

CITTA' DI SETTIMO TORINESE

ATTUAZIONE DEL PROGRAMMA

2010plan

(P.R.U.S.S.T. ex D.M. 8 ott. 1998)

ECO-PARCO TECNOLOGICO
IN STRADA CEBROSA - VIA REISERA

VARIANTE N. 1

PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO

TAV.	OGGETTO
F2	RELAZIONE GEOTECNICA D.M. 11/03/88 - D.M. 17/01/2018

FIRMATARI

GRUPPO PIOTTO S.r.l.	Proprietario
NORD OVEST INDUSTRIALE S.r.l.	Proprietario-Utilizzatore
UNICREDIT LEASING S.p.A.	Proprietario
SEVEN 95 S.R.L.	Proprietario
BONELLIS LOREDANA	Nudo Proprietario
BONELLIS MICHELANGELO	Nudo Proprietario

PROGETTISTA CAPOGRUPPO

Arch. Angelo DELLI GATTI
adstudio
via Torino, 47 10036 Settimo Torinese (TORINO)
t.+f 011.82 11 318 - segreteria@adstudio.to.it
www.adstudio.to.it

GEOLOGIA

Geol. Pietro CAMPANTICO
Genovese & Associati
via Camogli, 10 10134 TORINO
t.+f 011.319 95 07 info@genoveseassociati.it

1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine condotta su incarico del Consorzio Nord-Ovest al fine di valutare la fattibilità geotecnica e sismica della Variante n. 1 al Piano Esecutivo Convenzionato per la realizzazione di "**Eco-parco tecnologico**" in Settimo Torinese (TO) – Strada Cebrosa, Azionamento B.3 nell'ambito del P.R.U.S.S.T. 2010plan.

I risultati dei rilievi e delle indagini geognostiche eseguite in situ sono in accordo a quanto prescritto dal vigente **D.M. 11/03/88** "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione*" e del **D.M. 17/01/18** "*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*". Nella presente relazione vengono pertanto presi in esame i seguenti aspetti:

- caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni;
- individuazione delle problematiche geologico-geotecniche connesse alla realizzazione dell'intervento in progetto e verifica delle più idonee soluzioni fondazionali;
- verifica della compatibilità tra l'assetto idrogeologico del territorio e le opere in progetto.

A tal fine sono state eseguite in situ specifiche indagini geognostiche mirate alla caratterizzazione geotecnica del sedime e alla individuazione della profondità della prima superficie piezometrica, consistite nell'effettuazione di n°2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (nel seguito S1 e S2) spinti fino a 15 m di profondità, corredato dall'esecuzione di prove SPT in foro (Standard Penetration Test) a differenti profondità (per un totale di n°5 prove SPT per sondaggio) e attrezzati a piezometro.

Gli interventi in progetto prevedono la realizzazione di un eco-parco tecnologico costituito da n°14 fabbricati produttivi, da aree verdi, aree destinate a servizi, nonché viabilità interna, marciapiedi e aree pavimentate.

I sopralluoghi ed i rilievi tecnici sono stati effettuati nel periodo di Marzo 2007 – Luglio 2008.

2. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area in esame, localizzabile sulle Sezioni n°156010 e 156050 della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte – scala 1:10.000, si situa in corrispondenza della porzione occidentale del territorio comunale di Settimo Torinese (TO), a Est della Frazione Fornacino di Leinì.

L'area si inquadra nel contesto geomorfologico del "Conoide della Stura di Lanzo": in particolare l'area di indagine si adagia su depositi essenzialmente ghiaiosi la cui deposizione si è attuata durante il Pleistocene medio ("*Fluviale Riss*" auct, "*livello di base della pianura*"): trattasi di ghiaie eterometriche con ciottoli a matrice sabbiosa più o meno limosa di colore bruno rossastro, con intercalazioni di lenti di potenza metrica di sabbie e sabbie limose, talora associate a livelli conglomeratici ed a luoghi ricoperte da un livello superficiale di sedimenti sabbiosi o sabbioso-limosi (*Complesso A* della Relazione geologica allegata al P.R.G.C.). Il substrato su cui riposa il

complesso sedimentario sopra descritto è costituito da depositi quaternari fluvio-palustri e da depositi marini terziari del Bacino Terziario Ligure Piemontese.

3. IDROGEOLOGIA

Dai dati disponibili in letteratura ed in base alla ricostruzione litostratigrafica del sottosuolo il settore esaminato è caratterizzato da un potente materasso alluvionale costituito, nella sua porzione più superficiale, da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa con buona permeabilità, talora ricoperte da un orizzonte metrico di terreni fini sabbioso-limosi con permeabilità marcatamente inferiore, direttamente correlata alla percentuale di argilla derivante dai processi pedogenetici.

