



dott. geol. Renata De Vecchi Pellati

dott. geol. Alberto Strona

COMUNE DI MONTANARO

- PROVINCIA DI TORINO -

INDAGINE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E GEOTECNICA
PER IL PROGETTO DI AMPLIAMENTO DEL CIMITERO COMUNALE

Relazione tecnica

Torino, 11 Luglio 2005

1.0 PREMESSA

Per incarico dell'Amministrazione del Comune di Montanaro (TO) è stata condotta un'indagine geologica e geotecnica per il progetto di ampliamento del Cimitero Comunale.

La presente relazione illustra la situazione geologica, idrogeologica e di propensione al dissesto del sito di previsto intervento e riporta la caratterizzazione geotecnica del substrato.

Lo studio e la memoria tecnica rispondono a quanto richiesto dalle specifiche normative di legge e, in particolare:

- D.P.R. 10/9/1990 n° 285 "Regolamento di polizia mortuaria"*
- D.M. 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce"*

2.0 ASPETTI NORMATIVI

Si ritiene opportuno riportare una rassegna sintetica delle prescrizioni normative in materia di costruzione o di ampliamenti cimiteriali, che riguardano aspetti a carattere geologico o idrogeologico.

L'articolo 55 del DPR del 10/9/1990 n° 285 dispone che: *"I progetti di ampliamento dei cimiteri esistenti e di costruzione dei nuovi devono essere preceduti da uno studio tecnico delle località, specialmente per quanto riguarda l'ubicazione, l'orografia, l'estensione dell'area e la natura fisico chimica del terreno, la profondità e la direzione della falda idrica...."*

Inoltre l'art. 57 precisa che: *"... il terreno dell'area cimiteriale deve essere sciolto sino alla profondità di m 2,50 o capace di essere reso tale con facili opere di scasso, deve essere asciutto e dotato di un adatto grado di porosità e di capacità per l'acqua ...; tali condizioni possono essere artificialmente realizzate con riporto di terreni estranei; la falda deve trovarsi a conveniente distanza dal piano di campagna e avere altezza tale da essere in piena o comunque col più alto livello della zona di assorbimento capillare, almeno a distanza di metri 0,50 dal fondo della fossa per inumazione".*

In modo specifico, l'art. 68 prescrive che *"I campi destinati all'inumazione, all'aperto ed al coperto, devono essere ubicati in suolo idoneo per struttura geologica e mineralogica, per proprietà meccaniche e fisiche e per il livello della falda idrica"*

Per quanto riguarda l'approfondimento della fossa per inumazione l'art. 71 prescrive che *"Ciascuna fossa per inumazione deve essere scavata a due metri di profondità dal piano di superficie del cimitero ..."* ; tale dato pone un vincolo di fattibilità imposto dalla locale soggiacenza della falda idrica.

3.0 INQUADRAMENTO DELL'AREA

L'area di previsto ampliamento del Cimitero comunale di Montanaro è individuata in fig. 1.

Il presente progetto riguarda l'attuazione del primo lotto di intervento, che interessa la porzione immediatamente adiacente all'esistente Cimitero .

