

REGIONE PIEMONTE

Provincia del Verbano Cusio Ossola
Settore IV Opere Pubbliche, Viabilità, Piste Ciclabili

Comune di Verbania

MOVlcentro di Verbania Fondotoce

Progetto Definitivo dei lavori di completamento del
Movicentro di Verbania

Responsabile del procedimento:

Ing. Danilo Recupero
Settore IV_Opere pubbliche, Viabilità, Piste ciclabili - PROV. VCO

Progettisti:

ONEWORKS

ONEWORKS Spa

Via Statuto 11
20121 Milano, Italia
T +39 02 655913.1
F +39 02 655913.60
milano@one-works.com

Arch. **Michele Pugliese**
Iscritto all'Ordine degli Architetti di Varese al n. 1279

Progetto Strutturale:

AESSE INGEGNERIA
Ing. Alberto Chiesa
Ing. Stefano Cerlini
Via Stazione 21
Gravellona Toce (VB)
T +39 0323 846914
e-mail: info@aesseingegneria.it

Progetto Impianti:

Aplus Engineering
Ing. Massimo Brucato
Via XX Settembre 16
Gallarate (VA)
T / F +39 0331 1832186
e-mail: info@aplu-eng.com

Prevenzione Incendi:

Studio Tecnico Zaccarelli Srl

Geologo:

Dott. Geol. Anna Cristina

Direzione lavori:

Oggetto : ELABOATI GENERARI

Titolo : RELAZIONE GEOLOGICA Dott. Geol. Anna Cristina
INDAGINI GEOGNOSTICHE Dott. Geol. Italo Isoli

Revisioni:	Scala:	TAV. n.
	Data: Rev. 30/11/15	G02
	Comm:	
	Prot:	
	08A0012a	
	DTA:	

IL PROGETTISTA

IL RUP

ALLEGATO 1

Relazione Geologica

Dott. Geol. Anna Cristina

23/12/2004

1. PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione della Provincia del Verbano Cusio Ossola è stato redatto il presente studio geologico a corredo del progetto esecutivo per la realizzazione del MOVICentro di Verbania Fondotoce.

Lo studio, che si configura come "Relazione Geologica" ai sensi del D.M. 11 Marzo 1988, esamina gli aspetti geologici, geomorfologici e idrogeologici dei terreni interessati dagli interventi.

Relativamente agli aspetti più strettamente geologico-tecnici, nell'ambito delle indagini eseguite in fase di progettazione definitiva, è stata condotta una campagna di indagini geognostiche, eseguite dalla Ditta Silea s.r.l. di Milano, i cui risultati sono esposti in apposita relazione compresa tra gli elaborati progettuali e alla quale si rimanda; nella presente relazione geologica sono stati ripresi i risultati principali di dette indagini, al fine di indirizzare la progettazione verso scelte adeguate alla problematiche geologiche individuate.

2. LOCALIZZAZIONE E CARATTERISTICHE SOMMARIE DELL'INTERVENTO

L'area di previsto intervento è situata a margine della S.S. n. 34 *"del Lago Maggiore"*, qui Via 42 Martiri, all'altezza della stazione FF.SS. di Verbania Pallanza.

Essa corrisponde, in particolare, alla zona attualmente destinata a parcheggio a raso posta immediatamente ad est della massicciata ferroviaria della linea Domodossola-Milano (vedi corografia allegata).

È qui prevista, in sintesi e con rimando agli elaborati progettuali, la realizzazione di un nuova area di manovra e parcheggio, oltre che di accoglienza per i passeggeri, denominata MOVICentro, a servizio della stazione ferroviaria e ad utilizzo di mezzi di trasporto pubblici e privati.

Essa sarà costituita da una nuova struttura a rampe distribuita su tre livelli fuori terra, che raggiungeranno l'attuale piano di calpestio della linea ferroviaria, sviluppata planimetricamente pressoché sull'intera superficie attualmente adibita a parcheggio ed in adiacenza alla massicciata ferroviaria lungo il lato ovest.

Attraverso ampie rampe di pendenza massima del 5% circa, che prevedono ai lati le piazzole di sosta, sarà possibile per gli autoveicoli il transito sui tre livelli di parcheggio; per gli autobus verrà invece riservata un'apposita galleria di transito e sosta al piano terra, lungo il lato più prossimo alla ferrovia; anche per le biciclette sarà previsto un apposito ricovero al piano terreno, al di sotto della rampa centrale.

Le scale e l'ascensore consentiranno il collegamento pedonale con il livello della linea ferroviaria, corrispondente all'ultimo piano della nuova struttura del MOVICentro, nonché con l'esistente sottopasso che conduce alla stazione attuale.

Al medesimo ultimo piano verranno collocate, tra l'altro, l'area passeggeri e l'area ristorazione.

Nel complesso la nuova struttura coprirà una superficie di circa 55 m x 45 m, con altezze fuori terra di circa 8 m nella zona parcheggio e di circa 12 m in corrispondenza della zona coperta riservata ai passeggeri e alla ristorazione.

Il piano di calpestio del piano terra verrà pressoché mantenuto alla quota dell'attuale piano campagna del parcheggio esistente, corrispondente a circa 198.7 m s.l.m.

Relativamente alla viabilità circostante, per l'innesto con la s.s. n. 34 è prevista la realizzazione di una nuova rotatoria lungo la sede stradale della stessa.

3. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE GENERALI DELL'AREA

Il sito in esame si colloca nell'ambito dell'ampio delta che forma il F.Toce allo sbocco nel Lago Maggiore, caratterizzato da un'estesa piana alluvionale, denominata Piano Grande, ubicata fra i rilievi del Montorfano e del Monte Mottarone.

Si tratta della confluenza di due grandi ed antiche incisioni vallive, la Valle Ossola e la Valle del Ticino, formatesi ancor prima delle glaciazioni quaternarie; il loro solco originario, approfonditosi notevolmente durante il periodo di essiccazione di età Messiniana, era probabilmente separato, ossia la Valle Ossola proseguiva nell'attuale bassa Valle Strona e nel solco del Lago d'Orta, mentre la Valle del Paleoticino coincideva con l'attuale solco del Lago Maggiore.

Già comunque al termine del Pliocene le strutture fondamentali della zona sudalpina erano simili a quelle attuali, ma è solo con il Pleistocene che viene accentuata l'azione erosiva, con ringiovanimento delle grandi valli e la successiva azione di deposito alluvionale e detritico in concomitanza del massimo sviluppo della glaciazione.

La formazione, in varie fasi, degli anfiteatri morenici frontali, la cattura da parte della Valle del Ticino della lingua glaciale ossolana, il successivo arretramento dei fronti glaciali sino all'attuale situazione ha determinato negli alvei vallivi sbarrati la formazione dei laghi prealpini come il lago Maggiore e il Lago d'Orta.

Il successivo ulteriore ringiovanimento dei corsi d'acqua e dei versanti ha determinato l'interramento progressivo delle conche lacustri sino all'attuale situazione, che vede il delta del F.Toce defluire nel solco principale del Lago Maggiore e il T. Strona risalire verso nord, in direzione contraria a quella della valle originaria.

Occorre, inoltre, segnalare la formazione del Lago di Mergozzo per sbarramento alluvionale e del relativo canale emissario, il Canale di Mergozzo, diretto affluente del Lago Maggiore.

Dal punto di vista più strettamente geologico, l'area fa parte della cosiddetta "Serie dei Laghi" e, in particolare, della sottounità denominata "Scisti dei Laghi", formata da micascisti e paragneiss con lenti di ortogneiss, per la zona di Verbania e Mergozzo e della sottounità "Strona Ceneri", formata da Cenerigneiss e Gneiss minuti, per la zona di Gravellona Toce.

Al di sopra sono presenti i depositi superficiali derivanti dai processi morfogenetici citati, costituiti essenzialmente, nell'area del Piano Grande, da depositi alluvionali fluviali e marginalmente da depositi alluvionali torrentizi, ricoperti da una coltre detritico eluviale.

I depositi alluvionali fluviali sono dovuti all'attività del fiume Toce e in misura minore al torrente Stronetta; sono sedimenti di notevolissimo spessore a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa con rare intercalazioni ghiaiose e lenti torbose che sono stati formati per deposizione, prima subacquea poi deltizia e subaerea, dall'avanzamento del Fiume Toce e dei suoi affluenti nel Lago Maggiore.

I sedimenti mostrano granulometria più fine in profondità con caratteristiche prevalentemente limose e livelli torbosi mentre in superficie prevalgono alternanze sabbioso limose verso il Toce e sabbioso-ghiaiose verso il Mottarone e il Monte Cerano in corrispondenza delle conoidi degli affluenti.

I depositi alluvionali torrentizi sono rappresentati da una serie di apparati conoidali derivati da processi di debris flow e di successiva deposizione a carattere selettivo legati ai corsi d'acqua minori provenienti dal massiccio del Mottarone, del Monte Cerano e dal Monte Castello, nonché dal T.Strona; si tratta generalmente di depositi di granulometria varia: molto grossolana (anche con massi metrici) spesso con aspetto caotico nella parte apicale; ghiaioso-ciottolosa con carattere di deposizione alternata da caotica a selettiva nelle parti medio-apicali; sabbioso-ghiaiosa ben selezionata nella parte medio-distale sino al passaggio coi sedimenti fluviali del F.Toce di tipo sabbioso-limoso.

Coltri eluvio-colluviali sono diffuse quasi ovunque laddove non sono presenti affioramenti rocciosi a notevole acclività e dove l'azione antropica non ha modificato eccessivamente le caratteristiche originarie dei terreni; esse rappresentano il risultato del disfacimento fisico e chimico delle rocce e dei depositi superficiali e sono costituite da frammenti detritici di dimensioni varie, profondamente alterate dall'azione chimica degli agenti atmosferici e dall'azione biologica della vegetazione.

Nella zona di costa del lago la morfologia è legata anche alle deposizioni di spiaggia connesse con le oscillazioni e la dinamica ondosa del Lago Maggiore stesso.

Nel dettaglio, l'area di progetto è localizzata al margine della piana alluvionale generata dal Fiume Toce, a ridosso delle pendici sud-orientali del Mont'Orfano, ad una quota attorno ai 198.7 m s.l.m., verificata mediante apposto rilievo quotato di dettaglio appoggiato al caposaldo IGM collocato al cimitero di Fondotoce (Lv-III-031-Gs/5), già innalzata artificialmente rispetto alle aree circostanti, in relazione alla formazione dell'attuale parcheggio della stazione ferroviaria.

Si tratta di una lotto pressoché pianeggiante, dove le locali ondulazioni, in gran parte oggi colmate dalla livellazione per la formazione del piazzale, sono da ascrivere essenzialmente all'antica dinamica fluviale del F.Toce.

Sul lato ovest l'area risulta essere delimitata dalla massicciata ferroviaria (con altezza intorno a i 5-5.5 m) alla quale si raccorda attraverso una modesta scarpata.