Conseguentemente il modello di circolazione delle acque può essere riconducibile ad una falda superficiale generalmente libera la cui quota piezometrica oscilla significativamente in funzione del regime degli apporti sia sotterranei che meteorici.

Gli approfonditi studi idrogeologici eseguiti a supporto del PRGC hanno consentito la seguente modellizzazione dell'assetto idrogeologico:

- l'andamento generale della direzione di deflusso delle acque sotterranee è da Nord-Ovest verso Sud-Est: le linee piezometriche risultano alquanto regolari, se si escludono le leggere anomalie dovute alla presenza dei numerosi pozzi in pompaggio presenti nel territorio comunale di Settimo Torinese;
- la falda superficiale nei suoi rapporti col reticolo idrografico principale, ivi rappresentato dal Fiume Po, risulta in condizione alimentante in tutto il tratto di pertinenza del territorio comunale di Settimo Torinese;
- il gradiente idraulico mostra un valore medio su tutto il comune pari a 6‰, con valori massimi intorno all'1,5‰ nella porzione centrale del territorio comunale e valori minimi pari al 3‰ nella porzione più prossima al Po (Zona Mezzi Po); a tal proposito è interessante osservare come esista una fascia allungata con direzione NNE-SSW nella porzione mediana del territorio comunale, circa parallela all'andamento del Fiume Po, in cui si ha un significativo aumento del gradiente e un aumento della soggiacenza della falda. Questa anomalia potrebbe avere una giustificazione geologica nell'esistenza di una antica struttura sepolta di pertinenza del dominio strutturale della Collina di Torino, giustificabile anche dal fatto che tale irregolarità risulta circa parallela al margine dell'edificio collinare stesso e agli assi delle principali strutture deformative che lo caratterizzano. Non si esclude peraltro che tale perturbazione della falda possa essere invece almeno in parte conseguente agli interventi antropici che, specialmente negli ultimi anni, stanno interessando il comune di Settimo Torinese, con particolare riferimento alla realizzazione dell'Alta Velocità ed alle correlate significative modificazioni indotte da fondazioni profonde, paratie, opere interrato.
- I minimi valori di soggiacenza si riscontrano nei mesi compresi tra Marzo e Luglio (falda più superficiale), mentre i massimi sono caratteristici dei primi mesi dell'anno (falda più

depressa); la tendenza all'innalzamento del livello della falda nei mesi di Giugno e Luglio è presumibilmente legata anche ad un apporto idrico da parte dell'irrigazione.

Si può stimare, sulla base delle analisi delle serie storiche, che il valore di soggiacenza medio sia suscettibile di una variazione compresa tra un valore minimo [massima salienza] di $s_{\min} = (s - 1,5 \text{ m})$ e un massimo [minima salienza] di $s_{\max} = (s + 1,0 \text{ m})$. Si rimarca in ogni caso come tali valutazioni derivino da una analisi statistica di serie di dati riguardanti periodi purtroppo relativamente brevi dal punto di vista geologico e idrogeologico: non comprendono, ad esempio, alcuno degli eventi alluvionali che hanno interessato il Piemonte negli ultimi decenni (Novembre 1994, Ottobre 2000) e non consentono peraltro, come qualsiasi analisi previsionale in campo geologico e meteoidrografico, di valutare se l'evento critico di riferimento si sia già verificato o sia tuttora da attendere.

I rilievi condotti all'interno dei piezometri installati nei fori dei due sondaggi sull'area in esame, effettuati in più riprese anche nel periodo immediatamente successivo a piogge abbondanti, hanno fornito i seguenti dati di soggiacenza:

Data	S1	S2
06/04/2007	-5,84 m	-8,70 m
12/06/2007	-4,63 m	-6,53 m
02/07/2007	-4,64 m	-6,34 m
05/09/2007	-4,30 m	-5,65 m
03/06/2008	-3,65 m	-1,31 m
09/06/2008	-3,10 m	-1,30 m
17/06/2008	-3,00 m	-1,80 m
23/07/2008	-3,80 m	-2,40 m

La differente risposta - in termini di oscillazione del livello piezometrico - dei due piezometri alle precipitazioni meteoriche, con particolare riferimento ai valori di soggiacenza rilevati a seguito dell'evento alluvionale del 28÷30 Maggio 2008 che mostrano risalite della superficie piezometrica differenti nei due punti di misura, consegue principalmente al differente spessore dell'acquifero correlato alle variazioni di assetto geologico superficiale riscontrate nei due sondaggi effettuati. In corrispondenza del piezometro S2, infatti, l'alternanza superficiale di livelli permeabili e la ridotta profondità di affioramento del substrato circa impermeabile comporta una ridotta soggiacenza della prima superficie piezometrica nonchè una immediata risalita della stessa a seguito delle precipitazioni più intense. Nei giorni immediatamente successivi alle abbondanti piogge che hanno determinato gli eventi alluvionali del 28÷30 Maggio 2008, nel piezometro installato nel foro di sondaggio S2 si è registrata una soggiacenza di -1,30 m dal p.c..

