Copia conforme all'originale
Prot. N. 5884 del 14/09/00
approvato con deliberazione
Consiglio Comunale N. 56
del 27/09/00

IL DIRIGENTE SETTORE TERRITORIO
Ing. Alberto LOCATELLI

Comune di Sanremo (IM)

Titolo lavoro: S.U.A. di Pian di Poma

Committente: Comune di Sanremo

Oggetto: Relazione geotecnica

Progettista: Arch CATTANEO Valter
via Garibaldi 17
12027 PIETRA LIGURE (SV)
Tel.019 626818/Fax 019 625320

Collaboratori: Arch PARENTI Andrea
Arch. COLOMBINI Cristina
Geom. BESAGGIO Gian Pietro

Allegato
A

Data
24-01-2000

INDICE

1. INTRODUZIONE 3

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO 5
2.1 Situazione topografica e descrizione del sito 5
2.2 Geologia dell'area 5

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO 7
3.1 Riferimenti normativi 8
3.1.1 Normativa nazionale 8
3.1.2 Normativa regionale 9

4. INDAGINE GEOGNOSTICA 10
4.1 Programma dell'indagine 10
4.2 Profilo stratigrafico 11
4.3 Prove penetrometriche dinamiche SPT 14
4.4 Falda acquifera 16
4.4.1 Idrogeologia dell'area 17
4.5 Supplementi di indagine 19

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 21
5.1 Densità relativa 21
5.2 Parametri di resistenza 23
5.3 Parametri di deformabilità 24
5.4 Parametri di spinta 25
5.5 Capacità portante e cedimenti 25

6. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE LEGATE ALLE NUOVE REALIZZAZIONI 28
6.1 Interferenze con gli edifici adiacenti 28
6.2 Fondazioni 28

6.3 Scavi sotto falda 32
6.4 Opere speciali per il sostegno dei fronti di scavo 36
6.5 Rilevati e riporti 37
6.6 Scavi 37
6.7 Problematiche geotecniche per costruzioni in zona sismica 38
6.8 Problemi legati all'idrogeologia dell'area 38

7. CONCLUSIONI 39

BIBLIOGRAFIA

FIGURE

APPENDICE 1. INDAGINE GEOGNOSTICA

1. INTRODUZIONE

Su richiesta del Comune di Sanremo (consulenza affidata con approvazione da parte del Consiglio Comunale in data 7 dicembre 1996, delibera # 1719) lo scrivente è stato incaricato di redigere lo **studio geotecnico preliminare di fattibilità** per il nuovo insediamento che si intende realizzare in località **Pian di Poma**.

Nel presente documento verranno pertanto fornite alcune considerazioni geotecniche relative alla caratterizzazione dei terreni rinvenuti sull'area, alla luce delle caratteristiche delle strutture e degli edifici che fanno parte del nuovo piano insediativo.

Il documento è pertanto stato suddiviso nelle seguenti 5 parti principali, che sono così ripartite:

- studio geologico (riprendendo la documentazione a suo tempo prodotta dal dott. Bensa);
- descrizione del tipo di indagine geognostica condotta sull'area sotto la direzione tecnica dello scrivente;
- caratterizzazione stratigrafica dei terreni;
- definizione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità degli strati rinvenuti;
- considerazioni generali sulle tipologie fondazionali, sui movimenti di terra, sulla posizione della falda acquifera, etc. e sulle problematiche che dovranno essere affrontate in fase di esecuzione.

Nella parte finale conclusiva non mancano inoltre alcune importanti considerazioni sul proseguimento dell'indagine in fase di dimensionamento delle strutture di fondazione, alla luce del fatto che al momento della stesura del presente documento permangono troppe incognite per poter fare considerazioni più mirate sulle calcolazioni geotecniche definitive, scopo questo che esula in maniera decisa dagli spiriti propositivi della normativa di riferimento, sia nazionale che regionale.

E' ovviamente compresa - nella parte introduttiva generale - una descrizione delle opere che si intende costruire.

L'Appendice 1 riporta nel dettaglio i risultati della campagna geognostica con tutte le stratigrafie rinvenute.

Da un punto di vista legislativo viene fatto riferimento alle due seguenti normative, a carattere nazionale e locale:

- D.M. 11.03.1988, *"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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";*
- legge regionale # 24 della Regione Liguria del 8 luglio 1987, *"Disposizioni per lo snellimento delle procedure urbanistiche in attuazione della legge 28 febbraio 1985, n° 47 e disciplina degli strumenti urbanistici attuativi".*

Quanto prescritto dalla normativa viene ripreso e commentato con maggior dettaglio nel seguito.

Lo studio in esame è esteso a quella parte di terreno che verrà influenzata dai carichi trasmessi dai nuovi manufatti.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

2.1 Situazione topografica e descrizione del sito

Il rilevato - che si estende tra Capo Pino ad ovest e gli ultimi stabilimenti balneari della Foce ad est - presenta dimensioni medie dell'ordine di un chilometro nel senso parallelo alla costa e di circa 200 - 250 m nel senso trasversale: attualmente l'area è quasi tutta asfaltata ed è adibita a piazzale parcheggio per le giostre, nel suo settore ovest, e a centro sportivo nella parte centrale, con campi da calcio e da baseball, oltre che a zona di parcheggio per camper. All'estremo est l'area si presenta in condizioni di moderato abbandono, con una pista ciclabile praticamente inutilizzata e con zone incolte e semi abbandonate.

Da un punto di vista topografico l'area non presenta particolari singolarità: trattandosi già di uno riempimento a mare realizzato ormai al piede del versante oltre la linea della ferrovia la morfologia attuale è sostanzialmente pianeggiante, in particolare nella seconda metà in prossimità della linea di costa. Dalla parte della ferrovia si ha invece un leggero rialzo altimetrico, dell'ordine della decina di metri, per il collegamento con la rete viaria cittadina, e con l'Aurelia in particolare.

2.2 Geologia del sito

La geologia dell'area è stata studiata dal dott. geol. Bensa, di Genova, nel 1985: in quella occasione venne redatta una Relazione Geologico - Tecnica ai fini degli studi urbanistici del Piano Particolareggiato L4, con particolare riferimento alla sismicità dell'area oggetto di studio.

