /kg	Cu	Ø
1	Sabbia densa o compatta	1970	0.0	0.00	0.01	1.99	27.28
2	Materiale indeformabile	1900	300.0	1.50	0.00	0.00	35.00
3	Argilla media	1630	0.0	0.00	0.03	0.51	21.69
4	Argilla compatta	1820	0.0	0.00	0.01	0.83	24.55
5	Sabbia	2080	0.0	0.00	0.01	1.90	30.27

## CASO A (Pilastri 2, 5, 8, 3, 6, e 9)

### VERIFICA PRESSIONE DI PROGETTO

Fondazione analizzata	=	plinto 1.5 m x 1.5 m
Quota di posa rispetto al p.c. attuale	=	-0.50 m
Carico di progetto	=	23.000 kg
Pressione di progetto	=	1.022 kg/cm <sup>2</sup>
Pressione ammissibile terreno naturale	=	1.58 kg/cm <sup>2</sup>

### CALCOLO PRESSIONE AMMISSIBILE

#### FONDAZIONE

Larghezza	=	1.50 m
Lunghezza	=	1.50 m
Profondità di posa	=	0.50 m
Inclinazione piano di posa	=	0.00 °
Inclinazione scarpata	=	0.00 °

#### CARICO

Forza sulla fondazione	=	10222 Kg
Eccentricità direzione largh.	=	0.00 m
Eccentricità direzione lung.	=	0.00 m
Angolo direzione larghezza	=	0.00 °
Angolo direzione lunghezza	=	0.00 °

**TERRENO**

Angolo di attrito = 0.00 °  
Coesione = 0.51 Kg/cmq  
Peso di volume = 1700 Kg/mc  
Peso di volume saturo = 700 Kg/mc  
Mod. elasticità trasversale = 15.00 Kg/cmq  
Profondità della falda = 7.20 m

**Valori dei coefficienti**

N q = 1.00  
N c = 5.14  
N gamma = 0.00  
Alfa q = 1.00  
Alfa q i = 1.00  
Alfa q c = 1.00  
Alfa q g = 1.00  
Alfa q t = 1.00  
Alfa q d = 1.00  
Alfa c = 1.19  
Alfa c i = 1.00  
Alfa c c = 1.32  
Alfa c g = 1.00  
Alfa c t = 1.00  
Alfa c d = 1.13  
Alfa gamma = 0.60  
Alfa gamma i = 1.00  
Alfa gamma c = 1.00  
Alfa gamma g = 1.00  
Alfa gamma t = 1.00  
Alfa gamma d = 1.00

Carico Limite = 4.75 kg/cmq  
coefficiente di sicurezza = 3  
Pressione Ammissibile = 1.58 kg/cmq

**PRESSIONE DI PROGETTO VERIFICATA****ANALISI DEI CEDIMENTI PER CARICO DI PROGETTO CON BONIFICA**

SPESORE ORIZZONTE DI BONIFICA 0.50 m

CEDIMENTO ASSOLUTO 2.3427 cm

**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

Num	Descrizione	zfin m	dw cm
1	Sabbia densa o compatta	0.50	0.0000
2	Materiale indeformabile	1.00	0.0866
3	Argilla media	4.80	2.0870
4	Argilla compatta	7.20	0.1393
5	Sabbia	10.00	0.0298