Si rileva che i dati di soggiacenza relativi al 2007 per il piezometro S2 risultino siano assai disomogenei e non si inquadrino nel trend complessivo di tale settore territoriale di Settimo T.se, probabilmente a causa di un non perfetto completamento dell'opera. Pertanto per la valutazione della possibile escursione del livello di falda si è preso come riferimento il piezometro installato nel foro di sondaggio S1, che ha permesso di stimare un'escursione massima della falda di circa 3,0

m, determinata in base alle misurazioni effettuate nel periodo particolarmente siccitoso dell'Aprile 2007 e quelle eseguite in occasione delle abbondantissime piogge verificatesi a cavallo tra il mese di Maggio e Giugno 2008. Tale variazione tra minima a massima salienza si inquadra pertanto nell'ambito di quanto mediamente riscontrato nel territorio comunale di Settimo Torinese.

4. COMMENTO ALLE PROVE IN SITO

La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e la parametrizzazione meccanica dei terreni costituenti il sedime dell'area di intervento sono state effettuate in base alle risultanze della campagna geognostica effettuata nel lotto in esame, consistita nella realizzazione di n°2 sondaggi a carotaggio continuo, spinti fino ad una profondità di 15,0 m dal p.c..

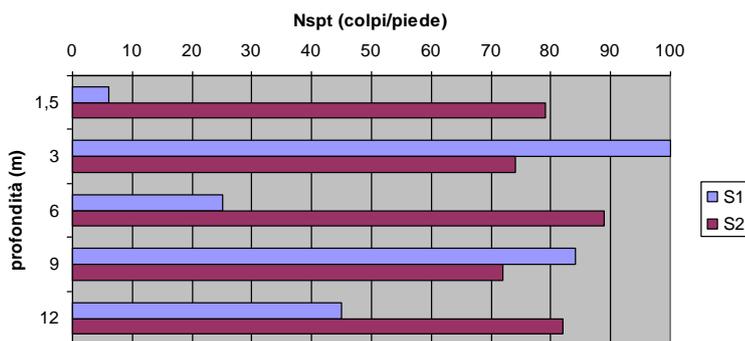
Le osservazioni effettuate e le indagini svolte hanno evidenziato un assetto geologico piuttosto omogeneo con, al di sotto della coltre sabbiosa e, dove presente, di terreno di riporto, ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa molto addensate, alternate a livelli sabbiosi compatti. La stratigrafia superficiale di dettaglio risulta pertanto costituita da:

- da p.c. a -0,6÷1,5 m: terreno agricolo e, ove presente, terreno di riporto grossolano in matrice sabbiosa di color grigio scuro (ORIZZONTE A). Nel complesso tali terreni, presentano scadenti caratteristiche geomeccaniche.
- da -0,6÷1,5 a -2,5 m: sabbie grossolane, fortemente alterate, di color bruno rossiccio con brecce (ORIZZONTE B). Nel complesso tali terreni offrono una mediocre resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica (con $N_{spt\ min} = 6$ colpi/piede).
- da -2,5 m a -6,0÷9,1 m: ghiaia fortemente brecciata addensata, in matrice sabbiosa di color grigio scuro a cui fanno seguito delle ghiaie eterogenee, anch'esse fortemente brecciate, moderatamente addensate in matrice sabbiosa di color bruno-rossiccio, con evidenti patine di alterazione sui ciottoli (ORIZZONTE C). Nel complesso si rileva una elevata resistenza penetrometrica ($N' > 50$ colpi/dm).
- oltre -6,0÷9,1 m: sabbia grossolana compatta di color bruno rossiccio, localmente limosa con ciottoli brecciati di diametro massimo pari a 1,0 cm (ORIZZONTE D). Nel complesso si rileva una resistenza penetrometrica piuttosto variabile ($N' = 20 \div 80$ colpi/dm).

4.1 Prove SPT eseguite nel foro di sondaggio

Per una prima valutazione del grado di addensamento e dei parametri geotecnici rappresentativi dei terreni attraversati nonché per la caratterizzazione sismica, all'interno del foro di sondaggio sono state effettuate prove penetrometriche dinamiche **SPT** (*Standard Penetration Test*) conformi alle normative AGI per terreni granulari, per un totale di n°5 prove per sondaggio.

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche vengono espressi in termini di N_{SPT} , intendendo con tale quantità il numero di colpi necessario all'avanzamento della punta standard per un tratto di 30 cm. Il limite massimo per la penetrazione di ogni singolo tratto di 15 cm è di 50 colpi; al di sopra di tale valore si intende che il terreno offre rifiuto alla penetrazione.