Quel documento riporta molte interessanti conclusioni, alcune delle quali già mirate a fornire importanti indicazioni per la costruibilità dell'area, tanto che lo scrivente ha tratto dal testo utili indicazioni ai fini della progettazione

dell'indagine geognostica oggetto di questo studio e della scelta del tipo di prove da condurre per un caratterizzazione della stessa a scopi progettuali.

Considerata la complessità estrema del sito - di cui si discuterà con maggior dettaglio nel seguito - appare utile riportare in questa sede le conclusioni più importanti a cui si giunse in quel rapporto.

In particolare si ricorda quanto segue:

- l'intera area è costituita da terreni sciolti di riporto, confinanti a nord con i resti derivanti dal disfacimento delle antiche falesie e della linea di costa e a sud con i depositi marini sabbioso ghiaioso, in parte derivanti dalla progressiva erosione in corso da parte del mare ai danni del rilevato stesso, con fenomeni di degrado della linea di costa ripetuti e continui, anche in occasione di eventi meteorologici non particolarmente significativi. Non mancano all'estremità est aree formate da depositi di tipo fluviale;
- tutta la zona di Pian di Poma appare costituita da depositi di riporto artificiale di caratteristiche fisiche e granulometriche molto disparate, a seguito dei riporti di materiale proveniente da aree molto diverse, spesso distanti tra loro e pertanto molto eterogenee;
- geomorfologicamente l'area ha previsto uno spostamento della linea di costa, circa parallelamente a se stessa, dall'attuale linea ferroviaria fino alla posizione occupata ora;
- da un punto di vista delle falde acquifere l'area presenta una situazione piuttosto variegata, con il livello della falda circa coincidente con quello del mare, anche se non mancano discontinuità evidenti, così come meglio discusso nel seguito;
- per effetto dell'erosione marina la linea di costa risulta in deciso e costante arretramento, così come confermatomi dai tecnici comunali nel corso dei sopralluoghi eseguiti in corso d'opera.

Alla relazione del dott. Bensa sono allegate 2 tavole, la # 1 è la carta di sintesi geologica e geomorfotettonica, mentre la # 2 è la carta di zonazione sismica.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

L'area denominata Pian di Poma si trova localizzata alla periferia Ovest della città, in un grande spiazzo compreso tra la via Aurelia e la linea di costa.

Il nuovo piano di insediamento prevede la costruzione di una serie di opere di una certa importanza che comprendono:

- uno stadio per il calcio. Il piano di gioco è previsto ribassato rispetto all'attuale piano campagna di alcuni metri, per cui verranno eseguiti notevoli movimenti di terra per la sua realizzazione;
- in adiacenza allo stesso un ulteriore campo di calcio per allenamento;
- un grande albergo con parcheggi sotterranei di supporto all'area;
- un campo da baseball;
- un palazzetto dello sport di tipo polifunzionale, sfruttabile per più eventi, eventualmente anche non specificatamente sportivi;
- una ulteriore piastra di parcheggi per autovetture, parzialmente interrata;
- revisione generale della viabilità.

La linea di costa attuale subirà una decisa riprofilatura, con espansione a mare per alcuni metri rispetto alla configurazione attuale. Sono previste massicce opere di protezione per prevenire i gravi danni che attualmente le mareggiate provocano alla linea di costa, non protetta e quindi soggetta a forte erosione.

L'intera viabilità della zona verrà fortemente modificata con la realizzazione del nuovo progetto, attraverso lo spostamento dell'attuale via Aurelia e la costruzione di una grande rotonda di accesso all'area. Anche per la sede della ferrovia sono previste sostanziali modifiche, in previsione del graduale progressivo spostamento che la linea principale subirà, allontanandosi dalla linea di costa.

3.1 Riferimenti normativi

I riferimenti normativi sono, come detto, a carattere nazionale e regionale. Si espone brevemente nel dettaglio quanto riportato nei due documenti.

3.1.1 Normativa nazionale

In campo nazionale la legge di riferimento per le problematiche geotecniche è rappresentata dal D.M. 11.03.1988, *"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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".*

Questa legge riporta un intero capitolo (H) relativamente agli studi geognostici che bisogna esperire per la fattibilità geotecnica di opere su grandi aree. Tra le opere da considerare vengono infatti inclusi tutti i nuovi insediamenti urbani, di tipo civile ed industriale, le opere marittime e le difese costiere e le bonifiche e sistemazioni del territorio.

Con maggior dettaglio al punto H2 si dice che *"gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica debbono essere estesi a tutta ala zona di possibile influenza degli interventi previsti. Saranno inoltre considerati gli effetti di subsidenza indotti dalla modifica del regime delle acque superficiali e profonde, nonché da asportazioni e riporti di materiali terrosi".*

Inoltre *"per l'elaborazione di piani urbanistici in zone sismiche le indagini debbono essere finalizzate alla caratterizzazione del territorio per la ricerca dei parametri di progetto in accordo con quanto previsto dalle norme sismiche".*

Al capitolo H3, relativo alle verifiche di fattibilità si dice anche che *"occorre verificare la fattibilità dell'insieme dal punto di vista geologico e geotecnico e, se necessario, individuare i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del*

sottosuolo. Per le zone sismiche si dovrà documentare il rispetto dei previsti vincoli".

3.1.2 Normativa regionale

In campo regionale il riferimento normativo è invece costituito dalla legge regionale # 24 della Regione Liguria del 8 luglio 1987, *"Disposizioni per lo snellimento delle procedure urbanistiche in attuazione della legge 28 febbraio 1985, n° 47 e disciplina degli strumenti urbanistici attuativi".*

Questa legge ha valenza prettamente urbanistica e giustamente non considera nel dettaglio le problematiche geotecniche; sono comunque riportati i seguenti importanti richiami:

- art. 2, punto h), è necessaria "*la dimostrazione della fattibilità geotecnica delle opere*";
- art. 2, punto 4, "*nei Comuni il cui territorio sia stato dichiarato soggetto a rischio sismico ..... la fattibilità deve essere effettuata con particolare riferimento agli accertamenti previsti dall'art. 3, primo comma, della legge regionale 29 del 23 luglio 1983*";
- art. 3, sono richiesti gli elaborati "*di indagine e di verifica sotto il profilo geotecnico della fattibilità delle opere previste, in conformità alle norme tecniche di cui al decreto ministeriale 21.1.1981 (sostituito da quello 11.3.1988) ...*".