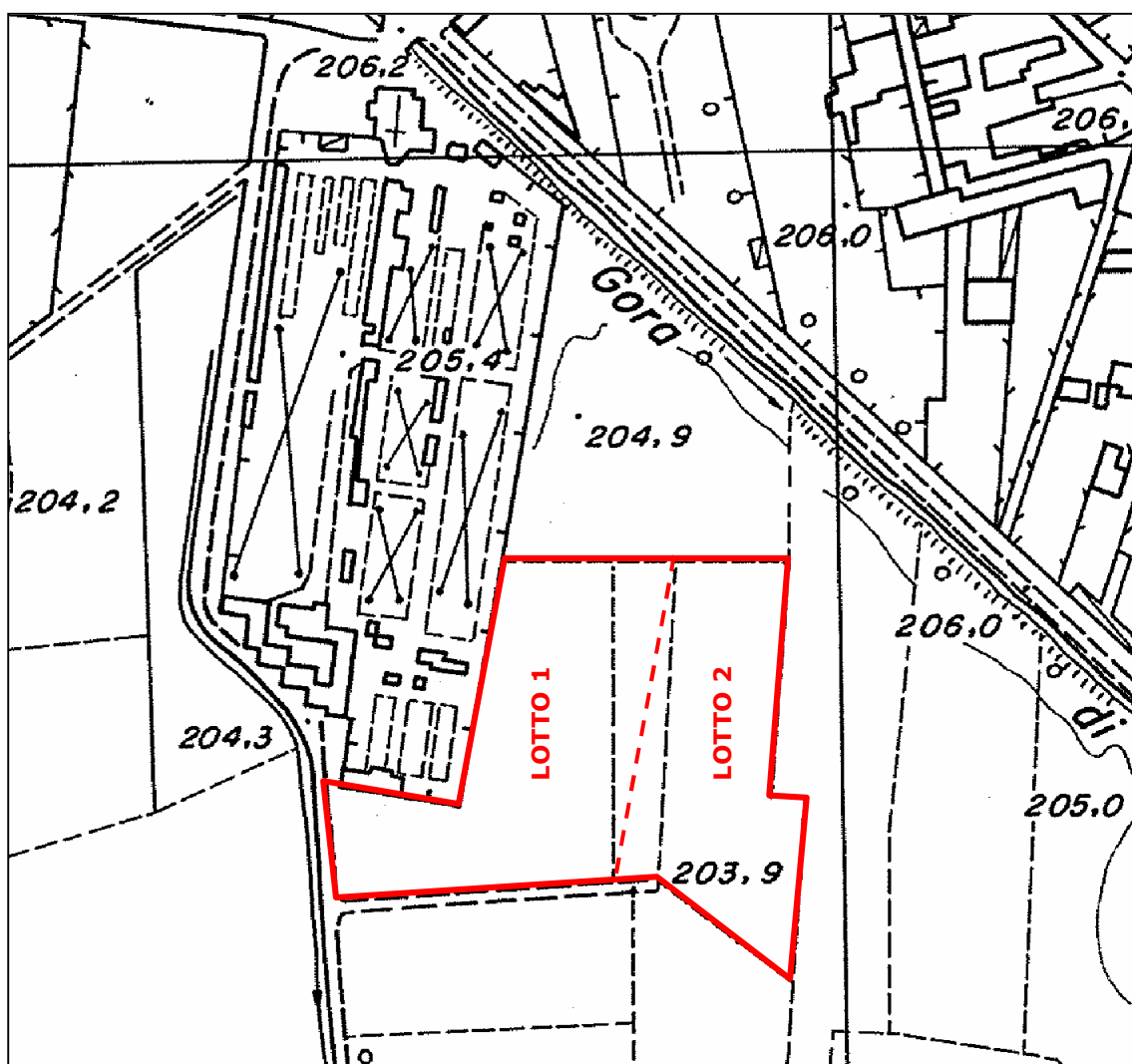


Fig.1 - Area di ampliamento del Cimitero Comunale
Base tratta dalla Carta Tecnica Provinciale - scala 1:2000

4.0 QUADRO GEOLOGICO

Il contesto geologico locale è riferibile al corpo sedimentario costituito dai conoidi fluvioglaciali coalescenti che si innestano alle porzioni frontali dell'Anfiteatro Morenico di Ivrea, ed in rapporto di terrazzamento con il più recente conoide fluviale del Torrente Orco.



Fig. 2 - Inquadramento geologico
Stralcio dalla Carta Geologica d'Italia – Foglio 56 "Torino"

In particolare, il sito oggetto di indagine si estende in corrispondenza della superficie che costituisce il locale livello di riferimento della pianura (fg^{R_2} nella fig. 2), sospesa di qualche metro rispetto alla quota dei depositi fluviali geneticamente riferibili all'attività di erosione e di deposizione esplicita dal T.Orco in tempi medio-recenti ed attuali (a^1 , a^2 , a^3) .

Il corpo fluvioglaciale è qui litologicamente costituito da alternanze di sedimenti a granulometria prevalentemente grossolana con livelli più fini.

I primi sono rappresentati da ghiaie ciottolose con diametro medio di circa 10 cm e massimo di circa 30 cm comprese in una frazione sabbiosa e sabbiosa-limosa; costituiscono livelli di potenza metrica, specialmente presenti verso la sommità della sequenza.

I secondi da sabbie più o meno limose con locale frazione ghiaiosa, prevalenti a profondità maggiori e passanti a sedimenti prevalentemente fini di ambiente lagunare-deltizio in facies "villafranchiana" (Pliocene sup. - Pleistocene inf.).

5.0 GEOIDROLOGIA

L'analisi dei dati acquisiti in occasione delle indagini finalizzate alla redazione degli elaborati geologici per la variante del Piano Regolatore Generale Comunale (progetto attualmente in corso), porta al seguente quadro geoidrologico.