Per quanto concerne l'aspetto più strettamente geologico, è noto che quasi ovunque, in questa zona della piana alluvionale del F.Toce, al di sotto di una coltre eluviale ad elevata componente organica di spessore variabile ma in genere non superiore a 1 metro circa, i depositi naturali sono costituiti da terreni limoso-sabbiosi sciolti o da sabbie limose, passanti a sabbie con intercalazioni date da qualche livello ghiaioso o sabbioso-ghiaioso, come meglio descritto in seguito.

Nello specifico, al di sopra delle coltri naturali vanno anche segnalati i materiali di riporto utilizzati per la riquotatura dell'attuale parcheggio, nonché i consistenti riempimenti impiegati per la formazione del rilevato ferroviario.

4. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE GENERALI DELL'AREA

I terreni presenti nella piana alluvionale in cui si inserisce anche l'area di progetto, sono sede di falda freatica il cui livello di base è rappresentato dai corpi idrici reciprocamente interferenti costituiti dal F.Toce, ormai qui vicino alla foce, dal Lago Maggiore e dal Lago di Mergozzo.

In generale, è presumibile che l'assenza di veri e propri livelli impermeabili con sufficienti spessori e continuità orizzontali non ha consentito l'instaurarsi di una serie di falde sovrapposte, cosicché la situazione è quella di un'unica falda freatica, con inclinazione verso il lago e in comunicazione con esso; essa risulta essere alimentata in parte dall'infiltrazione superficiale delle acque meteoriche nelle aree non impermeabilizzate, ma, soprattutto, dalle perdite di subalveo del F.Toce, con conseguenti forti variazioni di livello freatico anche in relazione alle corrispondenti forti variazioni di portata idrica, oltre che alle già citate oscillazioni del livello lacustre.

Relativamente al coefficiente di permeabilità dei sedimenti alluvionali, esso varia notevolmente, da medio-alta o addirittura altissima (sedimenti alluvionali grossolani sciolti e privi di matrice fine), a bassa (depositi limoso-sabbiosi).

La direzione di flusso tende indicativamente verso il Lago Maggiore, con isopiezometriche presumibilmente piuttosto distanziate e, quindi, con velocità di flusso delle acque sotterranee mediamente bassa.

In condizioni normali la falda è ubicata a pochi metri dal p.c. (si ricorda che il livello medio lacustre si aggira intorno ai 193.84 m s.l.m.), ma in relazione alle oscillazioni lacustri e agli apporti fluviali la stessa può periodicamente risalire pressoché sino al piano campagna, o, in occasione di eventi eccezionali, addirittura superare lo stesso.

Al momento dei rilievi di terreno e delle indagini geognostiche svolte nell'ambito del presente studio (luglio 2004) il livello freatico è stato rinvenuto a -4.2 m dal p.c., corrispondente a circa a 194.5 m s.l.m..

A tale proposito si sottolinea come il Lago Maggiore sia soggetto a rilevanti variazioni dei livelli idrometrici; le serie statistiche delle magre e delle piene sono conosciute per lunghi periodi, così come anche i livelli eccezionali degli ultimi secoli.

La quota media del lago è di 193.84 m s.l.m.; modeste variazioni da questa media, dell'ordine del metro, sono molto frequenti, mentre variazioni maggiori sono più rare. La piena massima dell'ultimo secolo si è verificata recentemente, in occasione dell'evento alluvionale del 13-16 Ottobre 2000, con un livello massimo di 197.94 m s.l.m. registrato a Pallanza alle ore 23.30 del 16.10.2000 corrispondente ad una piena del F. Toce di circa 2500 m³/s.

In occasione di tale evento, stimato a tempi di ritorno attorno ai 65÷70 anni, gran parte della piana alluvionale è stata interessata da allagamento, come desumibile dall'allegato estratto dalla cartografia di P.R.G.C. (All.3a e 3b - Estratto da PRGC - Evento alluvionale ottobre 2000 carte idrologiche e dei battenti idrici) peraltro ad energia molto bassa, con battenti d'acqua variabili da pochi decimetri sino ad un paio di metri.

Tuttavia, come osservabile dalla stessa carta, i terreni di previsto intervento non sono stati interessati da allagamento, in virtù dell'attuale sopraelevazione del piano di calpestio del parcheggio rispetto ai terreni circostanti, così come la sede della strada statale.

Da sottolineare, ovviamente, come tale situazione sia strettamente dipendente dalla concomitante piena del F.Toce il cui livello, in corrispondenza del suo tratto terminale in prossimità della foce, è influenzato anche da fenomeni di rigurgito a ridosso dell'immissione nel bacino lacustre.

Conseguentemente, poiché l'analisi dei livelli lacustri fa ritenere che analoghe situazioni possano verificarsi con tempi di ritorno sui 50÷100 anni, tale eventualità dovrà essere tenuta in considerazione nella progettazione dell'intervento.

5. PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E RISCHIO IDROGEOLOGICO

Stante le condizioni geologico-geomorfologiche e idrogeologiche appena descritte, l'effettivo elemento di pericolosità per l'area di progetto e di conseguente rischio per l'intervento previsto, è rappresentato da potenziali allagamenti, seppure a bassa o nulla energia.

Tale aspetto è peraltro ben noto per la zona in esame, come già evidenziato sia nel P.R.G.I. vigente che nell'analisi geologica a corredo del Progetto Definitivo del nuovo P.R.G.C. del Comune di Verbania, a cura del Dott. Geol. Italo Isoli e della Dott. Geol. Angelica Sassi, adottato in data 16.07.2003 e già condiviso dalla Regione Piemonte relativamente al quadro dei dissesti, ai sensi della D.G.R. n. 31-3749 del 6/08/2001.

In particolare, nell'ambito di quest'ultima analisi, l'area di progetto, in termini di pericolosità geomorfologica e di idoneità all'utilizzazione urbanistica (ai sensi della Circ. P.G.R. n.7/LAP dell'08.05.1996) è posta in classe II, sottoclasse II_d (vedi All.4 - Estratto da PRGC - Carta della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica), e cioè:

"zone subpianeggianti, caratterizzate da terreni naturali a granulometria prevalentemente sabbiosa o sabbioso-limosa, spesso sovrastati da limitati livelli di terreni di riporto, con presenza di falda periodicamente molto superficiale e possibilità di parziale sommersione con bassa o nulla energia in occasione di piene fluviali e lacustri eccezionali o difficoltà di drenaggio in locali aree di depressione".

Per tale motivo le relative N.T.A. impongono, per le opere previste in tali zone, quote di sicurezza (riferite ad eventi con tempo di ritorno indicativamente di 100 anni), eventualmente attraverso la riquotatura del terreno.

In particolare per le aree ricadenti nella classe di pericolosità geomorfologica II_d poste ad est della Ferrovia Milano-Domodossola, quale quella in esame, le norme di piano prevedono che *"non saranno ammessi nuovi piani residenziali o produttivi, costruzioni accessorie e strutture tecniche al di sotto della quota 198.50 m s.l.m."* e che *"le strade di accesso alle edificazioni dovranno avere un profilo tutto al di sopra della quota 197.50 m s.l.m."*.

Tuttavia, per *"particolari motivazioni documentate, in relazione a problematiche sotrico-architettoniche o tecnico-funzionali e previa specifica accettazione del relativo aumentato rischio da parte del richiedente"* sono ammesse quote inferiori a quelle di sicurezza.

Nel caso specifico, allo stato attuale, la quota media del piano campagna si colloca a 198.7 m s.l.m.; si tratta quindi di un'area statisticamente raggiungibile da esondazione per eventi a tempi di ritorno superiori ai 100 anni (da sottolineare, tra l'altro, come già sopra detto, che anche nell'occasione dell'evento alluvionale dell'ottobre 2000 l'area non è stata oggetto di allagamento).

Relativamente all'intervento in progetto, i cui piani di calpestio sono previsti a partire dal p.c. attuale e quindi già al di sopra delle quote di sicurezza indicate da P.R.G.C. per tempi di ritorno di 100 anni, al di là della definizione urbanistica dell'intervento stesso e delle eventuali possibilità di deroghe rispetto alle quote di sicurezza di P.R.G.C., è comunque possibile ritenere che gli elementi di pericolosità geomorfologica evidenziati non costituiscono un elemento di rischio tale da pregiudicare la realizzazione dello stesso, trattandosi come più volte sottolineato di fenomeni di allagamento privi di energia significativa.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Le conoscenze sulla formazione della piana del F.Toce, dovuta all'interramento dell'originaria valle causato dall'avanzamento progressivo del delta del Fiume Toce nel Lago Maggiore, portano a ipotizzare una successione di depositi dall'alto verso il basso che può essere in generale, schematicamente riassunta come segue:

- un primo orizzonte superficiale dato da terreno eluviale, ad elevata componente organica, passante a sabbie limose fino a limi, avente nell'areale esaminato spessore attorno ai 2-3 metri, formatosi per deposizione a bassa energia in occasione di piene eccezionali e che è presente quasi ovunque sulla piana del F.Toce;
- al di sotto di tale orizzonte si rinvencono con continuità sabbie sciolte di deposizione fluviale in ambiente deltizio, interpretabili come depositi del F.Toce più prossimi all'originario limite di costa del Lago Maggiore; tale livello si presenta con caratteristiche abbastanza omogenee per 7-8 metri di spessore;
- infine, un ulteriore livello, che si estende da 9-10 m fino ad oltre 15 m dal p.c., costituito da sabbie fini e sabbie limose molto sciolte, presumibilmente legate a deposizioni essenzialmente subacquee e avvenute ad una certa distanza dalla costa.

Lo schema qui proposto, tuttavia, può variare localmente, poiché i limiti fra i vari livelli sono in genere sfumati, con una certa variabilità sia orizzontale che verticale.

Al fine di individuare nel dettaglio i terreni presenti nell'area di intervento e di caratterizzare gli stessi dal punto di vista geologico-tecnico, sono state eseguite nell'area oggetto di intervento alcune prove penetrometriche dinamiche continue e 2 sondaggi a carotaggio continuo.

Le indagini sono state eseguite dalla Ditta Silea srl di Milano, che ha redatto anche apposita relazione geologico-tecnica, a firma del Dr. Geol. Pietro Verga, compresa tra gli elaborati progettuali e alla quale si rimanda.

In particolare si riportano i dati riassuntivi principali proposti da Silea, che individua, nel dettaglio, 6 differenti litozone, così caratterizzate:

Litozona	Spessore	Descrizione del litotipo	Colpi piede	Angolo di attrito (°)	Peso di volume (t/m ³)
1	0.9-1.2	Sottofondo del piazzale	11-19	30-32.5	1.75-1.95
2	1.8-7.2	Sabbia fine	2-3	27.5-28	1.45-1.5
3	2.1-8.4	Sabbia fine e media	5-6	28-28.5	1.55
4	5.1-6.6	Sabbia fine	3	27.5	1.45
5	0.9-indet	Sabbia media	5-8	28.5-29	1.55-1.65
6	Indet	Sabbia debolmente ghiaiosa	10-12	30-30.5	1.75-1.80

Il livello freatico, è stato rinvenuto, all'epoca delle indagini (luglio 2004) a -4.2 m dal p.c..