Le prove SPT eseguite hanno fornito i valori riportati nel grafico sovrastante: mediamente si osserva un grado di addensamento da medio ad elevato in S1 e elevato in S2 ($N_{SPT} > 50$ colpi/piede). In particolare gli orizzonti sabbiosi mostrano generalmente grado di addensamento variabile.

Il sedime è comunque ragionevolmente schematizzabile come un'unica formazione geotecnica, adottando nella caratterizzazione i parametri cautelativi relativi ai valori minimi di resistenza SPT misurati lungo la successione stratigrafica.

La valutazione della consistenza dei terreni granulari attraversati è espressa - in funzione dei valori N_{SPT} - in termini di addensamento come da tabella seguente.

ADDENSAMENTO TERRENI GRANULARI

N_{SPT}	Stato di addensamento	Prove manuali
0 ÷ 4	sciolto	si scava facilmente con un badile
4 ÷ 10	poco addensato	si scava abbastanza facilmente con un badile e si penetra con una barra
10 ÷ 30	moderatamente addensato	difficile da scavare con un badile o da penetrare con una barra
30 ÷ 50	addensato	molto difficile da penetrare; si scava con piccone
> 50	molto addensato	difficile da scavare con piccone

5. RAPPORTO GEOTECNICO

5.1 Caratterizzazione geotecnica del sedime

Sulla base delle osservazioni di campagna e dei risultati delle indagini condotte, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dall'intervento edificatorio. La parametrizzazione è stata condotta adottando le correlazioni esistenti in letteratura specifica fra N_{SPT} e densità relativa (D_r) [Gibbs e Holtz, 1957], fra angolo di attrito (ϕ') e densità relativa (D_r) [Schmertmann, 1977].

Il terreno agricolo e il riporto grossolano, ove presente, affioranti nel complesso fino a circa - 0,6÷1,5 m dal piano campagna (ORIZZONTE A) possono essere caratterizzati nel modo seguente:

γ' [t/m ³]	c' [kPa]	Dr [%]	N _{SPT} [colpi/ft]	ϕ'_p [°]	ϕ'_{cv} [°]	ORIZZONTE A
1,8	0,0	20÷30	2÷3	30°	27°	

in cui: γ' = peso di volume; c' = coesione; Dr = grado di addensamento;
 ϕ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco;
 ϕ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio a volume costante.

Le sabbie grossolane, fortemente alterate, di color bruno rossiccio con brecce, affioranti nel complesso fino a circa 2,5 m dal piano campagna (ORIZZONTE B) possono essere caratterizzati nel modo seguente:

γ' [t/m ³]	c' [kPa]	Dr [%]	N _{SPT} [colpi/ft]	ϕ'_p [°]	ϕ'_{cv} [°]	ORIZZONTE B
1,9	0,0	30÷40	6÷10	36°	32°	

La definizione dei parametri geotecnici rappresentativi dell'ORIZZONTE C ghiaioso è possibile sulla base delle indagini in situ e dei dati disponibili in letteratura. L'angolo di resistenza al taglio di picco è stato stimato mediante le correlazioni e i valori forniti da numerosi autori: in particolare *Leonards* (1962) propone, per terreni con percentuale di ghiaia fino al 65% e densità relativa media, dei valori compresi tra 37° e 41°, mentre *Lambe & Whitman* (1969) suggeriscono un campo di valori compresi tra 36° e 42°. E' possibile quindi ritenere rappresentativo per il deposito in oggetto (ORIZZONTE C) un valore di 38°, tenendo conto anche della presenza di livelli ciottolosi.

Analogamente si può definire il valore di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}), parametro che descrive il comportamento dei terreni granulari alle elevate deformazioni, in cui si ha l'assenza di variazioni di volume ed una resistenza disponibile corrispondente allo stato critico (LANCELLOTTA, 1987). *Lambe & Whitman* propongono per tale parametro dei valori compresi tra 32° e 36°: cautelativamente si assumerà $\phi_{cv} = 34°$. Trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli si assumerà un valore nullo della coesione. Infine il peso di volume può essere valutato sulla base delle correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), che per terreni di questa granulometria permette di stimare un valore di 20 kN/m³. Riassumendo per i terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli costituenti l' ORIZZONTE C si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici:

γ' [t/m ³]	c' [kPa]	Dr [%]	N _{SPT} [colpi/ft]	ϕ'_p [°]	ϕ'_{cv} [°]	ORIZZONTE C
2,0	0,0	50÷60	>40	38°	34°	