I depositi ghiaioso-ciottoloso-sabbiosi rappresentano un acquifero caratterizzato da un grado di permeabilità primaria per porosità di grado medio (medio-elevato in corrispondenza delle intercalazioni con frazione fine trascurabile), che ospita una falda di tipo freatico .

Rilievi piezometrici condotti nel periodo tardo primaverile dell'anno 2002 hanno rilevato, per il settore in oggetto, un valore di soggiacenza di circa 3,5 metri dal piano di campagna.

I pozzetti geognostici eseguito nel sito di intervento nell'ambito del presente studio e spinti alla profondità di 3,5 non hanno intercettato la falda idrica; per altro, la presenza di un elevato tasso di umidità dei materiali compresi tra 3 e 3,5 m può essere interpretata come l'effetto di una frangia capillare di una falda idrica collocata ad una quota appena inferiore.

Va inoltre sottolineato che in contesti quali quello in esame, la superficie piezometrica è di norma interessata da oscillazioni a carattere stagionale con escursione dell'ordine del metro, in risposta all'andamento delle precipitazioni e dei regimi idraulici dei corsi d'acqua.

La massima escursione positiva è rilevabile nei periodi di tardo-primaverili ed autunnali; si deve pertanto ritenere che le osservazioni condotte al momento dei rilievi freatimetrici e quelle attuali (giugno 2005) si possano riferire ad una condizione di minima soggiacenza annuale.

La figura 3 riporta uno stralcio della carta piezometrica realizzata in ambito di indagini di PRG.