quota m	pressione kg/cmq	$\Delta w$ cm	w cm
0.50	1.0222	0.0000	2.3427
0.75	0.7749	0.0499	2.2927
1.00	0.5438	0.0366	2.2561
1.25	0.4179	0.3606	1.8955
1.50	0.3464	0.2866	1.6089
1.75	0.2909	0.2390	1.3699
2.00	0.2394	0.1989	1.1710
2.25	0.2086	0.1680	1.0030
2.50	0.1778	0.1449	0.8581
2.75	0.1470	0.1218	0.7363
3.00	0.1300	0.1039	0.6325
3.25	0.1130	0.0911	0.5414
3.50	0.0960	0.0784	0.4630
3.75	0.0880	0.0690	0.3940
4.00	0.0801	0.0631	0.3309
4.25	0.0722	0.0571	0.2738
4.50	0.0642	0.0511	0.2227
4.75	0.0563	0.0452	0.1775
4.80	0.0547	0.0083	0.1692
5.05	0.0479	0.0192	0.1499
5.30	0.0454	0.0175	0.1324
5.55	0.0429	0.0166	0.1159
6.05	0.0380	0.0303	0.0856
6.55	0.0330	0.0266	0.0589
7.05	0.0281	0.0229	0.0360
7.20	0.0266	0.0062	0.0298
7.70	0.0217	0.0072	0.0226
8.20	0.0181	0.0060	0.0166
8.70	0.0166	0.0052	0.0114
9.20	0.0151	0.0048	0.0067
9.70	0.0136	0.0043	0.0024
10.00	0.0127	0.0024	0.0000

## **CASO B (Pilastri 4 e 7)**

### **VERIFICA PRESSIONE DI PROGETTO**

Fondazione analizzata	=	plinto 2.0 m x 2.0 m
Quota di posa rispetto al p.c. attuale	=	-0.50 m
Carico di progetto	=	34.500 kg
Pressione di progetto	=	0.8625 kg/cmq
Pressione ammissibile terreno naturale	=	1.54 kg/cmq

### **CALCOLO PRESSIONE AMMISSIBILE**

#### **FONDAZIONE**

Larghezza	=	2.00 m
Lunghezza	=	2.00 m
Profondità di posa	=	0.50 m
Inclinazione piano di posa	=	0.00 °
Inclinazione scarpata	=	0.00 °

#### **CARICO**

Forza sulla fondazione	=	8625 Kg
------------------------	---	---------

Eccentricità direzione largh. = 0.00 m  
Eccentricità direzione lungh. = 0.00 m  
Angolo direzione larghezza = 0.00 °  
Angolo direzione lunghezza = 0.00 °

#### TERRENO

Angolo di attrito = 0.00 °  
Coesione = 0.51 Kg/cmq  
Peso di volume = 1700 Kg/mc  
Peso di volume saturo = 700 Kg/mc  
Mod. elasticità trasversale = 15.00 Kg/cmq  
Profondità della falda = 7.20 m

#### Valori dei coefficienti

N q = 1.00  
N c = 5.14  
N gamma = 0.00  
Alfa q = 1.00  
Alfa q i = 1.00  
Alfa q c = 1.00  
Alfa q g = 1.00  
Alfa q t = 1.00  
Alfa q d = 1.00  
Alfa c = 1.19  
Alfa c i = 1.00  
Alfa c c = 1.32  
Alfa c g = 1.00  
Alfa c t = 1.00  
Alfa c d = 1.10  
Alfa gamma = 0.60  
Alfa gamma i = 1.00  
Alfa gamma c = 1.00  
Alfa gamma g = 1.00  
Alfa gamma t = 1.00  
Alfa gamma d = 1.00

Carico Limite = 4.61 kg/cmq  
coefficiente di sicurezza = 3  
Pressione Ammissibile = 1.54 kg/cmq

#### ----- PRESSIONE DI PROGETTO VERIFICATA

#### ANALISI DEI CEDIMENTI PER CARICO DI PROGETTO CON BONIFICA

SPESSORE ORIZZONTE DI BONIFICA 0.70 m

CEDIMENTO ASSOLUTO 2.3814 cm

#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Num	Descrizione	zfin m	dw cm
1	Sabbia densa o compatta	0.50	0.0000
2	Materiale indeformabile	1.20	0.1013
3	Argilla media	4.80	2.0453
4	Argilla compatta	7.20	0.1884
5	Sabbia	10.00	0.0465