Le sabbie grossolane compatte di color bruno rossiccio, localmente limose, affioranti a partire da una profondità variabile da 6,0 m a 9,0 m c.ca dal p.c. (ORIZZONTE D) possono essere caratterizzati nel modo seguente:

γ' [t/m ³]	c' [kPa]	Dr [%]	N _{SPT} [colpi/ft]	ϕ'_p [°]	ϕ'_{cv} [°]	ORIZZONTE D
1,9	0,0	50÷60	30÷40	36°	32°	

5.2 Caratterizzazione sismica del sedime

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", la suddetta stratigrafia e le relative caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime fondazionale nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

In termini di risposta sismica locale, considerato che l'area in esame è posta in Zona 3 della D.G.R. n. 6-887 del 30 dicembre 2019, con categoria topografica T1 e sottosuolo di categoria C, i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

- a_g = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = 0,049 g
- S_s = amplificazione stratigrafica = 1,50
- S_t = amplificazione topografica = 1,00
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0,721 m/s²
- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,200
- K_h = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,015
- K_v = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,007

Si demanda comunque all'attuazione dei singoli lotti del PEC l'accertamento in sito del profilo sismico del sottosuolo e la definizione dei parametri sismici sito specifici, al fine di supportare le relative valutazioni strutturali per il rilascio dei singoli titoli edilizi abilitativi.

5.3 Verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione non risulta necessaria in quanto – con riferimento al punto 1 dell'art. 7.11.3.4.2 "Esclusione dalla verifica a liquefazione" del D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" – l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta minore di 0,1 g.

5.4 Tipologie fondazionali e capacità portante

Come già accennato precedentemente, la ricostruzione stratigrafica e la parametrizzazione geotecnica condotta hanno evidenziato la presenza di un complesso di terreni superficiali con scadenti caratteristiche geotecniche (ORIZZONTE A, affiorante fino ad una profondità variabile da un minimo di 0,6 m ad un massimo di 1,5 m dal p.c.). Si impone pertanto il raggiungimento del sottostante ORIZZONTE B sabbioso quale sedime di imposta delle fondazioni per le strutture in progetto.

Sono state pertanto verificate soluzioni fondazionali dirette tipo plinti di lato $B=1,5\div 2,5$ m e fondazioni nastriformi di lato $B=1,0\div 1,5$ m e lunghezza $L \gg B$ immorsate in corrispondenza dell'

ORIZZONTE B sabbioso a c.ca -1,5 m dal p.c., considerando cautelativamente una profondità della falda acquifera pari alla massima salienza riscontrata in sito (-1,3 m da p.c.).

La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**, utilizzando l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

dove:

E_d = pressioni agenti alla base della fondazione

R_d = capacità portante di calcolo

γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con la seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

dove:

N_d = azione normale di progetto

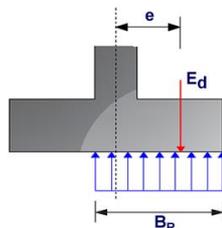
$A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta

Per fondazioni quadrate o rettangolari l'area ridotta risulta $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



dove:

$e = N_d / M_d$ = eccentricità dei carichi

In mancanza d'indicazioni sulle azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno: si evidenzia quindi che le azioni di progetto E_d [la cui definizione è

demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza R (ed indicate nel seguito come Rd). Si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, come precedentemente definiti.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il Programma LOADCAP® della Geostru: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano. Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa sopportare il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi'$$

s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

I fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H sono

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H/L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Infine, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z di Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Le verifiche effettuate utilizzando il metodo precedentemente descritto hanno fornito i valori R_d per la verifica allo stato limite ultimo (**SLU**) riportati nella tabella seguente.

tipologia	Approccio 2		
	$Q_{lim.}$ (kg/cm ²)	R_d (kg/cm ²)	coeff. di sottofondo k Winkler (kg/cm ³)
	M1	M1+R3	
plinto 1,5 x 1,5 m	9,55	5,30	3,82
plinto 2,0 x 2,0 m	10,10	5,61	4,04
plinto 2,5 x 2,5 m	10,80	6,00	4,32
nastriforme 1,0 x 10 m	7,04	3,91	2,82
nastriforme 1,5 x 10 m	8,37	4,65	3,35

I valori di R_d ottenuti non possono essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE* [1984].