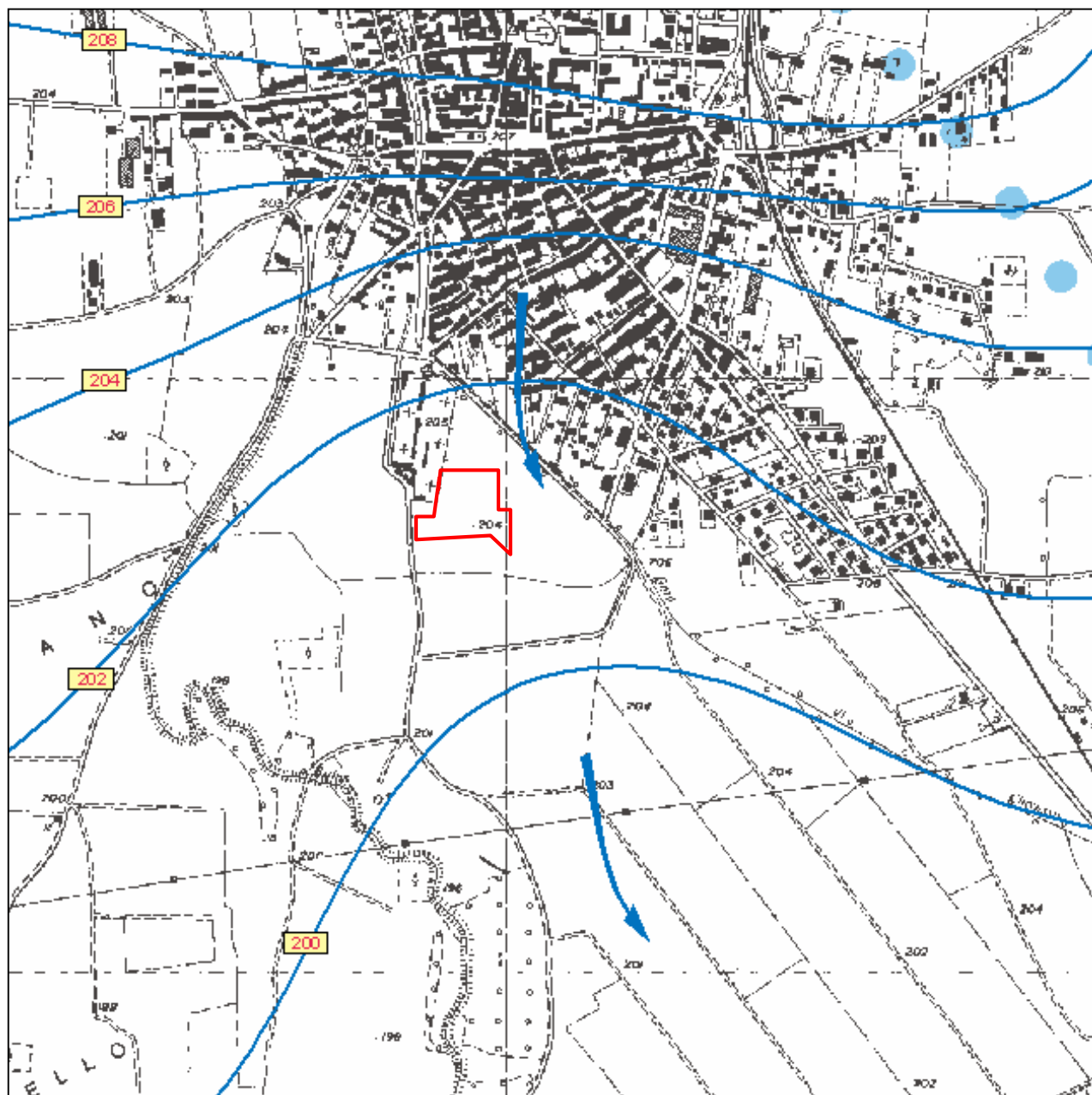


Fig. 3 – Andamento delle linee isopiezometriche (falda freatica); sono indicati i valori di soggiacenza in m s.l.m., la direzione generale di deflusso (freccie), nonché l'area di previsto ampliamento (lotto 1 e 2).

6.0 IDROGRAFIA DI SUPERFICIE

In corrispondenza del suo vertice Nord-Orientale, il perimetro del Cimitero è immediatamente adiacente alla corso della Gora di Chivasso, essendo separato da quest'ultima dal sedime di una strada interpodereale; più ad Ovest, ad una distanza di circa 250 m, scorre la Roggia Baina.

Nell'area di indagine e nell'ambito esteso significativo non si rilevano altri elementi della rete idrografica.

Il corso d'acqua di riferimento è rappresentato dal T.Orco, che scorre a circa 2,5 km ad Ovest del sito.

7.0 DISSESTO IN ATTO E PROPENSIONE AL DISSESTO

L'andamento pianeggiante del sito esclude la possibilità di innesco di processi di dissesto gravitativo.

Per quanto riguarda i riflessi legati alla dinamica della rete idrica, si espongono le seguenti considerazioni:

- Il sito non è inondabile da parte del T.Orco, come risulta dai rilievi condotti in ambito di variante di PRG; tale dato è confermato dalla cartografia tematica regionale (Banca Dati Geologica)
- In occasione dell'evento alluvionale dell'ottobre 2000, la tracimazione della Gora di Chivasso in corrispondenza dell'area del Cimitero ha comportato lo spagliamento di acque a bassissima energia e con tirante minimo, limitatamente agli ambiti immediatamente prossimi alla Roggia medesima.

Alla luce di tale quadro si deve ritenere che non sussistano elementi di

propensione al dissesto tali da condizionare la fattibilità del progetto di espansione del Cimitero.

8.0 NATURA DEI MATERIALI

La natura dei materiali che costituiscono il substrato dell'area è nota alla luce di informazioni dirette acquisite in ambiti limitrofi collocati nel medesimo contesto geologico, ed è stata verificata attraverso l'esecuzione di tre pozzetti geognostici realizzati con escavatore meccanico e spinti alla profondità di circa 3,5 m dal piano di campagna.

Si segnala che per l'ubicazione dei pozzetti ci si è dovuti necessariamente adeguare alle limitazioni di accessibilità ai luoghi, conseguenti alla loro destinazione agricola (fig. 4).

I rilievi hanno confermato la sostanziale omogeneità del substrato, che può pertanto essere descritto attraverso la seguente stratigrafia rappresentativa :

da m a m dal p.c.

0,00 - 0,30	<i>Limo sabbioso con subordinato scheletro di ghiaia minuta, sciolto, con carattere di suolo; colore bruno-arancio</i>
0,30 - 3,50	<i>Ciottoli e ghiaie, con frazione fine di natura sabbiosa e sabbioso-limosa. Alterazione assente; medio grado di addensamento</i>

Non è stata intercettata la falda idrica

Alla luce dei dati disponibili, si può affermare che l'unità ghiaiosa mantenga

caratteristiche omogenee sino a profondità superiori a quelle di interesse per il presente progetto.