Non sono state, invece, eseguite indagini sul rilevato ferroviario, modellizzato, invece, attraverso dati già disponibili presso le Ferrovie al fine di dimensionare le opere di sostegno previste nel progetto.

7. COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO IN RELAZIONE ALLA STABILITÀ DELL'AREA E INDICAZIONI DI PROGETTO

Pur partendo dal presupposto che la validità dell'ipotesi progettuale dovrà essere comunque controllata, secondo quanto disposto dal D.M.11/03/88, durante la costruzione, considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure e osservazioni nel corso dei lavori e adattando eventualmente l'opera alle diverse situazioni riscontrate, vengono qui di seguito avanzate alcune indicazioni di progetto in parte già riportate ai punti precedenti e qui ribadite.

7.1. OPERE DI FONDAZIONE

L'esperienza e le conoscenze relative all'areale indicano che le caratteristiche strutturali e di carico di fabbricati assimilabili a quello di progetto (es. capannoni artigianali-industriali) non consentono, in genere, di impostare le fondazioni direttamente sui terreni naturali ivi presenti, se non attraverso fondazioni di rilevante dimensione.

I terreni superficiali generalmente presenti sul Piano Grande risultano avere, infatti, caratteristiche meccaniche mediamente scadenti con basse resistenze al taglio ed elevata deformabilità, come confermato anche nell'area di progetto dalle indagini geognostiche eseguite da Silea.

Di conseguenza, si è soliti ricorrere all'impiego di fondazioni speciali, ovvero di trattamenti dei terreni atti a migliorare e uniformare le caratteristiche meccaniche degli stessi fino alle profondità significativamente interessate dalle fondazioni.

In particolare, la tecnica impiegata diffusamente nell'areale con ottimi risultati e costi ragionevolmente contenuti e che appare quindi, ad una prima analisi, la più adatta anche per il caso in esame, è quella dei vibropali (pali infissi a vibrazione con cassaforma recuperabile).

In relazione alla natura dei terreni individuati e disponendo dei carichi definitivi e della loro distribuzione per ciascun plinto, sarà possibile procedere ad un adeguato dimensionamento dei pali di fondazione.

A tale proposito va sottolineato sin d'ora che, poiché le variazioni dei parametri geotecnici dei vari livelli sono distribuite in modo stocastico, sarà opportuno per ciascuno di essi prendere i valori inferiori, escludendo eventuali livelli scadenti più superficiali (es. fraz. eluvio-colluviali o riporti caratterizzati da mediocri caratteristiche

geotecniche) che, possedendo un'elevata possibilità di cedimento naturale in relazione all'escursione della falda e ai sovraccarichi dei rilevati, possono risultare influenti ai fini della portanza o addirittura, nel tempo, negativi.

Altra cautela, stante le condizioni idrogeologiche descritte, con falda superficiale, occasionalmente anche a livelli prossimi o superiori al p.c., sarà quella di non considerare, nei medesimi calcoli, l'effetto della coesione nel caso dei livelli più fini e addensati, poiché si tratta di un parametro che può decisamente ridursi in presenza di acqua e, quindi, costituire un contributo solo apparente alla effettiva capacità portante dei terreni.

Si tratterà in ogni caso di pali "sospesi", non essendo possibile individuare un livello con caratteristiche meccaniche tali da potervi trasmettere direttamente i carichi in gioco attraverso i pali.

La relativa portata ammissibile verrà calcolata cautelandosi con opportuni fattori di sicurezza che vengono in genere assunti pari a 2 nel caso in cui si effettuino prove di carico di progetto (peraltro previste ai sensi del D.M. 11 Marzo 1988 sul 1% del numero totale dei pali, con un minimo di 2), o 2.5 in assenza di prove di carico.

In funzione dei carichi definitivi di progetto, sarà pertanto possibile stabilire le caratteristiche dimensionali più opportune e definire di conseguenza il numero adeguato di pali per ciascun plinto.

Come ultima considerazione a riguardo, si tenga presente che, in presenza di strutture prossime all'area di esecuzione dei vibropali, andrà attentamente analizzata la possibile influenza delle vibrazioni, che si produrrebbero durante l'esecuzione dei pali, sulle medesime strutture.

In tale eventualità si potrà ricorrere, in alternativa, all'impiego di micropali eseguiti a rotazione e a circolazione d'acqua o a rotopercussione con circolazione d'aria, con l'uso di rivestimento provvisorio; anche in questo caso i micropali dovranno comunque essere adeguatamente dimensionati per diametro, lunghezza, spessore dell'armatura e numero, sempre in funzione delle effettive caratteristiche dei terreni presenti e dei carichi definitivi di progetto.

Infine, relativamente alle pavimentazioni del piano terra della nuova struttura, qualora non realizzate mediante solette armate direttamente appoggiate ai plinti di fondazione,

converrà prevedere la posa di uno strato di tessuto non tessuto prima della formazione del relativo sottofondo; si raccomanda, inoltre, la verifica dell'adeguata compattazione e della relativa capacità portante dello stesso in relazione ai presunti carichi di progetto; andranno poi opportunamente previsti adeguati giunti tra pavimenti e plinti di fondazione così da limitare comunque possibili lesioni connesse con eventuali cedimenti dei medesimi pavimenti.

Nel dimensionamento delle strutture di fondazione si ricorda, in ogni caso, di prevedere anche la sottospinta idraulica legata ad eventuali eccezionali risalite di falda in occasione di eventi di piena eccezionali.

7.2. OPERE DI SCAVO E DI SOSTEGNO

Poiché per la realizzazione delle opere in progetto sono previsti sbancamenti nel rilevato ferroviario, sarà necessario provvedere al dimensionamento delle opere di sostegno provvisori e definitive degli stessi in funzione dell'effettiva natura del rilevato e delle sollecitazioni dovute al traffico ferroviario.

7.3. QUOTE DI SICUREZZA

In relazione alle evidenziate problematiche di potenziali allagamenti sull'area, occorre evidenziare quanto segue.

Il progetto, in relazione ai vincoli imposti dal piano ferroviario e dalle altezze necessarie per il transito di autoveicoli e autobus nel nuovo parcheggio, prevede situazioni piuttosto articolate, già a partire dal p.c., come osservabile nelle tavole progettuali.

Per l'individuazione delle quote di progetto in relazione a quelle di sicurezza individuate da PRGC, è stato eseguito un apposito rilievo di dettaglio, appoggiato, per la determinazione della quota altimetrica assoluta, al caposaldo IGM posizionato all'ingresso del cimitero di Fondotoce.

Da tale rilievo risulta che la quota media dell'area, corrispondente alla quota +100.00 del rilievo quotato corrisponde alla quota assoluta +198.77 m s.l.m..

Da ciò ne conseguono le seguenti considerazioni:

Galleria autobus: il piano di calpestio della galleria autobus è previsto a quota +100.10 del rilievo quotato, corrispondente a 198.87 m s.l.m.

Area a parcheggio per autoveicoli: il piano terreno è impostato a partire da una quota minima di +99.75, corrispondente a 198.52 m s.l.m., ove si colloca anche l'area di sosta per le moto e le biciclette, sino a raggiunge la quota di +101.30 m, corrispondente a 200.07 m s.l.m..

Locale ascensore: É posto a quota +100.30, corrispondente a 199.07 m s.l.m..

Si tratta in ogni caso di quote coerenti con quanto indicato nel P.R.G.C., essendo comunque superiori ai 198.50 m s.l.m. individuati come livello di sicurezza a tempi di ritorno di 100 anni.

Poiché comunque, permangono, anche in via del tutto eccezionale, la possibilità di innalzamento del livello freatico sino al p.c. e la possibilità di esondazione per eventi eccezionali a tempi di ritorno superiori ai 100 anni, le opere in progetto dovranno essere progettate con criteri tali da consentire la temporanea sommersione delle strutture; in tal senso occorrerà impiegare materiali adatti a resistere a temporanei fenomeni di allagamento e prevedere opportune areazioni o impermeabilizzazioni relativamente ai pavimenti e alle strutture fondali, mediante realizzazione di intercapedini drenanti o l'impiego di guaine bituminose o bentonitiche.

8. VALUTAZIONE COMPLESSIVA E SINTETICA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Le opere in progetto non presentano particolari limitazioni di natura geologica, geomorfologica e geologico-tecnica.

Anche i possibili eventi di allagamento in occasione di piene fluviali e lacustri eccezionali sono da considerarsi, alle quote di progetto, verificabili con tempi di ritorno sufficientemente lunghi in relazione alla tipologia dell'opera.

In ogni caso si tratta di eventi caratterizzati da bassa energia, non in grado di recare danni distruttivi alle strutture in progetto.

Sul piano più strettamente costruttivo le scadenti caratteristiche geotecniche dei terreni presenti, oltre che le periodiche risalite del livello di falda, condizionano la scelta di fondazioni indirette, che andranno correttamente dimensionate in funzione dei carichi di progetto, così come andranno attentamente dimensionate le opere di sostegno previste lungo il rilevato ferroviario, anche in relazione alle sollecitazioni dinamiche su di esso indotte dal traffico dei treni.

La validità delle ipotesi progettuali dovrà essere comunque controllata, secondo quanto disposto dal D.M. 11.03.88, in corso d'opera, considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure e osservazioni durante i lavori e adattando eventualmente l'opera alle diverse situazioni riscontrate.