Il programma infatti permette, qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, di effettuare il calcolo dei cedimenti con il metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{SPT} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

con: t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di N_{AV} , che rappresenta la media "conservativa" dei valori N_{SPT} all'interno della profondità significativa z (funzione del lato della fondazione) cautelativamente pari a 12 colpi/piede. Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si considera un cedimento max. amm. $S_{max} = 25$ mm (Terzaghi e Peck, 1967) calcolato nell'immediatezza dell'applicazione dei carichi e dopo trent'anni; La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni C_d (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI (SLE)

tipologia	S_{imm} (mm)	S_{max} (mm)	C_d (kg/cm²)
plinto 1,5 x 1,5 m	16,56	24,84	2,6
plinto 2,0 x 2,0 m	16,07	24,10	2,1
plinto 2,5 x 2,5 m	15,84	23,76	1,8
nastriforme 1,0 x 10 m	16,24	24,37	2,3
nastriforme 1,5 x 10 m	16,08	24,13	1,8

Le azioni di progetto E_d (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di C_d sopra indicati.

La scelta progettuale ed il dimensionamento delle fondazioni dovranno essere valutati in funzione dei reali carichi di esercizio previsti da progetto; le dimensioni delle fondazioni sopra indicate ed adottate nei calcoli sono comunque da intendersi come *dimensioni efficaci* della fondazione.

6. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

Gli interventi in progetto non contemplano la formazione di scavi di sbancamento, se non quelli relativi alla posa delle fondazioni; poiché gli interventi in progetto si localizzano in ambito subpianeggiante e non modificheranno in modo sostanziale le condizioni di attuale equilibrio dell'insieme opera-territorio, non si ritiene necessario procedere ad una verifica numerica della stabilità dell'insieme opera-terreno.

7. ACQUE SUPERFICIALI E IPOGEE - INTERFERENZA CON LE FONDAZIONI

Le indagini effettuate e i dati raccolti hanno evidenziato la presenza di una prima falda superficiale ad una profondità di circa $-2,5 \div 3,5$ m dal piano campagna attuale ospitata entro un acquifero prevalentemente ghiaioso-sabbioso: in questo settore la falda superficiale può ritenersi di tipo libero e può essere soggetta a significative oscillazioni periodiche stagionali, così come osservato a seguito degli eventi alluvionali del 28÷30 Maggio 2008. Nel dettaglio i piezometri installati in corrispondenza dei fori di sondaggio hanno evidenziato come localmente, nel settore occidentale dell'area (piezometro S2), la falda possa attestarsi a c.ca $-1,3$ m dal p.c.: ciò comporta pertanto una potenziale interferenza tra la falda e le opere di fondazione in progetto, per le quali è stata prescritta una profondità minima di imposta pari a $1,5$ m dal p.c. attuale. A tal proposito, nei calcoli fondazionali sopra elaborati è stata cautelativamente considerata una quota della falda pari a quella massima riscontrata in sito ($-1,3$ m dal p.c.); si evidenzia altresì che sarà necessario adottare gli usuali metodi di impermeabilizzazione della soletta e delle stutture fondazionali. Si rammenta che non è prevista la realizzazione di locali interrati.

Per quanto concerne la gestione delle acque meteoriche, tutte le aree impermeabilizzate di neoformazione - compresi piazzali, aree di sosta e manovra - dovranno essere dotate di una rete di caditoie e griglie per la raccolta delle acque meteoriche. Le acque meteoriche, unitamente alle acque provenienti dai piazzali e dalle aree di manovra, dovranno quindi essere smaltite in idoneo recettore o nel sottosuolo.

8. CONCLUSIONI E CRITERI OPERATIVI

Le indagini condotte hanno consentito di ricostruire il modello concettuale geotecnico del sottosuolo, di individuare le più idonee soluzioni fondazionali e di valutare la capacità portante ammissibile del terreno, individuando altresì la profondità della prima superficie piezometrica.

Si riporta pertanto quanto segue:

- mediante prove penetrometriche dinamiche **SPT** effettuate all'interno dei n°2 fori di sondaggio si è proceduto alla definizione dei parametri geotecnici rappresentativi dei terreni attraversati;
- sono state individuate quattro unità geotecniche principali di cui una superficiale (ORIZZONTE A) affiorante fino a circa $-0,6 \div 1,5$ m caratterizzata da scadenti caratteristiche

geomeccaniche. Si impone pertanto il raggiungimento del sottostante ORIZZONTE B quale sedime di imposta delle fondazioni per le strutture in progetto;

- sono state verificate soluzioni fondazionali di tipo diretto superficiale immorsate all'interno dell'ORIZZONTE B con piano di imposta a - 1,5 m dal piano campagna attuale, ottenendo i seguenti valori di capacità portante ammissibile del terreno verificati ai cedimenti:

tipologia	S _{imm} (mm)	S _{max} (mm)	Cd (kg/cm ²)
plinto 1,5 x 1,5 m	16,56	24,84	2,6
plinto 2,0 x 2,0 m	16,07	24,10	2,1
plinto 2,5 x 2,5 m	15,84	23,76	1,8
nastriforme 1,0 x 10 m	16,24	24,37	2,3
nastriforme 1,5 x 10 m	16,08	24,13	1,8