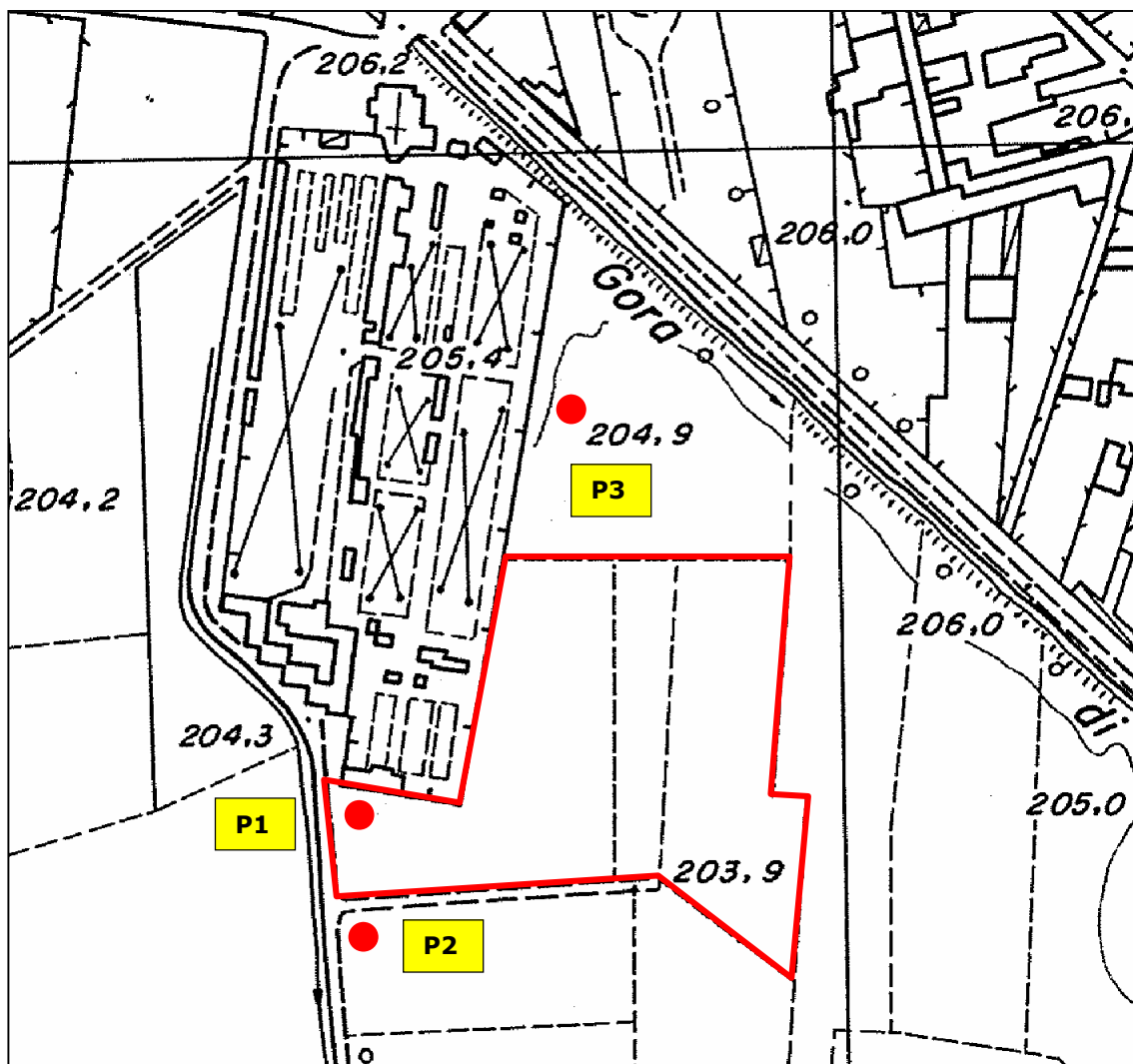


Fig.4 – Ubicazione dei pozzetti geognostici
Base tratta dalla Carta Tecnica Provinciale - scala 1:2000

Lo schema seguente riporta la classificazione dei materiali che caratterizzano l'unità litologica, basata sulla natura granulometrica sui rapporti tra frazione clastica e componente fine (Classificazione UNI 10006-ASTM D3282) .

DEPOSITI FLUVIOGLACIALI (RISS II)	<i>Ghiaie ciottolose con frazione fine sabbioso-limosa, non alterate o debolmente alterate; intercalazioni di lenti e livelli di sabbie limose.</i> <i>Alla sommità, limi argillosi di colore bruno-arancio di spessore da decimetrico a pluri-decimetrico</i>	SUBSTRATO GHIAIOSO materiali granulari [gruppo A1(0) e A2] non plastico, non coesivo, privo di cementazione, mediamente denso COLTRE LIMOSA materiale granulare a grana fine [gruppo A4] materiale non plastico, con coesione da debole a nulla, privo di cementazione, da sciolto a mediamente denso
--	---	--

9.0 RISPONDENZA DEL SUBSTRATO ALLE PRESCRIZIONI DI LEGGE IN RELAZIONE ALL'INUMAZIONE DIRETTA

Il progetto di ampliamento prevede la predisposizione di un'area per inumazione diretta.