Tutti gli studi ed indagini previsti dalla normativa sono stati condotti e riassunti in questo rapporto.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

In ottemperanza a quanto prescritto dalle normative precedentemente citate è stata condotta una indagine geognostica tesa a definire la stratigrafia di tutti i terreni di Pian di Poma. L'indagine è stata portata a termine dalla RCT di Liscate (MI) primaria ditta nazionale del settore nata dalla fusione tra la Radaelli e Castellotti e la Tecnosol.

Lo scrivente è stato responsabile dei lavori, sia nella fase di progettazione e definizione del tipo di indagini da svolgere sia nella fase di direzione degli stessi, con frequenti visite in sito che hanno anche condotto ad una parziale modificazione del programma originale, in seguito ai risultati ottenuti in corso d'opera: una delle perforazioni veniva infatti allungata di 3 m per cercare di raggiungere una profondità maggiore.

L'indagine è stata condotta sulla scorta delle relative specifiche tecniche redatte dallo scrivente (Comune di San Remo, SUA Pian di Poma, Indagine geognostica per lo studio di fattibilità geotecnica, Specifiche tecniche, documento # 87.9697 del gennaio 1997). Le prove sono state condotte con la costante assistenza di personale qualificato (geologo) da parte della RCT.

4.1 Programma delle indagine

La documentazione RCT riporta la posizione planimetrica dei fori eseguiti: si è cercato, per quanto possibile, di coprire tutta l'area interessata dal futuro insediamento, per lo meno per la parte accessibile. Trattandosi di una fattibilità geotecnica ai fini di uno studio urbanistico è evidente che le indagini ed i risultai descritti nel seguito non possono in nessun modo essere considerati esaustivi ai fini di una successiva progettazione esecutiva delle strutture e che quanto esposto qui dovrà in quella sede essere opportunamente aggiornato ed approfondito.

L'indagine - che rivestiva carattere preliminare ai fini dello studio di fattibilità geotecnica - è stata strutturata sulla base delle seguenti prove:

- perforazioni di sondaggio;
- prove penetrometriche dinamiche SPT;
- installazione di piezometri.

In particolare sono stati eseguiti 4 fori di sondaggio di cui 3 spinti alla profondità di 15 m ed 1 foro alla profondità di 19 m. Due fori sono stati attrezzati a piezometro e nel corso delle prove sono state condotte diverse prove penetrometriche dinamiche del tipo SPT.

I fori sono stati eseguiti in corrispondenza delle future opere (Figure 1, 2 e 3):

- **sondaggio 1:** appena dentro l'attuale ingresso carrabile all'area, in corrispondenza di uno degli spigoli delle tribune dello stadio principale;
- **sondaggio 2**: tra il campo da baseball attuale ed il primo dei campi di calcio in terra che già esistono sull'area, in corrispondenza all'incirca del futuro albergo;
- **sondaggio 3**: poco oltre le baracche che fungono da spogliatoio alla società sportiva Carlin's Boys, in corrispondenza di una delle piastre parcheggio previste sull'area e non distante dall'estremità del palazzetto polifunzionale;
- **sondaggio 4**: sulla pista ciclabile inutilizzata, più spostato verso mare rispetto agli altri 3 fori, all'estremità del palazzetto polifunzionale.

I risultati di dettaglio sono riportati nella Appendice 1.

4.2 Profilo stratigrafico

In questo capitolo verranno esaminate nel dettaglio le stratigrafie dei terreni rinvenuti. Come si vedrà i risultati ottenuti confermano in pieno quanto esposto in misura più qualitativa nel rapporto Bensa (redatto senza perforazioni di sondaggio).

- **Sondaggio 1 (15 m)**

Il sondaggio è stato eseguito a partire da una quota indicativa di + 13 m sul livello del mare ed è stato spinto fino alla profondità di 15 m dal piano campagna.

Per i primi 12.6 m si ha materiale di riporto di caratteristiche eterogenee, composto da ciottoli e blocchi, anche di grandi dimensioni, con resti vegetali e lateritici, pure alla massima profondità di interesse.

Al di sotto si rinvengono i depositi originari marini composti da ghiaia medio grossolana in matrice sabbiosa: è quantomeno curioso il ritrovamento, a queste profondità, di ciottoli a litologia e mineralogia completamente differente da quella del sanremese, verosimilmente giunti fino a qui grazie al trasporto delle correnti marine e con provenienza dai massicci rocciosi posti sulla costa francese oltre Nizza.

- **Sondaggio 2 (15 m)**

Il sondaggio è stato eseguito a partire da una quota indicativa di + 9 m sul livello del mare ed è stato spinto fino alla profondità di 15 m dal piano campagna.

La stratigrafia rinvenuta è del tutto analoga a quella del foro precedente per i primi 12 m: al di sotto è stato invece rinvenuto uno strato di arenaria grigia.

L'arenaria si presenta estremamente compatta ed è stata estratta in spezzoni di carote molto compatte e consistenti, con matrice litoide molto chiusa ed elevata resistenza. Non è stato possibile appurare se questo materiale rappresenti il substrato originale, in un punto in cui verosimilmente il versante si spingeva più verso il mare o se il rinvenimento sia dovuto alla presenza di un enorme blocco di arenaria proveniente da scavi eseguiti in altra area: visti i risultati delle altre perforazioni lo scrivente propende maggiormente per la seconda ipotesi, anche se in questo caso si tratterebbe di un blocco

veramente di grandi dimensioni (forse attraversato nel senso della sua diagonale maggiore).

- **Sondaggio 3 (15 m)**

Il sondaggio è stato eseguito a partire da una quota indicativa di + 8.5 m sul livello del mare ed è stato spinto fino alla profondità di 15 m dal piano campagna.

Anche in questo caso la zona superiore è rappresentata da riporto eterogeneo, di potenza circa 8.5 m e quindi spinto circa fino al piano del mare. Al di sotto - come nel sondaggio 1 - è stata rinvenuta ghiaia medio grossolana con blocchi arenacei e calcarei.