Verbania, dicembre 2004

Dr. Geol. Anna Cristina

ALLEGATI

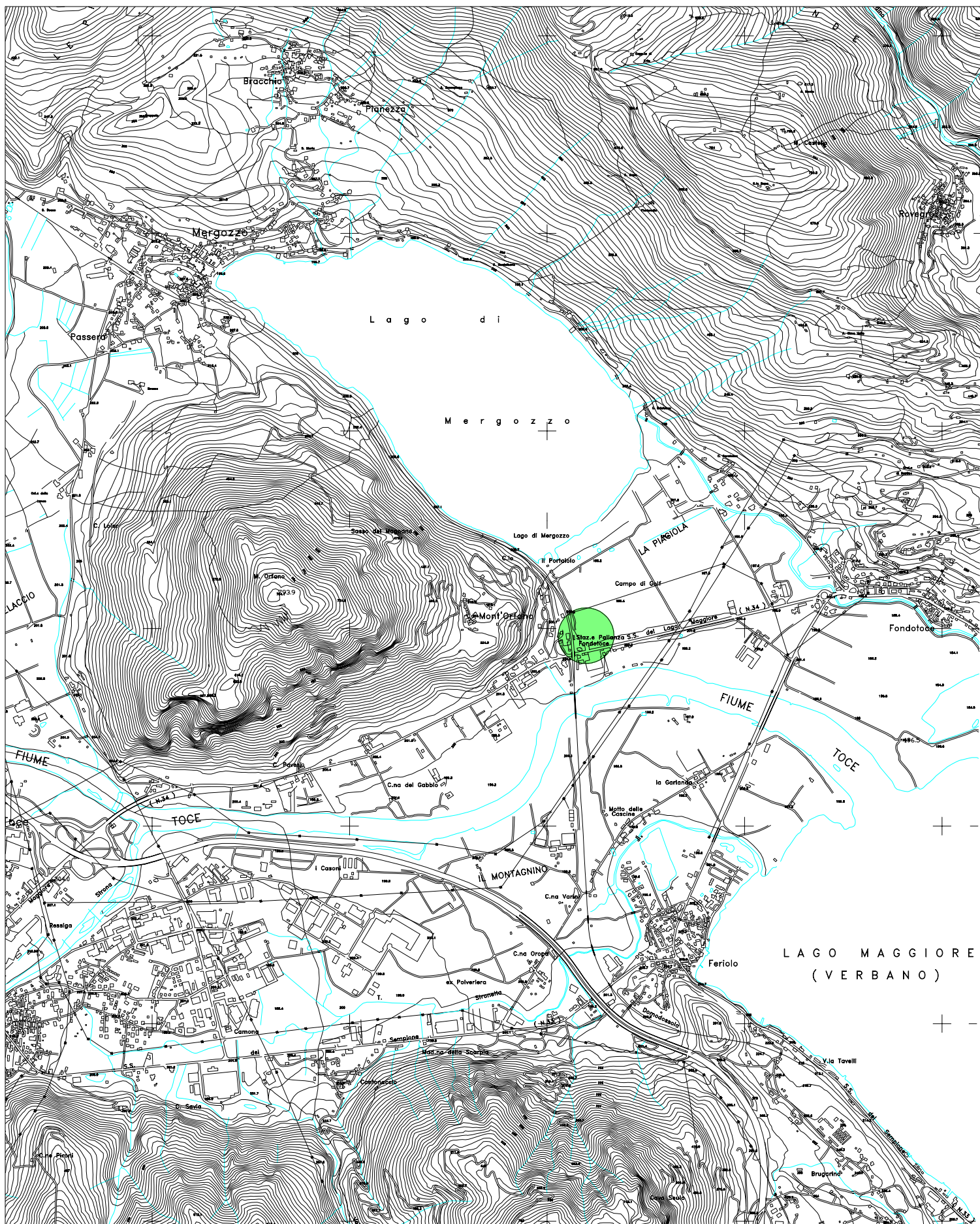
- All.1 - Corografia – Scala 1:25.000
- All.2 - Carta di inquadramento geologico e geomorfologico - scala 1:10.000
- All.3a e 3b - Estratto da P.R.G.C. Comune di Verbania: Progetto Definitivo - Evento alluvionale ottobre 2000 carte idrologiche e dei battenti idrici - scala 1:5.000
- All.4 - Estratto da P.R.G.C. Comune di Verbania: Progetto Definitivo - Carta della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica – Scala 1:2.000

INDICE

1. PREMESSA	1
2. LOCALIZZAZIONE E CARATTERISTICHE SOMMARIE DELL'INTERVENTO	1
3. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE GENERALI DELL'AREA	2
4. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE GENERALI DELL'AREA	5
5. PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E RISCHIO IDROGEOLOGICO	7
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	8
7. COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO IN RELAZIONE ALLA STABILITÀ DELL'AREA E INDICAZIONI DI PROGETTO	10
7.1. OPERE DI FONDAZIONE	10
7.2. OPERE DI SCAVO E DI SOSTEGNO	12
7.3. QUOTE DI SICUREZZA	12
8. VALUTAZIONE COMPLESSIVA E SINTETICA DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA	14

ALLEGATI

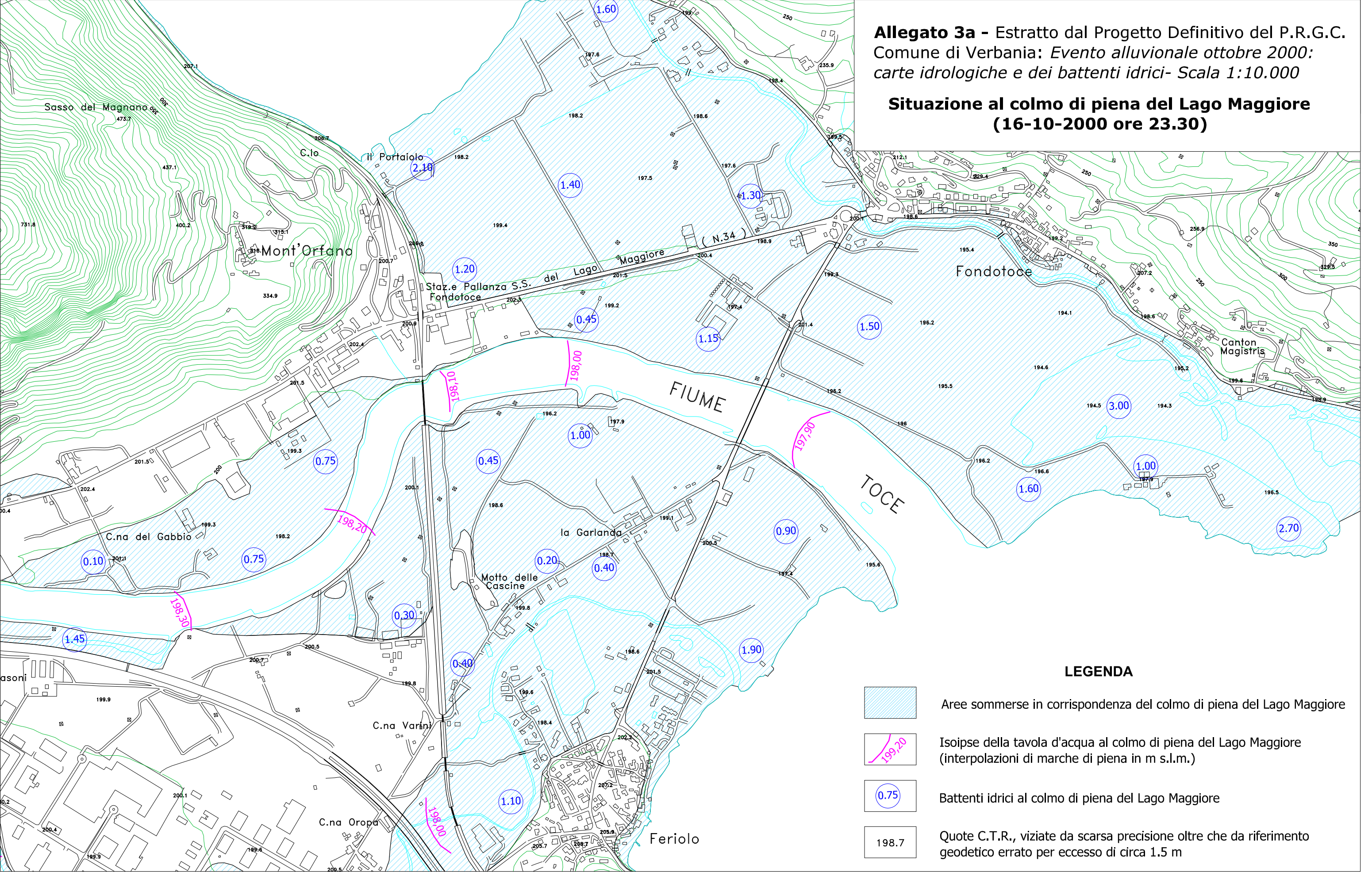
- All.1 - Corografia – Scala 1:25.000
- All.2 - Carta di inquadramento geologico e geomorfologico - scala 1:10.000
- All.3a e 3b - Estratto da P.R.G.C. Comune di Verbania: Progetto Definitivo - Evento alluvionale ottobre 2000 carte idrologiche e dei battenti idrici - scala 1:5.000
- All.4 - Estratto da P.R.G.C. Comune di Verbania: Progetto Definitivo - Carta della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica – Scala 1:2.000



Allegato 1 - Corografia - Scala 1:25.000

Allegato 3a - Estratto dal Progetto Definitivo del P.R.G.C.
Comune di Verbania: *Evento alluvionale ottobre 2000:*
carte idrologiche e dei battenti idrici- Scala 1:10.000

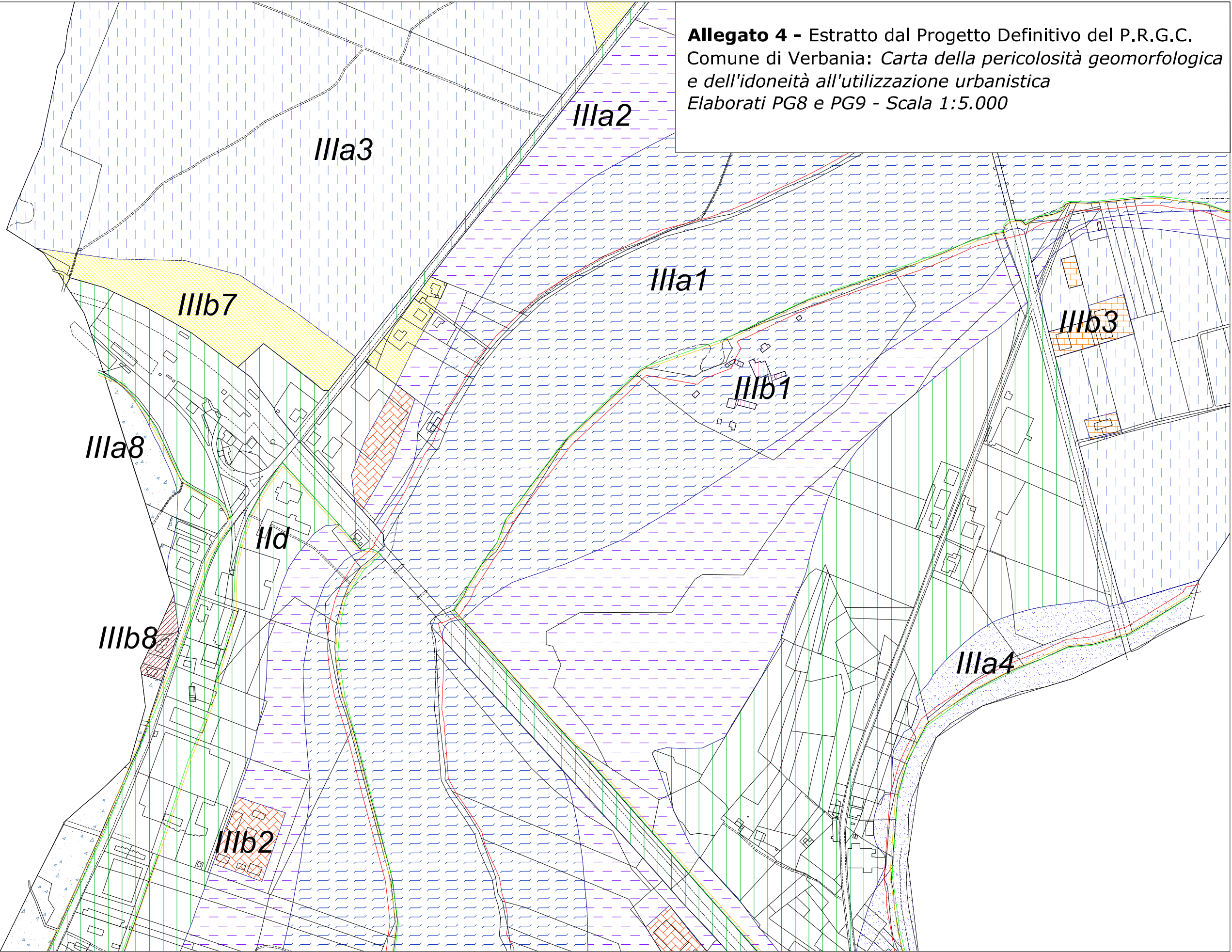
**Situazione al colmo di piena del Lago Maggiore
(16-10-2000 ore 23.30)**