Con riferimento al DPR del 10/9/1990 n° 285 si rileva che:

- *il terreno dell'area è sciolto sino a profondità superiori a m 2,5*
- *è dotato di adeguata porosità*
- *la falda idrica si livella ad una profondità superiore a 3,5 m dal piano di campagna*
- *la risalita capillare raggiunge i 3,0 m circa di profondità dal p.c.*

- *assumendo una profondità di scavo della fossa per inumazione pari a 2,0 m, viene rispettata la prescrizione di legge che impone un franco di almeno 0,5 m tra il fondo della fossa ed il più alto livello della zona di assorbimento capillare*

Non sussistono quindi limitazioni di carattere geoidrologico alla predisposizione di un'area per inumazione diretta.

Per altro, con riferimento a quanto sopra riportato, si rileva che il livello della zona di assorbimento capillare, posto a 3,0 m dall'attuale piano di campagna, pone un vincolo alla definizione delle quote altimetriche di progetto della zona destinata all'inumazione.

10.0 ASPETTI GEOTECNICI

10.1. **MODELLO GEOTECNICO E VALORE DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Il quadro litologico locale può essere interpretato attraverso il seguente modello geotecnico a due livelli:

- *Livello superiore - esteso sino a circa 0,3 m dal piano di campagna rappresentato da prevalenti limi sabbiosi, sciolti*
- *Livello inferiore - a profondità maggiore di 0,3 m dal p.c. rappresentato da ghiaie ciottolose con frazione fine sabbioso-limosa, a medio grado di addensamento*

E presente una falda idrica la cui superficie, con criterio conservativo, si assume posta ad una quota media di -3,5 m dal piano di campagna

In senso geotecnico si tratta quindi di materiali granulari da sciolti a mediamente addensati (solo per effetto della tensione litostatica agente), privi di cementazione, non coesivi, a clasti pressochè inalterati.

Per quanto riguarda il comportamento meccanico, entrambe le unità sono assimilabili ad un "sistema aperto", tale da consentire la dissipazione in tempi relativamente rapidi delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'applicazione di un carico; ne consegue che il contesto può essere analizzato (in campo statico) direttamente in condizioni drenate; con tali premesse, il comportamento dei materiali è descritto da parametri di resistenza espressi in termini di "tensioni efficaci".

Poiché lo strato superiore è pressochè ininfluenza a fini fondazionali (i piani di appoggio interesseranno in ogni caso il livello inferiore), esso non sarà oggetto di caratterizzazione geotecnica; quanto segue sarà pertanto riferito al livello ghiaioso-ciottoloso.

In particolare, per questo si potranno assumere i seguenti valori dei parametri geotecnici fondamentali:

$$\gamma = 19 [\text{kN m}^{-3}]$$

$$\phi' = 33^\circ$$

$$c = 0.0 [\text{kPa}]$$

dove: $[\gamma]$ peso di volume $[\phi]$ angolo di resistenza al taglio $[c]$ coesione

Il valore di ϕ' è da intendersi "a volume costante". In altri termini, esso rappresenta la resistenza disponibile in ambito di problemi che comportino l'instaurarsi di fenomeni di rottura progressiva, quali quelli legati alla spinta passiva, alla capacità portante delle fondazioni, all'innescio di dissesti gravitativi.

10.2. **PROPRIETÀ ELASTICHE**

Le proprietà elastiche di maggior significato ai fini fondazionali sono riconducibili al modulo elastico E ed al coefficiente di Poisson (μ).

Tali grandezze, che vengono comunemente usate per valutare l'entità dei cedimenti, sono di delicata acquisizione; qui di seguito vengono proposti i valori tratti da tabelle operative e verificati dalla consuetudine d'uso.

E' necessario precisare che il comportamento dei terreni ghiaiosi risulta altamente non lineare anche in ambito di valori relativamente modesti di sollecitazione/deformazione.

In questo ambito si è fatto riferimento a valori del modulo di deformazione relativi ad un tasso di mobilitazione della resistenza al taglio pari al 25-30%. Tale entità è infatti quella normalmente riscontrabile nell'intorno di strutture di fondazione calcolate per garantire un coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura dell'ordine di 2,5 – 3.