E' interessante notare - ed è comune ai 4 fori - la presenza di resti vegetali e torbosi all'interno del riporto, a testimoniare la sua origine di riporto proveniente da altre aree: questi resti si trovano infatti a profondità variabili e quindi sono sicuramente indice di materiale accumulato alla rinfusa.

- **Sondaggio 4 (18 m)**

Il sondaggio 4 è stato approfondito di ulteriori 3 m rispetto ai 3 fori precedenti, alla luce delle stratigrafie che erano state fino ad allora rinvenute e con la speranza di poter rinvenire il substrato originale di base.

Questa speranza è risultata vana in quanto:

- nonostante il foro fosse solo a + 8 m rispetto al mare il riporto si è rivelato molto più potente, addirittura oltre 13 m;
- al di sotto si è comunque rinvenuto il materiale di deposito marino ghiaioso sabbioso.

Le percentuali di carotaggio sono da ritenersi discrete, ove si tenga conto della naturale difficoltà di campionamento di questo tipo di materiali.
Con le perforazioni di sondaggio sono state raggiunte le profondità di terreno interessate dai bulbi di pressione generati dall'applicazione di nuovi

carichi senza arrecare disturbo al terreno naturale in posto e senza richiedere l'esecuzione di grandi scavi.

Le carote estratte - una volta fotografate - sono state lasciate a disposizione dal Comune di Sanremo, per poter essere riutilizzate nella futura fase esecutiva.

In termini di considerazioni generali è interessante rilevare quanto segue:

- è stato dimostrato come - **a grande scala - il rilevato sia composto da materiale di riporto e vi sia quindi una notevole omogeneità stratigrafica**;
- permane qualche dubbio sulle caratteristiche degli strati, in quanto sembrerebbe strano che - in certi punti come il sondaggio 4 - il terreno di riporto si estenda al di sotto del livello del mare: questo potrebbe essere dovuto alla presenza di qualche depressione profonda sull'originale fondo del mare che ha richiesto un maggior apporto di materiale ovvero alla difficoltà di riconoscere effettivamente il riporto dai sedimenti marini - hanno infatti le stesse caratteristiche - e quindi dalla localizzazione imprecisa del confine litologico tra i due strati;
- **nell'ambito del materiale di riporto si ritrova una eterogeneità notevole** di materiale, di diversa origine e provenienza, con caratteristiche geotecniche molto variabili e quindi difficilmente valutabili (si veda anche il rapporto Bensa).

4.3 Prove penetrometriche dinamiche SPT

Le prove penetrometriche dinamiche ci forniscono una misura indiretta del grado di addensamento dei depositi investigati, ed indirettamente della loro resistenza e deformabilità attraverso correlazioni numeriche derivate da sperimentazioni su casi pratici.

L'analisi di dettaglio permette di esprimere le seguenti considerazioni:

- **Sondaggio 1**

Sono state eseguite 5 prove alle profondità di 6, 7.5, 9, 10.5 e 13.5 m: dai risultati si evince chiaramente come il terreno di riporto sia molto sciolto, essendoci una media di risultati pari a soli 13.5 colpi piede.

Il deposito marino sembrerebbe essere più compatto avendo registrato un rifiuto della prova. Tale risultato potrebbe peraltro essere dovuto alla presenza di un grande ciottolo e quindi dovrà essere confermato in sede esecutiva.

- **Sondaggio 2**

Sono state eseguite 3 prove nel terreno di riporto: i risultati sono confortanti in quanto si registra un incremento dei valori dei colpi / piede con la profondità: 12 colpi a 6 m, 22 colpi a 9 m e 21 colpi a 12 m.

Non sono state eseguite prove nel deposito ghiaioso marino.

- **Sondaggio 3**

Le prove del sondaggio 3 sono tutte andate a rifiuto, verosimilmente per l'influenza negativa di grandi ciottoli, specie quando le si compari con i risultati degli altri fori.

Tale ipotesi è confermata dai modesti avanzamenti a rifiuto, a testimoniare l'impuntamento dello strumento contro un ostacolo insormontabile.

- **Sondaggio 4**

La prova 4 ha dato risultati contrastanti in quanto nell'ambito del riporto si registrano valori di 11, 18 e 12 colpi / piede alle profondità di 5, 9 e 12 m: questo andamento dimostra che la prova intermedia è stata influenzata da un ciottolo che ha opposto più resistenza, gli altri due valori sono ancora tipici di depositi molto sciolti.

L'ultima SPT, eseguita nel deposito marino a 15 m di profondità ha dato rifiuto e valgono pertanto le stesse considerazioni già espresse per i risultai del sondaggio 1.

- **Considerazioni finali sui risultati delle prove penetrometriche**

L'analisi dei risultati ottenuti dalle prove penetrometriche consente di trarre le seguenti importanti considerazioni:

- **il terreno di riporto presenta caratteristiche di addensamento piuttosto basse**, come peraltro era ipotizzabile vista la sua storia recentissima;
- i depositi marini sembrano essere più compatti ma i risultati delle prove potrebbero essere inficiati dalla presenza di grandi ciottoli e pertanto su questo aspetto nella fase progettuale bisognerà procedere ad un approfondimento con prove ulteriori e differenti da quelle qui condotte.

4.4 Falda acquifera

Due fori (1 e 3) sono stati attrezzati a **piezometro** in modo da consentire all'Amministrazione di avere già in sito della strumentazione di monitoraggio del livello della falda acquifera per poter avere degli importanti dati di confronto nel periodo di transizione che dovrà forzatamente intercorrere per le approvazioni urbanistiche e la redazione dei progetti. I piezometri sono infatti costituiti da tubi in plastica forati che vengono calati, opportunamente protetti, all'interno di fori di sondaggio di piccolo diametro (8 - 10 cm) e che consentono una stabilizzazione del livello della falda in modo da poterne leggere e monitorare le variazioni anche su un periodo temporale molto esteso.

L'importanza di tale strumentazione è evidente quando si pensi alla eterogeneità dei materiali che costituiscono il rilevato ed all'importanza del livello di falda ai fini delle nuove costruzioni: il piano delle acque sotterranee

influenza infatti la capacità portante di eventuali fondazioni superficiali e profonde (e quindi le loro dimensioni e quindi il loro costo) e la fattibilità di opere interrate in quanto - pur con le moderne tecnologie - le costruzioni sottofalda richiedono sempre una maggior attenzione e cura nella loro realizzazione, con incremento spesso sensibile dei costi.