**Situazione al colmo di piena del Fiume Tice
(15-10-2000 ore 18.30)**



Allegato 4 - Estratto dal Progetto Definitivo del P.R.G.C.
Comune di Verbania: *Carta della pericolosità geomorfologica
e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica*
Elaborati PG8 e PG9 - Scala 1:5.000



ALLEGATO 2

Indagini geognostiche e geotecniche integrative

Dott. Geol. Italo Isoli

Novembre 2008

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA
SETTORE PIANIFICAZIONE TERRITORIALE, URBANISTICA E TRASPORTI
COMUNE DI VERBANIA

REALIZZAZIONE DEL MOVICENTRO
DI VERBANIA FONDOTOCE

INDAGINI GEOGNOSTICHE E
GEOTECNICHE INTEGRATIVE

APPENDICE: PALI DI FONDAZIONE

COMMITTENTE:

MARINELLI COSTRUZIONI S.p.A.
S.URBANO (PD)

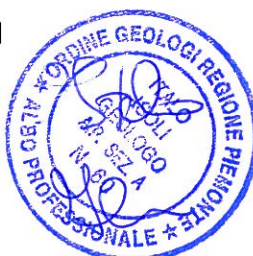
IMPRESA ESECUTRICE DELLE
INDAGINI GEOGNOSTICHE:

INSUBRIA S.r.l.
VERBANIA (VB) - Via alla Cartiera 52/a

Relazione a cura:

Dr. Geol. ITALO ISOLI
VERBANIA (VB)

Verbania, Novembre 2008



INDICE

1. PREMESSA	1
2. MOTIVAZIONI E CARATTERISTICHE DELLE INDAGINI INTEGRATIVE	1
3. SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO	2
3.1. DIREZIONE DEL CANTIERE E ASSISTENZA GEOLOGICA	2
3.2. CAMPIONI DI TERRENO E CASSETTE CATALOGATRICI	2
3.3. UBICAZIONE E DESCRIZIONE DELLE MODALITA' DI ESECUZIONE	2
3.4.. INIZIO E FINE LAVORI	2
3.5. ATTREZZATURE DI PERFORAZIONE	3
3.6. UTENSILI DI PERFORAZIONE	3
3.7. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA DEI DATI DEI SONDAGGI.....	3
3.8. INTERPRETAZIONE GEOLOGICA - STRATIGRAFICA DEI REPERTI CAROTATI	3
4. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE	4
4.1. DIREZIONE DEL CANTIERE E ASSISTENZA GEOLOGICA	4
4.2. CARATTERISTICHE GENERALI E UBICAZIONE DELLE PROVE	4
4.3. GENERALITA' SUL METODO UTILIZZATO E SULLA METODOLOGIA INTERPRETATIVA	4
4.4. ANALISI DEI DATI PENETROMETRICI.....	6
4.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	7
5. CORRELAZIONI TRA LE DUE CAMPAGNE DI SONDAGGIO	8
6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PROPOSTE	10
 APPENDICE: PALI DI FONDAZIONE.....	 11
A.1. CONSIDERAZIONI GENERALI IN RELAZIONE ALLE IPOTESI DI VARIANTE.	11
A.2. VIBRAZIONI INDOTTE DALL'INFISSIONE DI PALI VIBROINFISSI	12
A.3. CARATTERISTICHE DELLA PALIFICAZIONE PROPOSTA IN VARIANTE	13
A.3.1. PALI VIBROINFISSI E PALI TRIVELLATI	13
A.3.2. PALI VIBROINFISSI	13
A.3.3. PALI TRIVELLATI	15

1. PREMESSA

In data 15/05/2007 la Provincia del VCO, a seguito gara d'appalto mediante pubblico incanto, assegnava alla Impresa Marinelli Costruzioni S.p.A. di S.Urbano (PD) i lavori di costruzione del MOVICentro di Verbania Fondotoce.

Tale ditta incaricava a sua volta l'Impresa Insubria S.r.l. di Verbania per l'esecuzione di prove geognostiche e geotecniche integrative così come previsto dal Capitolato Oneri del Progetto.

La presente relazione a cura del sottoscritto Dott. Geol. Italo Isoli documenta i risultati delle indagini integrative esistenti.

2. MOTIVAZIONI E CARATTERISTICHE DELLE INDAGINI INTEGRATIVE

Il progetto per la realizzazione del MOVICentro è corredato da una "Indagine Geologica Tecnica a mezzo prove penetrometriche dinamiche standard SCPT e sondaggi geognostici a carotaggio continuo" a cura dello Studio Geologico S.G.T. del Dr. Pietro Verga di Briosco (MI).

Sono state eseguite:

- n.4 prove penetrometriche dinamiche standard;
- n.2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- n.3 prove edometriche su campioni indisturbati;
- una verifica e interpretazione dei dati raccolti.

Il tutto relativamente ai terreni di fondazione del nuovo parcheggio multipiano.

La relazione concludeva con la seguente frase.

"In considerazione inoltre del fatto che gli scavi previsti per le opere in progetto andranno ad intersecare il rilevato ferroviario esistente si consiglia l'esecuzione di opere a sostegno del rilevato stesso mediante realizzazione di una paratia di micropali tirantata.

La valutazione della spinta delle terre esercitata sull'opera di sostegno e il dimensionamento della stessa richiedono ulteriori indagini geognostiche per la determinazione delle caratteristiche granulometriche e geotecniche del rilevato e una precisa conoscenza dei carichi trasmessi al rilevato dalle strutture esistenti e dai convogli in transito."

Nel riprendere tali indicazioni la "Relazione Descrittiva delle Strutture" allegata al Progetto Esecutivo, a cura del Dr. Ing. G.Carlo Giuliani, a pag. 12, approfondiva tale problematica con diversa soluzione e prevedeva quanto segue:

"Punto 2.6. Paratia di sostegno.

La paratia è del tipo gettato in opera entro scavo effettuato in presenza di fango bentonitico mediante benna con asta rigida (tipo Kelly); lo spessore previsto è pari a 1.0 m e l'altezza totale da sommità a fondo scavo è 17.0 m, mentre la parte che verrà scoperta con lo scavo del rilevato ha altezza 5.80 m (le profondità indicate comprendono la trave di coronamento, avente altezza 1.00 m).

Prima della costruzione della paratia verranno eseguiti sue sondaggi addizionali con prove STP entro la scarpata del rilevato ferroviario ed effettuata verifica della stabilità della paratia da costruire in fregio ai binari e verrà sottoposto alla D.L. il progetto della paratia per l'approvazione nel caso siano necessarie varianti rispetto al progetto esecutivo inserito negli elaborati di gara".

Le indagini geognostiche e geotecniche integrative eseguite dall'Impresa Insubria S.r.l. su incarico dell'Impresa Marinelli Costruzioni ottemperano pertanto alle prescrizioni di ulteriori approfondimenti necessari rispetto alle opere di sostegno degli scavi sul rilevato ferroviario.

Per le difficoltà logistiche connesse con il raggiungimento di idonee postazioni sul ciglio del rilevato e contemporanea necessità di particolare attenzione ai problemi di sicurezza connessi con la presenza di cavi ad alta tensione per l'alimentazione della linea ferroviaria, si sono utilizzate attrezzature particolarmente compatte e di limitato peso e altezza, in particolare:

- per i sondaggi geognostici a carotaggio continuo una Perforatrice CMF 200;
- per le prove penetrometriche un penetrometro leggero DPM-30 di Pagani Geotechnical Equipment.

Le caratteristiche dei sondaggi e delle prove penetrometriche eseguite sono illustrate ai paragrafi seguenti.

3. SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

3.1. DIREZIONE DEL CANTIERE E ASSISTENZA GEOLOGICA

La direzione del cantiere è stata eseguita dal Direttore Tecnico dell'Impresa Insubria S.r.l., Sig. Eugenio Sada; la direzione geologica è stata eseguita dal sottoscritto Dr.Geol. Italo Isoli.

3.2. CAMPIONI DI TERRENO E CASSETTE CATALOGATRICI

I materiali carotati raccolti in cassette catalogatrici sono stati ricoverati presso la sede della ditta Insubria S.r.l. e sono a disposizione della D.L.

3.3. UBICAZIONE E DESCRIZIONE DELLE MODALITA' DI ESECUZIONE

Sono stati eseguiti 2 sondaggi geognostici (C1, C2) ubicati secondo la planimetria riportata in allegato.

Il carotaggio eseguito a secco mediante l'utilizzo di carotieri azionati ad aste, è stato praticamente integrale e del tutto rappresentativo della granulometria dei terreni investigati, con una percentuale di recupero sempre superiore all'85%.

I sondaggi sono stati eseguiti nelle uniche postazioni disponibili.

Il sondaggio C1 è stato eseguito sul ciglio del rilevato, ossia all'incirca alla quota dei binari.

Il sondaggio C2 è stato eseguito ad una quota inferiore di circa 1 metro ed è stato anche eseguito con modesta inclinazione verso i binari in modo da investigare effettivamente nella zona di futura formazione della paratia.

3.4.. INIZIO E FINE LAVORI

L'inizio lavori è avvenuto in data 01/04/2008 e si sono conclusi il 04/04/2008

3.5. ATTREZZATURE DI PERFORAZIONE

I sondaggi stratigrafici sono stati eseguiti mediante l'impiego di una sonda cingolata CMF200, Motore HATZ 3L41, 32.5 KW, coppia max Kgm 280.

3.6. UTENSILI DI PERFORAZIONE

Sono stati impiegati i seguenti utensili:

- carotiere semplice con diametro nominale esterno $\varnothing = 101$ mm e lunghezza utile pari a 1=150 cm;
- corone di perforazione in widia e diamantate;
- aste di perforazione a filettatura tronco-conica con diametro esterno $\varnothing = 76$ mm
- tubi di rivestimento diametro 127 mm

3.7. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA DEI DATI DEI SONDAGGI

I dati raccolti nel corso dei sondaggi hanno permesso di ricostruire la stratigrafia dei terreni investigati.