Con tali premesse, nell'ambito dei materiali in oggetto si potrà adottare un valore indicativo di $E \approx 25$ MPa.

Per quanto concerne il valore del modulo di Poisson, si potrà assumere $\mu \approx 0,25-0,35$.

10.3. **COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO**

Il coefficiente di spinta a riposo ($K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$) è ricavabile attraverso la relazione (semplificata) di *Jaky (1944)*, valida per terreni normalconsolidati:

$$K_0 \approx 1 - \sin \phi'_{\text{picco}}$$

Pertanto, nel caso specifico $K_0 \approx 0,5$

11.0 ASPETTI FONDAZIONALI

Le caratteristiche delle strutture in progetto e la natura dei materiali sono compatibili con l'adozione di soluzioni di fondazione ordinarie di tipo superficiale diretto.

11.1. **CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE**

Per una prima valutazione della capacità portante dei piani di fondazione sono state analizzate le seguenti tipologie fondazionali

- a plinto quadrato, con dimensioni $B=L= 1,0 - 1,50 - 2,00$ m
- di tipo nastriforme, con larghezza $B = 0,5 - 0.75 - 1,0$ m

Nell'analisi sono state assunte le seguenti condizioni:

- il contesto tensionale è riferibile all'ambito degli "sforzi efficaci"
- la fondazione è immorsata di 0,5 m rispetto alla quota di posa, che si assume a -2,5 m dal p.c.
- la base della fondazione è orizzontale
- la superficie topografica è orizzontale
- i carichi trasmessi sono verticali e centrati rispetto alla fondazione
- la falda idrica si attesta a -3,5 m dal p.c.

Si sottolinea che la seguente verifica ha carattere indicativo. Il calcolo delle fondazioni andrà condotto in funzione dei dati e delle configurazioni definite in fase di progetto strutturale esecutivo.

E' inoltre necessario che in fase di preparazione dei piani di fondazione vi sia una verifica della rispondenza della situazione reale con la ricostruzione geognostica.

Per la determinazione della capacità portante limite (Q_{lim}) ci si è riferiti all'espressione proposta da *Brinch Hansen (1961,1970)* che, applicata al contesto in esame, assume la seguente forma:

$$Q_{lim} = 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * S_{\gamma} + \sigma_v * N_q * S_q * D_q$$

dove :

- γ' = peso di volume del terreno ("alleggerito" se sottofalda)
- B = larghezza della base della fondazione equivalente
- $N_{\gamma} \quad N_q$ = fattori di capacità portante, funzione di ϕ
- $S_{\gamma} \quad S_q$ = fattori di forma della fondazione
- D_q = fattore di profondità del piano di posa
- σ_v = tensione efficace agente alla quota del piano di fondazione

La portata ammissibile (Q_{amm}) deriva dall'applicazione alla Q_{lim} netta di un coefficiente di sicurezza $F_S = 3$, come previsto dalla normativa in vigore (DM 11/3/1988), limitatamente alla quota-parte del carico applicato che eccede il valore di tensione naturale agente alla quota di imposta, ovvero :

$$Q_{amm} = (Q_{lim} - \sigma_v) / F_S + \sigma_v$$

Le seguenti tabelle riportano i risultati dell'analisi:

FONDAZIONE SUPERFICIALE DIRETTA A PLINTO QUADRATO									
B=L	γ'	N_{γ}	S_{γ}	σ_v	N_q	S_q	D_q	Q_{lim}	Q_{amm}
1,00	19	30.21	0.60	9.5	23.18	1.62	1.14	579.39	218,46
1,50							1.09	649,03	241,68
2,00							1.07	690,65	255,55

Q_{lim} e Q_{amm} sono espressi in kPa

FONDAZIONE SUPERFICIALE DIRETTA NASTRIFORME									
B	γ'	$N\gamma$	$S\gamma$	σ_v	Nq	Sq	Dq	Q_{lim}	Q_{amm}
0.50	19	30.21	1.00	9.5	23.18	1.00	1.28	425,10	167,03
0,75							1.18	467,57	184,19
1,00							1.14	538,04	204,68

Q_{lim} e Q_{amm} sono espressi in kPa

Il carico massimo trasmissibile al terreno di appoggio non deve quindi superare il valore di Q_{amm} riportato, affinché non si verifichino fenomeni genericamente detti "di rottura".

11.2. **CEDIMENTO INDOTTO**

L'applicazione di un carico induce, di norma, un cedimento fondazionale la cui definizione precisa è ardua.