I piezometri sono protetti con pozzetti metallici chiusi da lucchetto per evitare danneggiamenti vandalici: le chiavi dei lucchetti sono state consegnate all'ing. Locatelli, dell'Ufficio Tecnico del Comune di San Remo.

Uno schema di perforazione attrezzata a piezometro è riportato in Appendice 1 nella documentazione RCT.

4.4.1 Idrogeologia dell'area

Già il rapporto Bensa aveva individuato nell'idrogeologia uno degli aspetti più complessi per la caratterizzazione dell'area di Pian di Poma da un punto di vista geotecnico.

In particolare si segnalano i seguenti importanti aspetti identificativi:

- vicinanza del mare con una falda di tipo salato - e quindi fortemente corrosiva per le strutture di fondazione - che senza dubbio tende a fare ingresso verso l'entroterra;
- grande permeabilità dei depositi rinvenuti, non solo del riporto ma anche di quelli marini preesistenti, che favoriscono questo rimescolamento idrico sotterraneo;
- eterogeneità dei depositi del rilevato, così che in alcune zone la falda può penetrare senza difficoltà verso l'interno ed in altre - a causa della presenza di strati meno permeabili - rimane più confinata;
- apporti idrici dalle precipitazioni meteoriche, in quanto buona parte del rilevato è adibita ad impianti sportivi non pavimentati, che permettono l'ingresso delle acque piovane nel corpo del rilevato;
- circolazione idrica interna al rilevato di tipo casuale per le ragioni di eterogeneità stratigrafica precedentemente esposte;

- infiltrazione incontrollata dal versante montano retrostante;
- presenza di due rii intubati che attraversano il rilevato e che potrebbero, per semplice obsolescenza delle opere d'arte, funzionare da ricarica ad alcune zone del rilevato;
- analoga possibilità per quanto riguarda la grande tubazione dell'acquedotto del Roya, che taglia longitudinalmente l'area nella sua parte più prossima alla linea ferroviaria;
- possibilità di sifonamenti e rifluimenti delle sacche di acqua interne al rilevato con eventuali sfondamenti di parte dello stesso.

Alla luce di queste considerazioni si è comunque tentato di caratterizzare anche questo aspetto con l'installazione dei piezometri e con le letture in foro nel corso della perforazione: con riferimento alla quota mare i risultati conseguiti sono tali per cui il livello di falda si trova a - 0.2 m nel sondaggio 1, + 0.80 m nel foro 2 e + 0.70 nel foro 3 (già letture piezometriche). Mancano i valori relativi al foro 4 ma **appare evidente che il livello idrico sotterraneo è situato in corrispondenza del mare**, come peraltro era da attendersi alla luce delle considerazioni precedentemente esposte.

Considerata la vicinanza del mare, che funge da elemento fortemente perturbatore dell'equilibrio idrico sotterraneo, si ritiene che il livello di falda così individuato non debba subire significative variazioni (probabile escursione massima inferiore al metro).

4.5 Supplementi di indagine

Poiché il livello di studio di questo rapporto è esteso alla fattibilità delle opere e non al dimensionamento o progetto delle stesse, appare evidente che sarà necessario procedere ad un supplemento di indagine geognostica in sede esecutiva, per la redazione della Relazione Geotecnica definitiva e per la costruzione delle opere.

L'importanza delle strutture oggetto del piano urbanistico comporterà la presenza di carichi al piede dei pilastri estremamente elevati, per il cui appoggio si renderà sicuramente necessario il ricorso a fondazioni profonde, il cui dimensionamento non sarebbe in questa sede possibile con i dati a disposizione (e che comunque esula dagli scopi di questo documento).

Alla luce di queste considerazioni si intende proporre la seguente ipotesi di supplemento di campagna geognostica:

- esecuzione di fori di sondaggio in corrispondenza delle fondazioni delle strutture principali, estesi ad una profondità elevata (dell'ordine dei 30 m almeno) per la verifica della portanza degli strati e per la definizione di un'orizzonte di buone caratteristiche meccaniche che sia in grado di supportare efficacemente le strutture;
- esecuzione di prove del tipo pressiometrico per la caratterizzazione del deposito ghiaioso di origine marina, al fine di superare le incertezze che derivano da una caratterizzazione preliminare basata solamente su prove SPT, quale quella qui riportata;
- esecuzione di prove di permeabilità del tipo Lefranc negli strati ghiaiosi di origine marina per valutarne la permeabilità e poter accertare la fattibilità di certi tipi di intervento (jet-grouting, iniezioni di consolidamento, etc.);
- eventuale caratterizzazione con metodi indiretti dell'intera zona, per avere maggiori indicazioni qualitative sulla consistenza del rilevato (alla luce anche delle considerazioni espresse dal rapporto Bensa e qui confermate);
- monitoraggio continuo dei piezometri (in parte già fattibile da parte del Comune grazie alla strumentazione installata dallo scrivente) ed eventuale incremento del numero degli stessi;
- prelievo di campioni indisturbati su materiali coesivi che dovessero essere rinvenuti: nel caso in cui si dovessero rinvenire altri campioni arenacei come quello del foro 2 sarà opportuno eseguire sugli stessi prove di compressione assiale non confinata per la determinazione del parametro UCS.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla scorta di quanto esposto al Capitolo 3 è ora possibile procedere ad una caratterizzazione degli strati rinvenuti. A questo fine si considereranno il riporto superficiale di natura antropica ed i depositi ghiaiosi di origine marina sottostanti.

La caratterizzazione geotecnica dei vari strati rinvenuti avviene sulla stima e valutazione delle seguenti grandezze:

- **caratteristiche di addensamento (densità relativa, D_R)**;
- **angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate (Φ')** per i materiali sabbiosi e ghiaiosi rinvenuti.

I parametri ottenuti permettono di procedere al dimensionamento delle fondazioni, siano esse dirette od indirette, ed all'eventuale formulazione di proposte progettuali che prevedano l'adozione di metodi di consolidamento dei terreni.