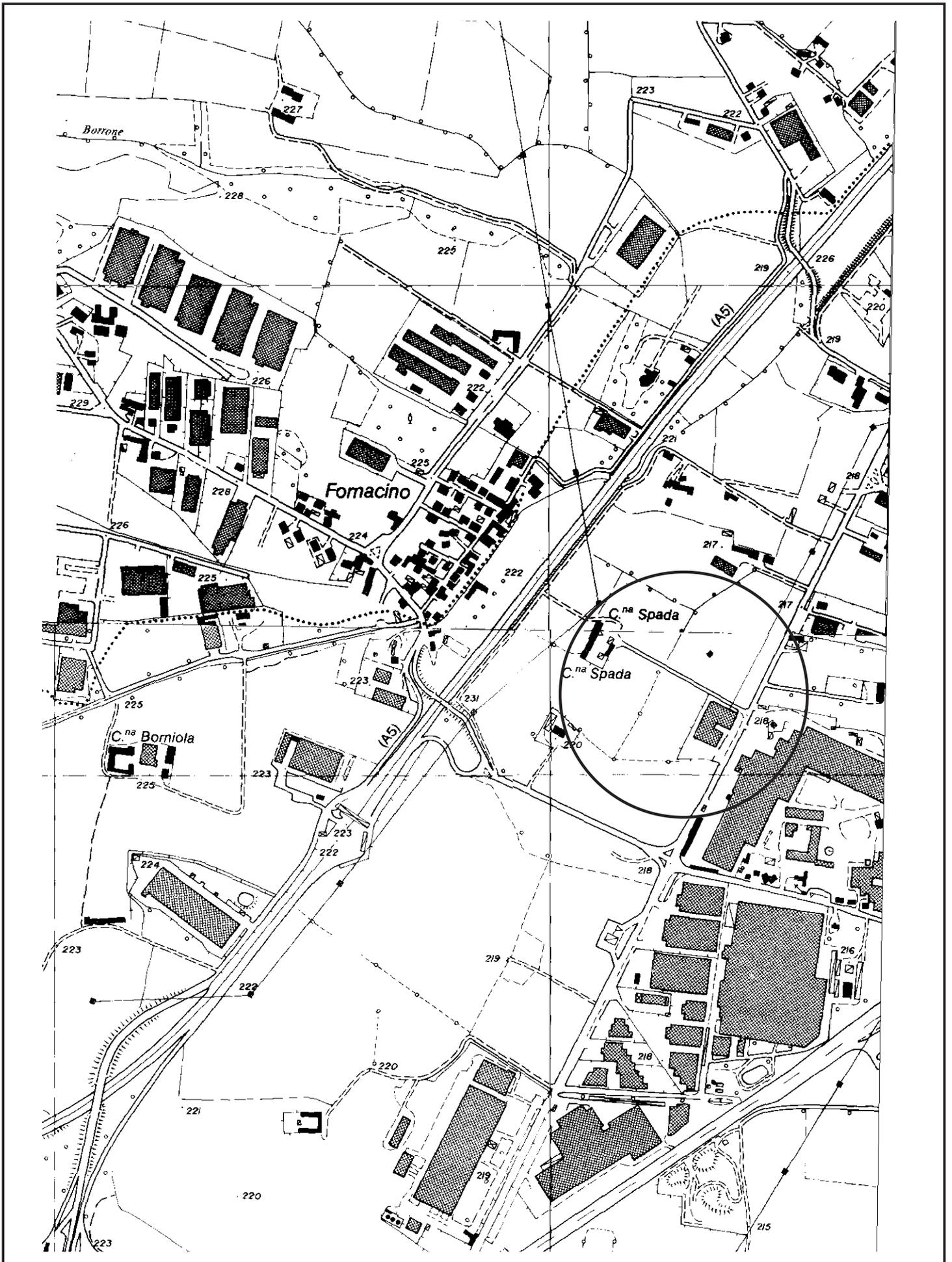
- il modello di circolazione delle acque può essere riconducibile ad una falda superficiale generalmente libera attestata a circa 2,5÷3,5 m di profondità ma la cui quota piezometrica oscilla significativamente in funzione del regime degli apporti sia sotterranei che meteorici. I piezometri installati in corrispondenza dei fori di sondaggio hanno evidenziato come vi sia localmente una tendenza al ristagno e alla formazione di temporanee falde sospese in corrispondenza di orizzonti superficiali poco permeabili: ciò comporta pertanto una potenziale interferenza tra la falda e le opere di fondazione in progetto, per le quali è stata prescritta una profondità minima di imposta pari a 1,5 m dal p.c. attuale. Tale fattore è stato tenuto in debito conto nei calcoli per la verifica della capacità portante.

L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geotecnica e sismica degli interventi in progetto, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente.