quota m	pressione kg/cmq	$\Delta w$ cm	w cm
0.50	0.8625	0.0000	2.3814
0.75	0.7280	0.0442	2.3373
1.00	0.5396	0.0352	2.3021
1.20	0.4482	0.0220	2.2801
1.45	0.3685	0.3063	1.9738
1.70	0.3164	0.2568	1.7170
1.95	0.2737	0.2213	1.4957
2.20	0.2411	0.1931	1.3026
2.45	0.2085	0.1686	1.1340
2.70	0.1864	0.1481	0.9859
2.95	0.1669	0.1325	0.8534
3.20	0.1474	0.1179	0.7356
3.45	0.1279	0.1033	0.6323
3.70	0.1154	0.0913	0.5410
3.95	0.1047	0.0825	0.4585
4.20	0.0939	0.0745	0.3841
4.45	0.0831	0.0664	0.3177
4.70	0.0770	0.0600	0.2576
4.80	0.0750	0.0228	0.2348
5.05	0.0699	0.0272	0.2077
5.30	0.0649	0.0253	0.1824
5.55	0.0599	0.0234	0.1590
6.05	0.0498	0.0411	0.1178
6.55	0.0405	0.0339	0.0840
7.05	0.0374	0.0292	0.0548
7.20	0.0364	0.0083	0.0465
7.70	0.0333	0.0105	0.0360
8.20	0.0302	0.0095	0.0265
8.70	0.0270	0.0086	0.0179
9.20	0.0239	0.0076	0.0103
9.70	0.0208	0.0067	0.0036
10.00	0.0189	0.0036	0.0000

## **7 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

La presente relazione geologica-geotecnica è stata redatta a supporto del progetto per la realizzazione di un capannone presso il sito industriale ubicato in località Cascina Gattera, entro i limiti amministrativi del Comune di Cervesina (PV).

Le indagini propedeutiche alla stesura della presente relazione sono state condotte allo scopo di definire, in dettaglio, le caratteristiche peculiari del sito di intervento, con particolare riferimento all'assetto geologico-geomorfologico ed idrogeologico, alla strutturazione litostratigrafica ed alla caratterizzazione geotecnica del substrato.

Sulla base delle indagini geognostiche e sulla scorta dei dati raccolti durante le ricerche di carattere bibliografico, non sono stati individuati particolari elementi ostativi, dal punto di vista idrogeomorfologico e sismico, all'attuazione degli interventi prospettati.

Il principale fattore limitante è costituito dalla natura geotecnica del sedime di imposta delle opere fondazionali, a comportamento reologico principalmente di tipo coerente (coesivo), che presenta mediocri proprietà geomeccaniche.

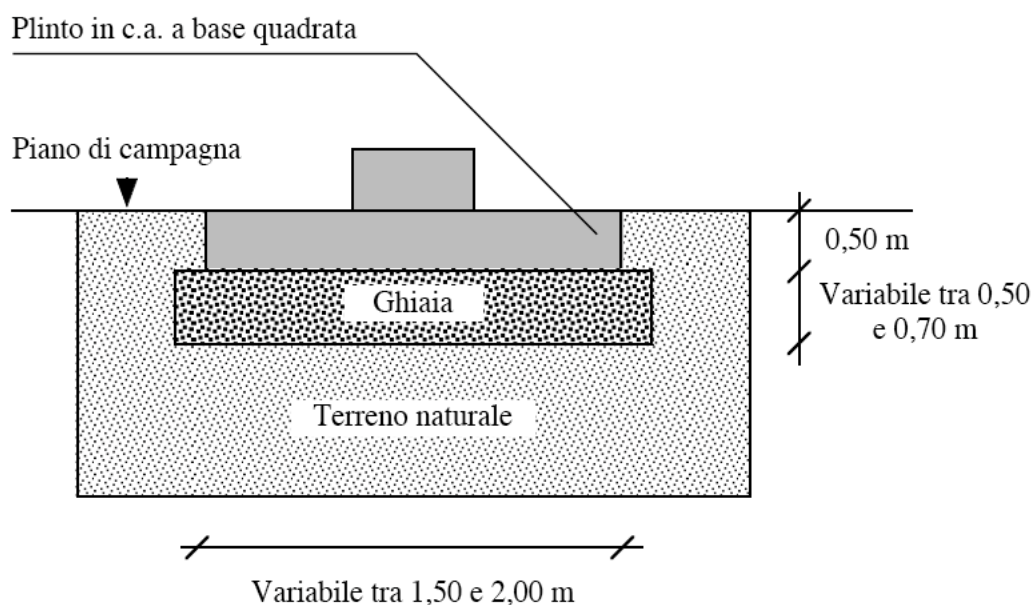
In questa sede si è proceduto alla verifica, nel dettaglio, del comportamento reologico del sedime di imposta delle opere fondazionali in virtù delle azioni previste dal Progettista.