5.1 Densità relativa

Relativamente alla caratterizzazione dei terreni non coesivi esistono vari metodi in letteratura per la stima delle caratteristiche di addensamento dei depositi: poichè invece non esistono correlazioni dirette affidabili tra i risultati delle prove penetrometriche e l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate la stima della densità relativa dei depositi di fondazione rappresenta un passaggio intermedio di primaria importanza per i calcoli finali di stabilità.

La valutazione della densità relativa dei depositi avviene qui a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

Per quanto riguarda la determinazione dalle prove SPT si è ritenuto opportuno procedere in accordo a tre differenti metodi tra i tanti disponibili in

letteratura: questi sono quelli di Terzaghi-Peck (1952), Gibbs-Holtz (1957) ed infine Skempton (1986). I risultati ottenuti sono pertanto:

- Terzaghi-Peck (1952): depositi da molto sciolti a sciolti per quanto riguarda il riporto, con valori di densità relativa intorno a 15 - 20 %;
- Gibbs e Holtz (1957): valori di densità relativa nell'intorno del 25 % per quanto riguarda il riporto del rilevato. I risultati derivano da prove SPT su campioni di sabbia in serbatoi cilindrici di grandi dimensioni in laboratorio;
- Skempton (1986): variabile tra il 25 % ed il 35 %, corrispondente a depositi mediamente sciolti. Il metodo deriva dall'analisi di prove penetrometriche su sabbie molto addensate in numerosi siti e si differenzia dagli altri due in quanto richiede l'esecuzione di una correzione dei valori della prova SPT in funzione della tensione efficace agente alla quota del piano di prova; in questo modo si tiene anche automaticamente conto della presenza della falda acquifera.

Per quanto riguarda lo strato ghiaioso di deposito marino la stima della densità relativa diventa quasi impossibile in quanto le prove hanno dato solamente valori a rifiuto: sarà quindi necessario procedere con altre prove SPT, peraltro sempre soggette all'incognita dell'arresto della punta contro un ciottolo, o, meglio, a prove pressiometriche in foro.

Come si vede - almeno per il **riporto superficiale** - i risultati ottenuti con i vari metodi presentano in questo caso un discreto accordo ed il materiale può essere caratterizzato da valori **densità relativa pari a 20 - 25 %.**

Non sono state infine considerate, perchè di difficile definizione, le influenze relative all'età del deposito (ageing) ed al grado di sovraconsolidazione (difficilmente determinabile in terreni con queste caratteristiche e di cui non si è comunque avuta evidenza non essendosi riscontrati livelli cementati).

5.2 Parametri di resistenza

Per terreni non coesivi quali quelli rinvenuti i parametri di resistenza sono rappresentati dal solo angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate.

La **stima dell'angolo di resistenza al taglio** può avvenire in accordo a tre metodi differenti:

* con correlazioni dirette che legano N_{SPT} con l'angolo di resistenza al taglio;
* con correlazioni indirette attraverso la densità relativa;
* con correlazioni a partire dalle prove CPT (che non sono realizzabili in questo tipo di terreni).

Generalmente si fa una stima di larga massima con il diagramma di De Mello (1971), che appartiene alla prima categoria, di cui si riporta la forma grafica nella Figura 4.

Per la stima finale si adottano invece i valori ottenuti con altri metodi più affidabili (Schmertmann, 1977 (Figura 5) e Winterkorn-Fang, 1975). I valori ottenuti - per il riporto costituente il rilevato - risultano compresi nell'intervallo 31 - 35 gradi.

Tutti i valori così calcolati sono relativi alle condizioni di picco dell'inviluppo di rottura e non possono essere adottati per i calcoli di capacità portante. In questa importante situazione, tre sono i fattori che influiscono in maniera radicale sul valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio:

- la curvatura dell'inviluppo di rottura del materiale;
- l'esistenza del fenomeno della rottura progressiva;
- l'influenza delle condizioni di deformazione sul valore dell'angolo di resistenza al taglio.

I livelli di deformazione raggiunti in questi casi sono sempre piuttosto elevati e provocano l'innesco dei fenomeni di rottura progressiva cui si è precedentemente accennato. L'angolo di resistenza al taglio da considerare è pertanto quello a "volume costante" (quando cioè il contributo dovuto alla

dilatanza è annullato). La stima dell'angolo di resistenza al taglio in condizioni di volume costante è però quasi impossibile non essendo disponibili correlazioni attendibili per materiali a granulometria mista. In questo caso ci si riferisce di solito a quanto suggerito da Lambe e Whitman, 1969, e si esegue una decurtazione del valore di picco che tiene conto, per quanto possibile, della complessità dei fenomeni interessati (i due autori suggeriscono una riduzione di 5 gradi circa solo per la curvatura dell'inviluppo). Per eventuali verifiche di capacità portante sul materiale di riporto si potrà pertanto assumere un valore **dell'angolo di attrito in condizioni drenate dell'ordine dei 27° - 28°.**

La coesione di questi strati è ovunque nulla.

Per lo strato di deposito marino si dovrà fare ricorso a prove pressiometriche in foro per la caratterizzazione dei suoi parametri: in via del tutto indicativa si può stimare per lo stesso un valore di **33° - 35° in condizioni di picco e di 30° circa in condizioni di volume costante:** si tratta di una stima di massima derivante da precedenti esperienze personali e da dati di letteratura e che dovrà quindi essere adeguatamente confermata.

5.3 Parametri di deformabilità

Le prove eseguite non consentono certo la stima di un parametro così delicato e già così fortemente progettuale. La deformabilità dello strato di riporto artificiale di natura antropica è senza dubbio molto elevata (vi è pertanto da attendersi un vistoso decorso deformazionale) mentre è probabile che quella dei depositi marini sia minore.

Per una migliore caratterizzazione di questo aspetto si consiglia di eseguire prove pressiometriche in foro, in particolare per quanto riguarda i depositi marini. I depositi superficiali rivestono meno interesse in quanto dovranno essere attraversati sicuramente dalle fondazioni indirette: ai fini della determinazione dei piani di appoggio dei rilevati potrà essere utile eseguire preventivamente prove di carico su piastra a diverse profondità.