Da tutte le analisi riportate in letteratura emerge uno stato dell'arte poco soddisfacente, poichè i vari metodi portano a risultati fortemente dispersi, che, in generale, più che fornire una stima attendibile dei cedimenti possono servire solo ad accertare se il problema esiste (LANCELLOTTA, 1993).

Tra i vari metodi è ritenuto particolarmente significativo quello di BURLAND e BURBIDGE (1983), che è basato su di un'analisi statistica di centinaia di casi reali.

Secondo tali Autori l'espressione per il calcolo dell'entità del cedimento è la seguente:

$$S = f_s * f_h * f_t * (\sigma_v * B^{0,7} * I_c / 3 + (Q - \sigma_v) * B^{0,7} * I_c)$$

dove:

S	= cedimento della fondazione [mm]
$f_s f_h f_t$	= fattori correttivi di forma, spessore e tempo
σ_v	= pressione efficace sul piano di fondazione [kPa]
B	= larghezza della fondazione [m]
I_c	= indice di compressibilità del sottofondo
Q	= carico verticale applicato

Nel caso specifico si è verificato il cedimento indotto da una fondazione-tipo di forma quadrata ($B=L=1,5$ m) soggetta ad un carico di 200 kPa, (ben superiore ai carichi di progetto), attribuendo al materiale un grado "medio" (TERZAGHI-PECK) di densità relativa.

Il calcolo è stato condotto sia in termini di cedimento immediato [S_0] che cumulato nell'arco di 30 anni [S_{30}], per probabilità di non superamento pari a 50%, 67% e 98%.

	<i>cedimento in mm</i>		
	50%	67%	98%
S_0	5	9	17
S_{30}	7	14	25

E' necessario sottolineare che i risultati devono essere valutati con una certa cautela, derivante dai limiti del metodo e dall'incertezza dei dati disponibili.

Secondo SKEMPTON & al. (1965) e RICCERI & al. (1985), nell'ambito di strutture ordinarie in c.a. fondate su plinti che interessano terreni non coesivi non si ha comparsa di lesioni nelle strutture di tamponamento finchè $\beta \leq 1/300$ (β = rotazione relativa), e per produrre danni alle strutture

portanti in calcestruzzo occorre arrivare a valori di $\beta = 1/150$.

Cautelativamente, POLSHIN et al. (1957) propongono valori di $\beta \leq 1/500$ per strutture a telaio in c.a. con tamponature.

Utilizzando le correlazioni di GRANT et al., il massimo cedimento ammissibile ($S_{\max}$) per plinti isolati su terreni non coesivi è legato a β dall'espressione:

$$S_{\max} [\text{mm}] = 15000 \times \beta$$

Quindi, con $\beta = 1/500$ si ha $S_{\max} = 30$ mm.

Nel caso specifico, sia il cedimento immediato che quello differito sono inferiori al valore limite di 30 mm. Si rileva pertanto che l'entità dei cedimenti indotti dalla fondazione-tipo assunta come esempio è compatibile con le strutture in elevazione.

In ultimo, si ritiene di sottolineare che le fondazioni essendo impostate ad una certa profondità dal piano di campagna, sono da ritenersi almeno in parte compensate; in altri termini, l'effetto di "disturbo" che porta al cedimento non è riferibile all'intero carico trasmesso dalla fondazione, bensì alla differenza tra questo e la pressione litostatica agente in origine alla quota della fondazione stessa.

12.0 STABILITA' DEGLI SCAVI

Qualora non sostenuti artificialmente i fronti di scavo permanenti :

- *di altezza superiore ad 0.5 m* dovranno avere un rapporto di inclinazione H/L non superiore a $2/3$
- *di altezza fino a 0,5 m* potranno avere un rapporto di inclinazione dell'ordine di $H=1 L=1$.

Per scavi temporanei, se per esigenze di ingombro o per necessità di adottare una sezione obbligata (posa di condutture, cavi, ecc.) risultasse indispensabile realizzare fronti con pendenze superiori a quelle indicate, dovrà esserne assicurata la stabilità attraverso l'adozione di soluzioni di sostegno provvisoriale, in assenza delle quali non dovrà essere consentita in alcun modo la presenza di maestranze all'interno o ai bordi dello scavo.



A L L E G A T I

RIPRESE FOTOGRAFICHE DEI POZZETTI GEOGNOSTICI

Pozzetto geognostico 1



Pozzetto geognostico 2



Pozzetto geognostico 3