Tali dati sono stati raccolti e rappresentati nelle allegate stratigrafie di dettaglio.

Le indagini sono state eseguite nel rispetto delle prescrizioni A.G.I.

Oltre alle informazioni di carattere generale e all'ubicazione della prova eseguita, per ciascuna litologia individuata sono stati descritti, conformemente a quanto prescritto dalle raccomandazioni AGI (1977), i seguenti aspetti:

a) Natura del terreno

La natura del terreno è stata ricostruita attraverso l'osservazione del materiale estratto, delle sue principali caratteristiche tessiturali e strutturali e delle differenti percentuali con cui i vari costituenti vi figurano.

b) Consistenza

Trattandosi pressoché esclusivamente di terreni granulari in campioni disturbati si è fatto riferimento al loro grado di addensamento, ricavato anche dai dati tecnici della perforatrice (pressioni e velocità di rotazione e avanzamento).

3.8. INTERPRETAZIONE GEOLOGICA - STRATIGRAFICA DEI REPERTI CAROTATI

I dati raccolti mediante i sondaggi hanno consentito di formulare la seguente interpretazione.

- a) I materiali costituenti il rilevato sono rappresentati da terreni di riporto con granulometria varia da grossolana ad abbastanza fine, ossia costituiti da sabbie e sabbie ghiaiose, terreno agrario, modesta percentuale di detriti eterogenei e rari ciottoli; tutto il riporto non appare particolarmente consistente o consolidato.
La sommità del rilevato appare nerastra per residui carboniosi, dovuti evidentemente al periodo precedente all'elettrificazione della linea.

- b) Al di sotto del rilevato è ancora riconoscibile l'originario terreno agrario, di colore bruno, che evidentemente non era stato asportato.
Questo orizzonte possiede spessore di 0.70 m nel sondaggio C1 e addirittura di 1.30 m nel sondaggio C2
- c) I primi terreni naturali al di sotto del terreno agrario sono costituiti da limi sabbiosi o debolmente sabbiosi di colore nocciola con residui vegetali, poco consistenti, leggermente coesivi e presumibilmente poco permeabili.
Anche in questo caso sono decisamente più potenti nel sondaggio C2 (4.20 m) che nel sondaggio C1 (2.20 m). Dalle conoscenze litostratigrafiche dell'area si devono interpretare questi sedimenti come depositi di lanca o di meandri morti, spesso presenti nelle zone marginali della piana terminale del F.Toce.
- d) Al di sotto dei limi compare un potente orizzonte di sabbie, sabbie fini, sabbie medie, sempre di colore grigio, sciolte e sature.
L'interpretazione litostratigrafica di questi sedimenti è quella di depositi di progradazione deltizia, in ambiente di conoide subacqueo. Si tratta di depositi presenti, ad una profondità di qualche metro, su praticamente tutta la piana terminale del F.Toce.

4. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

4.1. DIREZIONE DEL CANTIERE E ASSISTENZA GEOLOGICA

Le prove penetrometriche sono state eseguite direttamente dal Dr. Geol. Francesco D'Elia con Studio Tecnico in Mergozzo (VB), che ha redatto i diagrammi penetrometrici allegati.

4.2. CARATTERISTICHE GENERALI E UBICAZIONE DELLE PROVE

Le prove penetrometriche sono state eseguite mediante penetrometro DPM-30 Pagani Geotechnical Equipment.

Anche in questo caso è stata utilizzata un'attrezzatura leggera per gli stessi motivi logistici e di sicurezza.

Sono state eseguite due prove P1 e P2 rispettivamente a fianco dei sondaggi C1 e C2 in modo tale da tarare i dati geotecnici su quelli stratigrafici.

4.3. GENERALITA' SUL METODO UTILIZZATO E SULLA METODOLOGIA INTERPRETATIVA

La prova penetrometrica dinamica (DP) appartiene a quel gruppo di prove in sito (DP, SPT, CPT) dalle quali si ricava un indice di resistenza del terreno attraversato.

Detta prova consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di una batteria di aste; l'infissione della punta conica avviene per battitura, facendo cadere un maglio di determinato peso M, da una determinata altezza H.

Si contano i colpi N necessari a produrre un determinato affondamento della punta conica: la resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi (N_{DP}) per una data penetrazione.

La prova penetrometrica dinamica è principalmente impiegata in terreni granulari, dove i risultati possono essere utilizzati per valutare lo spessore di strati teneri e per localizzare livelli resistenti, per esempio, per valutare lunghezza e portata di punta di pali in terreni non coesivi; con buona approssimazione, possono inoltre essere valutati il tipo di terreno e la presenza di ghiaia.

Dopo un'appropriata taratura, i risultati di prove DP possono essere utilizzati per ottenere indicazioni relative a parametri geotecnici quali:

- densità relativa
- angolo di resistenza al taglio
- compressibilità
- consistenza

A causa delle differenze nei modelli dei penetrometri esistenti e nelle modalità esecutive, le correlazioni tra prove penetrometriche dinamiche ed i parametri geotecnici risultano dipendenti dalle caratteristiche del penetrometro impiegato.

L'attrezzatura utilizzata nelle prove è il penetrometro DPM – 30 di Pagani Geotechnical Equipment - Piacenza, motorizzato, le cui caratteristiche tecniche vengono riportate nella tabella seguente.

Elemento	Simbologia	Unità misura	DPM - 30
Maglio	M	(kg)	30
Caduta	H	(m)	0,2
Peso testa di battuta, asta di guida		(kg)	18
Lunghezza aste		(m)	1
Massa aste		(kg/m)	2,4
Lavoro specifico per colpo	M g H	(joule)	58,86
Diametro esterno aste		(mm)	20
Diametro base punta conica		(mm)	35,7
Angolo di apertura cono		(°)	60
Lunghezza complessiva punta		(mm)	41
Penetrazione standard	N ₁₀	(cm)	10 cm

L'alleggerimento dell'attrito laterale lungo le aste è affidato alla rotazione manuale delle stesse, che si esegue ruotando le stesse per almeno 1.5 giri ogni metro di penetrazione.

L'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche è fondata sulla correlazione di N_{DP} con gli indici di resistenza ricavabili da altre prove in sito, e sulla utilizzazione delle correlazioni esistenti tra gli indici così ricavati ed i parametri geotecnici dei terreni investigati; in particolare il metodo comunemente utilizzato è quello di risalire da N_{DP} a N_{SPT} (Standard Penetration Test in foro di sondaggio).

Per quanto riguarda il penetrometro dinamico utilizzato, si riportano le seguenti correlazioni tra l'indice N_{10} e l'indice N_{SPT} :

Nei terreni prevalentemente coesivi:

$$\frac{N_{10}}{N_{SPT}} = 0.6/0.7, \text{ per } N_{10} < 7; \frac{N_{10}}{N_{SPT}} \geq 0.7 \div 0.8, \text{ per } 8 \leq N_{10} \leq 14; \frac{N_{10}}{N_{SPT}} \geq 0.8 \div 1.0, \text{ per } 14 \leq N_{10} \leq 18$$

Nei terreni prevalentemente granulari:

$$\frac{N_{10}}{N_{SPT}} = 0.7/0.9, \text{ per } N_{10} < 7; \frac{N_{10}}{N_{SPT}} \geq 0.9 \div 1.0, \text{ per } 7 \leq N_{10} \leq 15; \frac{N_{10}}{N_{SPT}} \geq 1.0 \div 1.2, \text{ per } 15 \leq N_{10} \leq 30$$

4.4. ANALISI DEI DATI PENETROMETRICI

Le due prove penetrometriche P1 e P2 sono state spinte rispettivamente sino ad una profondità di –15.50 m per la prova P1 e fino a – 5.20 per la prova P2; nei diagrammi allegati vengono riportati i valori N_{10} , ossia il numero di colpi relativi a ciascun approfondimento di 10 cm della punta penetrometrica.

I risultati ottenuti, confrontati con i dati stratigrafici ottenuti dai carotaggi sono i seguenti.

A. Rilevato ferroviario

I dati relativi al rilevato ferroviario vanno da 0.0 a –6.50 m per la prova P1 e da 0.0 a –5.50 per la prova P2.

I risultati delle due prove sono abbastanza diversi a conferma delle caratteristiche di disomogeneità dei materiali del rilevato.

Se tuttavia si escludono i dati relativi all'attraversamento dei detriti più grossolani, con N_{10} sino a 90 per la prova P1 e fino a 115 per la prova P2, nonché quelli del terreno agrario superficiale della prova P1 occorre mettere in evidenza i dati compresi fra –1 e –4 m dal p.c. (N_{10} medio = 12 nella prova P1, N_{10} = 5 nella prova P2) da quelli tra –4.0 e –6.50 m dal p.c. (N_{10} medio = 3 nella prova P1 N_{10} medio = 5 nella prova P2).

Nel primo caso caratterizzato da terreni prevalentemente granulari si può ipotizzare un valore equivalente di $N_{SPT} = 10$, nel secondo caso caratterizzato da terreni con lieve componente coesiva, un valore di $N_{SPT} = 6$.

La prova P2 è stata arrestata alla base del rilevato in quanto i valori di $N_{10} = 115$ devono considerarsi rifiuto alla penetrazione. Si tratta evidentemente di un detrito grossolano di cui, stante il tipo di prova, non è stato possibile identificare la natura, e che non è stato evidenziato nel carotaggio adiacente. Comunque l'obiettivo di indagare le caratteristiche geotecniche del rilevato è raggiunto.

B. Terreno agrario

Nella prova P1 il passaggio dal rilevato al terreno agrario è segnato da un abbassamento da $N_{10} = 3-4$ a $N_{10} = 1-2$.

C. Limi sabbiosi e sabbie fini nocciola

La prova P1, tra la profondità 7.00 m e la profondità 13.00 m, ossia per 6 m registra una resistenza alla penetrazione bassissima, in cui l'avanzamento delle aste non ha necessitato quasi mai l'utilizzo della massa battente, spesso registrando l'infissione delle aste con il solo peso delle stesse e del maglio con N_{10} costantemente eguale a 1, eccezionalmente eguale a 2.

Per tutte le considerazioni precedentemente eseguite e per il carattere parzialmente coesivo del deposito si deve assumere il corrispondente $N_{SPT} = 2$.

La correlazione stratigrafica è riconoscibile sia nei sondaggi S1 e S2 a suo tempo fatti sul piazzale, che individuano a quota –5.70/-6.50 un passaggio da sabbie fini a sabbie medie o sabbie argillose

con ghiaia, sia nei sondaggi C1 e C2, che alla profondità di -9.40/-11.00 m che segnano il passaggio fra i limi sabbiosi nocciola alle sabbie grigie di diverso significato deposizionale. Le differenze di quota del passaggio stratigrafico fra i vari sondaggi si spiegano facilmente con le diverse situazioni di lanca e di meandro abbandonato.

D. Sabbie limose e sabbie medie grigie

Si è già detto del significato stratigrafico di questo orizzonte più profondo legato alle diverse modalità deposizionali e caratterizzato da minori percentuali di limo e maggiori permeabilità.