Tali indicazioni dovranno essere attentamente verificate in corso d'opera con prove più attendibili e mirate.

5.4 Parametri di spinta .

I parametri di spinta per il dimensionamento di eventuali opere di sostegno sono riferibili alle classiche formule della teoria di Rankine per la spinta delle terre, con la precauzione di ben valutare eventuali parametri di spinta passiva tenendo in debito conto il regime di spostamenti dell'opera.

5.5 Capacità portante e cedimenti

Le valutazioni di capacità portante ed entità dei cedimenti sono in questa sede del tutto premature, vista anche la grande alea che vincola la stima dei parametri di resistenza e deformabilità dei terreni.

Alcune importanti considerazioni possono comunque essere riportate in quanto possono aiutare a dare un primo indirizzo progettuale, per lo meno sulle difficoltà che si incontreranno nella realizzazione di simili importanti opere su di un terreno così difficile.

I terreni granulari non coesivi presentano generalmente ottime caratteristiche di resistenza in quanto la rottura del terreno non avviene quasi mai, se non in condizioni di fondazioni superficiali di dimensioni ridotte e fortemente caricate.
Le verifiche di capacità portante forniscono quindi generalmente valori di portanza molto elevati, che vanno però adeguatamente coniugati con la valutazione dei cedimenti, che possono generalmente essere assai elevati anche in questo tipo di terreni.

In questa sede nulla di più può essere detto in merito a questo tipo di verifiche quanto sarà fondamentale accertare la tipologia strutturale che verrà utilizzata per le opere e la sua sensibilità ai fenomeni deformativi in fondazione (strutture isostatiche, iperstatiche, etc.).

La capacità portante potrà essere stimata con la usuale formula di Brinch-Hansen, mentre il calcolo dei cedimenti è un problema tuttora aperto a molte soluzioni progettuali e si presta pertanto a diverse interpretazioni a volte anche molto discordanti. Si suggerisce comunque di fare riferimento ai metodi di uso più consolidato nella prassi geotecnica, utilizzando più filosofie di calcolo per avere verifiche incrociate per lo meno sull'ordine di grandezza dei valori ottenuti.

Per poter compiere una disamina il più possibile oggettiva dei possibili cedimenti si potranno quindi seguire quattro diversi approcci di calcolo:

• Approccio di Terzaghi - Peck (1948)
È' un metodo che si basa sulle correlazioni stimabili tra il cedimento di una fondazione superficiale e quello ottenuto nel corso di una prova di carico su piastra di dimensioni note. È uno dei primi approcci storicamente citati in letteratura ma tuttora ampiamente adottato.

• Approccio di D'Appolonia et al. (1970)
Si tratta di un metodo che correla il valore N ottenuto dalle prove penetrometriche dinamiche ad un parametro di deformabilità rappresentato, in questo caso, dal modulo elastico. La geometria e approfondimento della fondazione vengono anche considerati tramite l'impiego di coefficienti empirici.

A questa categoria appartiene anche il metodo di Alpan (1964). Tale metodo fornisce valori del cedimento lievemente superiori alla norma in quanto in esso si considera, pur se corretto, il valore delle prove penetrometriche dinamiche ottenuto in corrispondenza del piano di posa della fondazione (assunto pari 3.00 m) e non la media sulla profondità interessata dal bulbo di carico. Il risultato ottenuto è comunque ancora ampiamente accettabile.

• Metodo di Burland e Burbridge (1984)
Si tratta di un approccio basato sull'analisi statistica di alcune centinaia di casi reali con fondazioni di dimensioni variabili. Una serie di elementi fondamentali vengono considerati per tenere in conto le variazioni dello stato tensionale indotte nel terreno in seguito all'applicazione dei carichi. Il metodo di Burland, ormai ampiamente sperimentato, viene usualmente adottato con lo scopo di verificare l'entità dei valori ottenuti con altri metodi di calcolo.

• Metodo di Burland, Broms e De Mello (1978)
Si basa sui risultati di prove penetrometriche dinamiche e correla il cedimento alla capacità portante calcolata con la formula di Brinch-Hansen: è particolarmente adatto a terreni granulari.

Gli ultimi due metodi sono i più utilizzati nella recente bibliografia sull'argomento ed hanno dato buoni risultati là dove è stato possibile validarne i risultati su casi reali di fondazioni strumentate.

6. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE LEGATE ALLE NUOVE REALIZZAZIONI

Le indagini geognostiche hanno evidenziato con chiarezza la presenza di strati di fondazione di caratteristiche scadenti, unite ad una complessità idrogeologica notevole ed alla presenza di un elemento fortemente perturbatore quale il mare al confine sud dell'area. Sulla base di tale complessa caratterizzazione si possono ben intravedere i gravi problemi che si porranno ai progettisti delle opere, fermo restando il fatto che le difficoltà emerse sono tutt'altro che insormontabili ma richiederanno una progettazione geotecnica attenta ed approfondita.

Nel seguito verranno analizzati alcuni di questi problemi, cercando fin da ora di individuarne le soluzioni, o per lo meno di tracciare la via da seguire per una corretta progettazione integrata. Quanto segue dovrà essere opportunamente integrato con altre prove ed indagini in sito, così come già discusso in precedenza.

6.1 Interferenze con gli edifici adiacenti

Non appaiono evidenti interferenze con altri edifici adiacenti alle nuove costruzioni.

6.2 Fondazioni

Si è potuto accertare con le indagini geognostiche che tutta l'area del rilevato è costituita da materiali di riporto scarsamente addensati e quindi fortemente soggetti a stati deformativi di una certa rilevanza una volta sottoposti a stato tensionale per incremento del regime delle tensioni verticali a seguito dell'imposizione di carichi esterni.

In queste condizioni, con una capacità portante del terreno probabilmente inferiore ai 100 kPa, appare evidente come **tutte le strutture principali dovranno essere poste su elementi di fondazione profondi**, che siano in grado di trasferire i nuovi carichi agli strati resistenti che si trovano sotto il rilevato. A questo proposito si ricorda che, nonostante l'indagine eseguita abbia già raggiunto i 18 m di profondità, non è stato rinvenuto uno strato di buone caratteristiche, fermo restando la necessità di approfondire l'indagine geotecnica come meglio descritto in precedenza.