Come illustrato nel capitolo precedente (caso A, plinto 1,5 m \* 1,5 m e caso B plinto 2 m \* 2m), per entrambe le ipotesi analizzate le azioni di progetto sono inferiori alla pressione ammissibile e, di conseguenza, risultano verificate.

Al fine di contenere il valore del cedimento assoluto e di renderlo uniforme per tutti i plinti, è stata ipotizzata l'esecuzione di operazioni di bonifica del sedime di imposta delle opere fondazionali (vedi Figura 4).

La bonifica consisterà nella predisposizione, al di sotto del piano di posa delle opere di appoggio, di un orizzonte di ghiaia (mista naturale di cava), ben rullata e compattata, stesa in livelli da 0,20-0,30 m cadauno, avente spessore pari a 0,50 m (caso A) e 0,70 m (caso B).

Qualora le ipotesi formulate dallo scrivente non fossero sufficienti a soddisfare le esigenze tecniche del Progettista, quest'ultimo potrà procedere alla verifica di differenti configurazioni geometriche (ferme restando le proprietà geomeccaniche del substrato) o prevedere all'impiego di differenti tipologie fondazionali come, ad esempio, quelle profonde (i pali).



**Figura 4** Schema dell'intervento di bonifica (non in scala).

Le movimentazioni di terra andranno effettuate attuando una corretta gestione dei fronti di scavo, in modo tale da garantire degli adeguati margini di sicurezza per le maestranze impiegate nel futuro cantiere.

A fine giornata i fronti di scavo aperti (anche se di modesta altezza) dovranno essere ricoperti con teli impermeabili, per evitare che eventuali piovvaschi comportino dilavamento delle superfici esposte.

Data la natura dei terreni le operazioni di scavo e di posa delle strutture fondazionali dovrebbero avvenire, preferibilmente, in un periodo non piovoso.

Si ritiene che gli interventi in progetto (con le caratteristiche dimensionali e le azioni considerate nel Capitolo 6) siano compatibili con le proprietà geomeccaniche dei terreni che costituiranno il sedime di imposta delle opere fondazionali, ferme restando le prescrizioni contenute nella presente relazione.

Per ciò che attiene, infine, al mantenimento o meno in sito della pavimentazione esistente nel capannone, si ritiene opportuno verificarne la consistenza attraverso specifiche analisi dello stesso, previa l'asportazione dei materiali presenti, delle rotaie, ecc.

Inoltre, le fosse presenti devono essere colmate e portate al livello del pavimento.

In ogni caso, con la realizzazione dei plinti si dovrà sottopassare questo orizzonte cementizio per cui l'operazione di riutilizzo o di asportazione del livello di cemento presente (pavimento) andrà opportunamente valutata dal Progettista.

Pavia, marzo 2010

S.G.P.  
SERVIZI DI GEO-INGEGNERIA E PROGETTAZIONE s.r.l.  
Via Bona di Savoia 10 - 27100 Pavia  
Tel. 0382-466111 / 463385 / 571865 (fax) - e-mail: sggp@iol.it  
**Vercesi Prof. Pier Luigi**  
n. iscr. Ordine Geologi Lombardia 1015