Il colore grigio è anche legato al fatto della costante saturazione del deposito al di sotto del minor livello di falda (posto circa a -5-6 m dal p.c.).

Le variazioni di colore non sono segnalate nelle stratigrafie degli originari sondaggi S1 e S2, ma sono descritte come *marrone verde oliva* contro *grigio verde oliva* nelle descrizioni delle prove di laboratorio.

Il numero di colpi N_{10} sale rapidamente da 4-5 a 6-7 per stabilizzarsi su 8-9, corrispondenti mediamente a $N_{SPT} = 8$ da ridursi cautelativamente a $N_{PST} = 7$ per coerenza con le altre prove penetrometriche.

4.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

In base alla stratigrafia osservata nei carotati, facendo riferimento alle correlazioni esistenti tra lo stato di addensamento del terreno e l'indice di resistenza N_{SPT} ricavato dalle prove penetrometriche e sulla scorta di analoghe valutazioni precedentemente effettuate, nel corso di indagini condotte in areali prossimi a quelli in esame, sono stati attribuiti i relativi parametri geotecnici ai terreni investigati riportati nel seguente modello geotecnico.

Angolo d'attrito e densità relativa sono tratti da relazioni varie a partire dai valori di N_{spt} ottenuti come da tabelle allegata (Correlazioni Terzaghi-Peck, correlazioni Peck-Hanson-Thornburn, correlazioni Meyerhof)

La porosità n e il peso specifico dei granuli sono ricavati da dati di letteratura.

Il modulo elastico drenato (in MPa) è stato calcolato utilizzando la formula di Denver (1982):

$$E = S1 * N_{spt} + S2$$

Con $S1=0.316$ ed $S2=1.58$ validi per sabbie limoso-argillose tratti da Webb (1970) per i livelli B e C e con $S1=0.756$ e $S2=18.75$, validi per sabbie e ghiaie, tratti da D'Appollonia (1970) per i livelli A e D

Il modulo di Poisson drenato è stato calcolato mediante la relazione

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi}$$

5. CORRELAZIONI TRA LE DUE CAMPAGNE DI SONDAGGIO

Non si sono osservate particolari differenze nelle due campagne di sondaggio se non negli aspetti seguenti:

- i sondaggi S1 e S2 eseguiti sul piano dell'attuale parcheggio hanno attraversato un primo strato di sottofondo mentre i due sondaggi C1 e C2 hanno attraversato alla stessa quota l'originario terreno agrario che evidentemente non era stato asportato;
- i sondaggi S1 e S2 non hanno evidenziato con nettezza il passaggio fra i limi sabbiosi nocciola e le sabbie grigie sottostanti, molto evidenti nei sondaggi C1 e C2; ciò è possibile in quanto detti passaggi sono legati a diversità deposizionale che possono variare anche a breve distanza; queste differenze non hanno tuttavia modificato la parametrizzazione geotecnica che è molto simile nelle due campagne;
- ovviamente i sondaggi S1 e S2 non hanno messo in evidenza le caratteristiche del rilevato che è stato attraversato solo dai carotaggi C1 e C2.

MODELLO GEOTECNICO

Livello	Litologia	Profondità da p.c.(m)	N10 Colpi/10cm	NSPT colpi/30cm	Dr %	φ °	Cu kg/cm ²	n %	Psg ton/m ³	Psa ton/m ³	Pss ton/m ³	Psi ton/m ³	Nq	N _γ	E (MPa)	ν
A	terreni di riporto con granulometria da grossolana a costituiti da sabbie e sabbie ghiaiose detriti eterogenei e rari ciottoli	0-4	8	10	35	34	0	0.30	2.65	1.85	2.15	1.15	37	37	26.3	0.31
		4-6.5	4	6	24	28	0	0.35	2.65	1.72	2.07	1.07	17	16	23.3	0.35
B	Terreno agrario	6.5-7.2	1	2	10	26	0	0.50	2.65	1.32	1.82	0.82	14	11	2.2	0.36
C	limi sabbiosi o debolmente sabbiosi di colore nocciola con residui vegetali, poco consistenti, leggermente coesivi	7.2-9.4	1	2	10	26	0	0.45	2.65	1.46	1.91	0.91	14	11	2.2	0.36
D	sabbie, sabbie fini, sabbie medie, colore grigio, sciolte e sature	9.4-20.0	6	7	26	29	0	0.40	2.65	1.59	1.99	0.99	20	18	24.0	0.34

Dove:

- N10 = numero di colpi delle prove penetrometriche dinamiche
- Nspt = numero di colpi della prove penetrometrica standard
- Dr = densità relativa
- φ = angolo di attrito interno
- Cu = coesione
- n = porosità
- Psg = peso specifico dei granuli
- Psa = peso specifico asciutto
- Pss = peso specifico saturo
- Psi = peso specifico immerso
- N_γ - Nq = coefficienti di capacità portante
- E = Modulo elastico
- ν = Modulo di Poisson

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PROPOSTE

L'indagine integrativa ha dimostrato che il sostegno degli scavi può essere eseguito dal punto di vista geotecnico sia con le modalità di paratia in c.a. gettata in fanghi bentonitici, in quanto non sono stati evidenziati nel rilevato massi di dimensioni tali da impedirne l'attraversamento con la benna ad asta rigida, sia con le modalità di berlinese di micropali opportunamente dimensionata-

E' possibile anche precisare che la presenza di un primo livello limo-sabbioso poco consistente nei primi metri sotto il piano campagna, così come la non particolare consistenza del rilevato suggeriscono che anche la paratia in c.a. dovrebbe essere preferibilmente tirantata, così come ovviamente, a maggior ragione, la berlinese di micropali.

Indipendentemente da ogni altro fattore la prima soluzione è apparsa inizialmente più semplice in quanto non necessariamente tirantata ed è stata quindi proposta e verificata nel progetto esecutivo.

Ad un'analisi più approfondita tale soluzione presenta però alcuni problemi logistici di non facile superamento:

- la necessità di operare ad una maggiore distanza dai binari e dal marciapiede, sia per motivi di sicurezza, relativamente al notevole ingombro di una attrezzatura in grado di perforare con asta rigida sino a 17 m di profondità, nonché per la formazione dei cordoli-guida;
- l'inevitabile ingombro rilevantissimo del rilevato provvisorio necessario alla movimentazione delle attrezzature e la conseguente inagibilità di gran parte del parcheggio sottostante, per tutto il periodo necessario alla formazione e alla maturazione della paratia.

Queste problematiche sarebbero invece facilmente superabili attraverso l'esecuzione della prima proposta geotecnica costituita da una paratia in micropali multiancorata, che invece necessita di molto più modesta preparazione di piste di accesso.

In questa ipotesi sono inoltre prevedibili operazioni di sfilamento dei tiranti una volta ottenuto un contrasto alternativo.

Tale contrasto non può essere però ottenuto mediante le solette dei vari piani dell'autosilos per la loro natura prefabbricata, tuttavia la forma del parcheggio previsto, non parallela alla paratia, consente la formazione di setti o muri di contrasto idonei alla sostituzione dei tiranti.

E' stata pertanto eseguita una verifica strutturale della percorribilità di tale seconda soluzione, sulla base della caratterizzazione geotecnica integrativa.

Tale verifica, eseguita dall'Ing. Alberto Chiesa di Gravellona Toce, ha messo in evidenza caratteristiche di stabilità positive in tutte le fasi costruttive e consente di superare le problematiche evidenziate più sopra.

Dr. Geol. Italo Isoli

Verbania, Novembre 2008



APPENDICE: PALI DI FONDAZIONE

A.1. CONSIDERAZIONI GENERALI IN RELAZIONE ALLE IPOTESI DI VARIANTE.

Le problematiche connesse con la richiesta delle FF.SS. di contenere al massimo gli spostamenti in testa alla paratia di sostegno degli scavi lungo la massicciata ferroviaria hanno reso necessario il ricorso all'uso di tiranti, sia nel caso di paratia in c.a. sia, a maggior ragione, di paratia in micropali.

La seconda delle condizioni poste dalle FF.SS. è riferita alle caratteristiche dei tiranti che devono essere di tipo provvisoriale e non permanente.

Per tale motivo è necessario il ricorso a strutture di rinforzo al piede delle paratie, anche in considerazione delle caratteristiche geotecniche emerse dalla seconda campagna di sondaggio eseguita sul rilevato e che ha messo in evidenza la presenza di originari terreni superficiali limoso-sabbiosi peggiori di quelli osservati nella prima campagna di sondaggi, eseguiti nel piazzale attuale.

La struttura di rinforzo alla base prevede, in ambedue i casi, l'esecuzione di pali in grado di sostenere i carichi verticali trasmessi dalla struttura, nonché gli sforzi di taglio necessari a contenere gli spostamenti alla base.

Si tratta quindi di pali che vanno verificati con il nuovo modello geotecnico emerso con la seconda campagna di sondaggi.

Inoltre in questo caso si deve ritenere poco adeguato il ricorso ad una tipologia di palo vibroinfisso, in relazione alla vicinanza della paratia e del rilevato.

Analoga precauzione risulta peraltro doverosa anche nei riguardi della palificazione prevista per le fondazioni dell'edificio, almeno per una fascia più vicina al rilevato e all'edificio esistente posto a sud dell'area di intervento.

Va anche considerato il fatto che trattandosi di pali realizzati mediante infissione di cassaforma recuperabile, che durante l'infissione viene appesa ad un vibratore sollevato da funi in acciaio, occorre, per ovvi motivi di sicurezza, un'area di lavoro libera di raggio almeno pari alla lunghezza della cassaforma, ossia di 20-25 m secondo il progetto e pertanto non compatibile con la distanza dal binario di tutti i plinti.

Nei paragrafi che seguono vengono sviluppate le ipotesi di cui sopra mirate al superamento dei problemi esposti.

A.2. VIBRAZIONI INDOTTE DALL'INFISSIONE DI PALI VIBROINFISSI

L'analisi della relazione fra la vibroinfissione di pali e l'effetto a distanza su edifici, strutture, pendii o manufatti in materiali sciolti, come, nel caso in esame, costituenti il rilevato ferroviario, avendo come mezzo di propagazione il terreno, è di difficilissima trattazione per via teorica cosicché, per giungere a risultati concreti e sicuri, frequentemente si preferisce affidarsi, caso per caso, a metodi sperimentali, cioè applicare, nei punti che interessano, dei sismografi, o meglio degli oscillografi, per la misura diretta delle caratteristiche delle vibrazioni raccolte (C.Cestelli Guidi – Geotecnica e tecnica delle fondazioni).