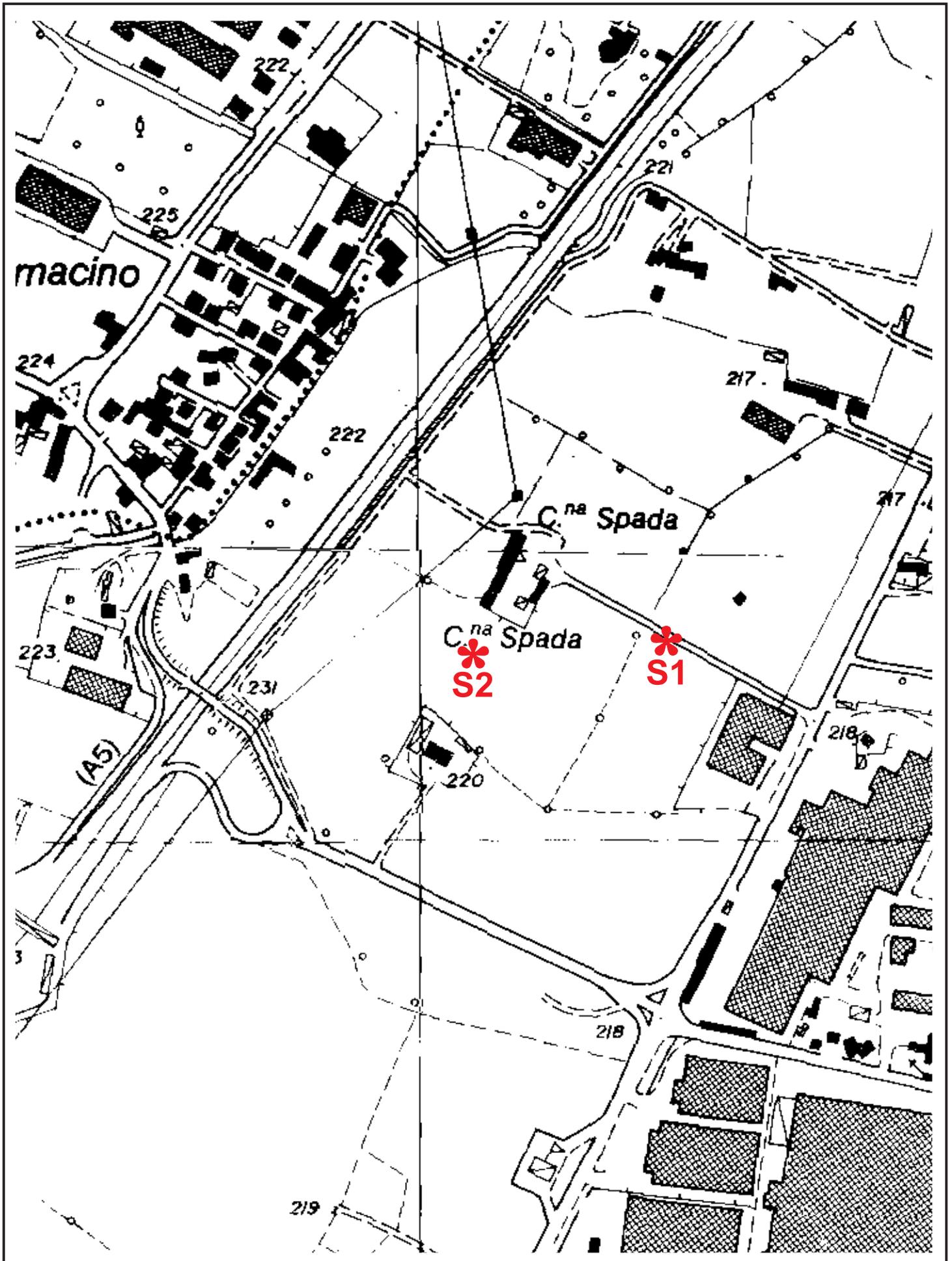
Torino, lì 18 Settembre 2020

geol. Pietro Campantico

Collaborazione:
geol. Giulia Ghidone



COROGRAFIA GENERALE - scala 1:10.000 -
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezioni n°156010 e 156050



Planimetria con ubicazione dei sondaggi - scala 1:5.000



Committente: NORD - OVEST S.r.l.
 Cantiere: Settimo Torinese
 Sito indagine:
 Attrezzatura: CMV Mk 600 F

Sondaggio

Foglio

S. 2

1

Operatore
 Sig. Arzedi G.

Via Arbe 27/b 10136 Torino
 tel. 011 357231 - fax 011 3270105
 info@geotek.net - www.geotek.net

Data inizio 22/03/07

Data ultimazione 22/03/07

Responsabile cantiere

Dott. Colla M.