In generale si può precisare che:

- le velocità di vibrazione e le accelerazioni indotte sono indicativamente proporzionali all'energia impressa dalla massa battente al suolo;
- le vibrazioni si trasmettono radialmente dalla sorgente e, di preferenza, in superficie;
- la velocità e le accelerazioni diminuiscono in genere con la radice quadrata della distanza dalla sorgente ma se l'impulso è periodico (come nel caso della vibroinfissione) la vibrazione è forzata, può produrre battimenti e risonanze e può pertanto pervenire, con notevole ampiezza, anche a distanza;
- ovviamente le caratteristiche delle vibrazioni e le velocità di propagazione dipendono dalla natura dei terreni attraversati, ma è noto che la presenza di acqua nel sottosuolo (come nel caso in esame), è particolarmente dannosa;
- gli effetti dipendono ovviamente anche dal tipo di costruzione e struttura e il rischio è, come sempre, funzione del valore esposto e della sua vulnerabilità e, quindi, del possibile danno, nel caso in esame potenzialmente anche molto grave;
- particolare attenzione va posta agli effetti delle vibrazioni su muri di sostegno, in quanto le stesse riducono la resistenza tangenziale del terreno retrostante e, aumentandone la compattazione, incrementano sensibilmente le spinte.

Il sottoscritto ha seguito molti cantieri di vibroinfissione, proprio nell'areale della piana di Fondotoce, dove la tipologia in questione è molto usata per costruzioni industriali, a causa del basso rapporto costi/benefici.

In alcuni casi dove la vibroinfissione doveva essere eseguita nelle vicinanze di edifici esistenti è stata utilizzata, per controllo in corso d'opera, un'attrezzatura vibrometrica con misurazione della velocità e delle accelerazioni, confrontate con tabelle sperimentali in funzione delle tipologie costruttive.

I dati ottenuti hanno mostrato in generale una diminuzione delle velocità e delle accelerazioni con la radice quadrata della distanza e una discreta coerenza con i dati di letteratura.

Nei terreni a suo tempo esaminati, del tutto analoghi a quelli in questione, considerando come soglia di accelerazione critica per le sabbie un valore di 100 mm/s^2 si perviene a considerare un raggio di influenza non inferiore a 10-15 m, attorno al palo vibroinfisso.

Analogamente per quanto riguarda le velocità di vibrazione si deve ritenere che per edifici e strutture come quelle in esame non si devono mai superare i 20 mm/s , che generalmente vengono indotti a distanza inferiore a 10-15 m.

Da quanto sopra emerge che sarebbe buona norma di cautela utilizzare una diversa tipologia di pali almeno relativamente ad una fascia di 15 m di distanza dalla prevista paratia.

A.3. CARATTERISTICHE DELLA PALIFICAZIONE PROPOSTA IN VARIANTE

A.3.1. PALI VIBROINFISSI E PALI TRIVELLATI

Sulla base di quanto illustrato al paragrafo precedente emerge la necessità di modificare almeno in parte la tipologia di palificazione con il ricorso alla vibroinfissione solo ad una distanza superiore a quella ritenuta critica.

La tipologia più idonea è quella a rotazione o anche a rotopercussione, che, su terreni soffici, non produce particolari vibrazioni.

Si pone tuttavia un problema di costi aggiuntivi in quanto come già detto il palo vibroinfisso determina oggi il miglior rapporto costi/benefici.

È stato necessario quindi analizzare più approfonditamente le caratteristiche della palificazione prevista e quella proposta in variante.

Considerando innanzitutto la distribuzione prevista dei pali risulta naturale riservare i pali vibroinfissi per il sostegno delle travi continue ad esclusione dei plinti che risultano tutti ad una distanza dalla paratia inferiore o uguale a 15 m, oltre a quelli necessari per la struttura di rinforzo alla base della paratia.

A questo punto è stata eseguita una valutazione per individuare la tipologia di palo sia vibroinfisso che trivellato che consenta le capacità portanti previste, attraverso verifiche mediante prove di carico che consentano l'utilizzo di coefficienti di sicurezza coerenti con la normativa vigente.

A.3.2. PALI VIBROINFISSI

Anche nel caso dei pali vibroinfissi occorre precisare che l'analisi teorica poco si presta a prevedere le capacità portanti in quanto le stesse sono fortemente determinate non solo dalle caratteristiche del terreno ma anche dalle modalità esecutive (formazione o meno di bulbo, uso di valvole o di fondello terminale, armatura completa o parziale, verticalità, ecc.).

In generale e sulla base di esperienze pluriennali nell'areale è possibile indicare quanto segue:

- in tutta l'area della piana fluviale terminale del Fiume Toce tra Gravellona, Mergozzo, Baveno e Verbania, i terreni presentano grande uniformità stratigrafica in quanto formati per deposizione lacustre durante la progradazione del delta; le caratteristiche geotecniche e stratigrafiche e le variabilità riscontrate nell'area di cantiere non sono sostanzialmente grandi e sono assolutamente simili a quelle osservate dal sottoscritto in alcune decine di cantieri di sondaggi e palificazioni.
- il tipo di palo vibroinfisso più diffuso è un palo gettato in cassaforma da 30 cm, lungo una dozzina di metri, dotato di bulbo per doppia vibroinfissione e armato per circa 6 m, con armatura a elica e correnti, vibrata nel calcestruzzo fresco; le prove di carico su questo tipo di palo indicano che il terreno va a rottura tra 50 e 60 t, ma anche che è inutile allungare di molto la lunghezza in quanto entra in crisi la struttura del palo; da questo punto di vista i risultati migliori si ottengono con pali prefabbricati tronco conici in c.a., vibrato e centrifugato, ma con costi maggiori e impossibilità di modificare in cantiere le lunghezze ottimali; un'alternativa è quella dei pali infissi in cassaforma con fondello, che rende impossibile la formazione di un bulbo ma consente l'inserimento dell'armatura prima dell'estrazione;
- i costruttori propongono spesso coefficienti di sicurezza molto alti rispetto alla rottura del terreno (anche 4 o 5) ma se si eseguono prove di carico di progetto e di collaudo è possibile utilizzare i coefficienti di sicurezza abituali, pari a 2 o 2.5, ossia far lavorare un vibropalo come quello indicato con un carico di 25-30 t, senza particolari problemi;

- ovviamente quando i carichi sono elevati e le distanze fra i pali troppo ravvicinate, è possibile utilizzare diametri o lunghezze maggiori, ma l'aumento eccessivo delle lunghezze provoca qualche problema (problemi di sicurezza per la lunghezza della cassaforma, difficoltà ad ottenere perfetta verticalità, incongruenza con le possibilità di armare a tutta lunghezza, ecc.); al contempo l'aumento del diametro produce aumento delle vibrazioni, per cui si tende a trovare un equilibrio fra carichi da applicare, distanze fra i pali, lunghezze, diametri e costi;

Nel caso in esame la relazione geotecnica esamina tipologie di pali con diametri da 0.5-0.6-0.7 m e suggerisce di utilizzare vibropali di lunghezza non inferiore a 20 m.

Di fatto il progetto indica vibropali da 400 mm di lunghezza 22 m, senza indicazioni di capacità portante, che tuttavia dovrebbe essere indicativamente di 35-40 t ammissibili.

Restando alla relazione geotecnica, con il palo di diametro inferiore e cioè da 0.5 m, nel caso geotecnicamente peggiore, corrispondente al caso S.C.P.T. 1, il carico limite, che il progettista indica sia stato calcolato con Berezzantzev, è risultato di circa 155 t e il carico ammissibile di circa 37.5 t, ossia con un coefficiente di sicurezza di oltre 4, considerati tuttavia come indicativi e da verificare mediante prove di carico.

Il procedimento di calcolo non è stato peraltro precisato analiticamente per cui si è provato a verificarlo con le classiche formule statiche dei pali trivellati, notoriamente cautelative nei riguardi dei pali vibroinfissi o comunque infissi che determinano costipazione del terreno.

Utilizzando cautelativamente il caso dell'orizzonte S.C.P.T. 1, che risulta il peggiore tra quelli esaminati nella prima campagna di sondaggi, il peso di volume immerso del terreno per la portata di base e quello del calcestruzzo immerso per la portata laterale, nel caso di un palo da 20 m del diametro di 0.5 m, si ottiene una capacità portante limite di 155 t (praticamente identica a quella indicata dalla relazione geotecnica) ma una capacità portante ammissibile di 67 t, con coefficiente di sicurezza 2.5 e di 54 t con coefficiente di sicurezza 2, ossia attraverso prove di carico di progetto e di collaudo.

Utilizzando invece gli stessi parametri geotecnici ma con un palo da 22 m e del diametro di 0.4 m, come previsto in progetto, si ottiene la tabella n.2 allegata, che indica una capacità portante limite di 155 t e una capacità portante ammissibile di 77 t, con coefficiente di sicurezza 2, e di 62 t, con coefficiente di sicurezza 2.5.

Appare quindi possibile ottenere un significativo risparmio utilizzando lunghezze e diametri inferiori per i pali vibroinfissi e al contempo studiare una diversa tipologia di pali, più costosa ma meno rischiosa per la zona potenzialmente critica per le vibrazioni sulla paratia.

Per quanto riguarda i pali vibroinfissi e confermando un diametro di 400 mm, si è ipotizzata una lunghezza di 15 m che consente una capacità portante ammissibile di 40 t, con coefficiente di sicurezza 2.

Tenuto conto delle possibilità di eseguire bulbi di base (che tuttavia vanno compensati, non essendo previsti in computo metrico), nonché per le caratteristiche intrinseche del palo che costipa il terreno, dovrebbe essere possibile ottenere anche maggiori capacità portanti, che andranno però verificate in campo prove.

In ogni caso si conferma un raggio di sicurezza attorno alla perforazione di 15-20 m che porta ad escludere tale tipo di lavorazione per i plinti più vicini al binario.

A.3.3. PALI TRIVELLATI

Per quanto riguarda l'esecuzione di pali non vibroinfissi la proposta indica l'esecuzione di pali trivellati mediante tricono da 540 mm e sostegno del foro con fango di cemento.

Tale scelta risolve il problema della vibrazione nonché quello dell'altezza dell'utensile che, nel caso del sistema ad elica, comporterebbe nuovamente problemi di sicurezza per le perforazioni in vicinanza della paratia.

L'uso della boiaccia di cemento al posto della bentonite migliora l'aderenza del palo al terreno che si trova preconsolidato per iniezione, mentre la bentonite la peggiora in quanto agisce da lubrificante; inoltre consente una miglior pulizia del cantiere per eventuali perdite di fluido sul terreno.

Una volta raggiunta la profondità richiesta è possibile iniettare betoncino preconfezionato attraverso il tricono stesso durante l'estrazione.

Con una lunghezza di 11 m, è possibile raggiungere una capacità portante di 44.5 t con un coefficiente di sicurezza 2 nell'ambito della fila di plinti più esterna, mentre invece con i parametri geotecnici peggiori risultanti dalla seconda campagna di sondaggi e quindi per la zona sottostante il rilevato, gli stessi risultati possono essere ottenuti con una lunghezza di pali di 12 m.

Rispetto alle esigenze si è considerata una capacità portante ammissibile leggermente superiore a quella dei pali infissi in considerazione di una minor efficienza del trivellato con asportazione di terreno.

Dott. Geol. Italo Isoli

Verbania, Novembre 2008