In queste condizioni di grande incertezza si possono comunque fare alcune considerazioni circa l'utilizzo delle fondazioni profonde. Nel seguito si analizzano i vantaggi e gli svantaggi delle soluzioni più comunemente adottate.

Nessuna delle soluzioni proposte fino a questo momento può peraltro essere scartata in via preventiva a questo livello dell'indagine.

- **Pali trivellati di grande diametro**

Questa tipologia di pali sembra adattarsi particolarmente bene ai terreni rinvenuti in quanto vi è la possibilità di operare per un buon tratto fuori falda e, successivamente, di intestarsi all'interno dei depositi marini ghiaiosi, che presentano sicuramente un addensamento migliore di quelli soprastanti.

Qualche problema potrebbe nascere nella parte sotto falda, specie per elementi di grande diametro (> 1 m) ma le nuove tecnologie che prevedono l'uso dei fanghi bentonitici permettono di superare senza grandi problemi questa situazione.

Al momento, alla luce delle stratigrafie rinvenute e del particolare meccanismo che governa l'interazione tra questi pali ed il terreno che prevede la mobilitazione della portata alla punta solo per spostamenti significativi, dell'ordine di alcuni punti percentuali del diametro, appare probabile la necessità di dimensionare queste strutture come elementi "sospesi", dal

momento che una buona portata alla base potrebbe essere raggiunta solo per profondità significative (> 20 m) e quindi con costi elevati.

A favore di questa soluzione la possibilità di affidare ad ogni elemento carichi anche molto elevati, grazie anche alle dimensioni che si possono raggiungere con questa tecnologia (diametri fino a 3 m).

- **Pali battuti**

I pali battuti richiedono generalmente un buono strato portante alla base per poter essere utilizzati con successo: poiché tale situazione non si riscontra a Pian di Poma questa soluzione non sembra essere adatta alla situazione del rilevato in oggetto.

Inoltre questi elementi non sempre raggiungono delle portate elevate e le loro dimensioni debbono generalmente essere contenute nei 12 - 15 m per poter essere competitivi. A fronte di queste osservazioni questa tipologia di fondazione non sembra essere particolarmente adatta.

- **Micropali**

I micropali sono elementi costruttivi che hanno come vantaggio una estrema flessibilità operativa e si adattano ad essere eseguiti in quasi tutti i tipi di terreno, con evidenti vantaggi.

Il meccanismo di portata si esplica prevalentemente per attrito laterale e grazie alle iniezioni per valvole ripetitive e selettive (tecnologia IRS) si ottengono ottimi risultati nella maggior parte dei terreni.

I depositi di Pian di Poma si adattano perfettamente all'uso di questi elementi e pertanto il loro utilizzo potrebbe risultare tecnicamente molto conveniente.

A sfavore di questa soluzione vi è il costo dei pali e l'impossibilità, a causa del piccolo diametro, di raggiungere carichi elevati: date le dimensioni delle strutture in progetto potrebbe rendersi necessario utilizzare un numero molto

elevato di pali al di sotto di ogni plinto e pertanto questa tipologia potrebbe diventare economicamente non competitiva, se non in casi particolari.

- **Jet-grouting**

Tra tutte i tipi di fondazioni profonde la tecnica del jet-grouting è quella che sembra meglio adattarsi alla situazione di Pian di Poma: i terreni rinvenuti sono infatti i migliori entro i quali eseguire questo tipo di consolidamento. Il procedimento consiste nell'iniezione all'interno del terreno di miscele cementizie attraverso una sonda che ruota ad altissima velocità e consente pressioni di iniezione dell'ordine di alcune centinaia di atmosfere. In questo modo si creano dei rimescolamenti del terreno interessato dal trattamento che assume le caratteristiche di un vero e proprio conglomerato. Attraverso il controllo dei quantitativi di miscela iniettata e delle modalità di iniezione si controlla il diametro finale degli elementi, che può anche superare 1.2 m. La tecnologia è particolarmente sviluppata nel nostro paese, che è senza dubbio all'avanguardia mondiale nel settore.

Gli elementi colonnari possono essere dimensionati come pali di fondazione veri e propri o - a gruppi - come elementi di consolidamento del terreno in grado di aumentarne in misura significativa la capacità portante. Possono raggiungere profondità notevoli e supportare carichi anche molto elevati.

Questa tecnologia non richiede l'apertura di fori di grande diametro - come ad esempio per i pali trivellati - e non patisce la presenza della falda, neanche se molto attiva.

L'elevata permeabilità dei depositi rinvenuti consentirebbe il raggiungimento di ottimi risultati già con la tecnica del monofluido o del bifluido.

- **Iniezioni di consolidamento**

I terreni in esame ben si prestano anche all'utilizzo di iniezioni di consolidamento dei terreni, sia con miscele cementizie che con prodotti chimici quali resine, silicati, etc.. Considerati i carichi elevati questa soluzione

non sembra essere però particolarmente vantaggiosa, anche a causa della difficoltà di controllare i risultati ottenuti e della facilità di dispersione che le miscele di iniezione avranno all'interno del rilevato fortemente permeabile.

- **Vibroflottazione**

Si tratta di una tecnica che prevede la formazione di colonne di ghiaia all'interno del terreno sotto i plinti di fondazione. I carichi sopportabili non sono però molto elevati.

La tecnica, molto in auge negli anni 80, è stata via via sempre più trascurata con lo sviluppo del jet-grouting, sicuramente più efficace.

6.3 Scavi sotto falda

Nel caso in cui con il progetto finale si debba fare ricorso a scavi sotto falda per gli ambienti interrati sorgeranno importanti problemi costruttivi legati al controllo delle acque in corso d'opera ed all'impermeabilizzazione delle strutture finali. Si analizzano in particolare gli aspetti geotecnici legati a questo aspetto.

- **Sifonamento del fondo scavo**

Avviene a causa dei moti di filtrazione al di sotto delle opere di sostegno. Si ricorda che tale fenomeno si manifesta in modo improvviso e rovinoso, senza dare tempo alcuno di ricorrere ad eventuali contromisure: pertanto dovrà essere affrontato e risolto con molta attenzione già in fase progettuale.
Il sifonamento del fondo scavo avviene a seguito dei moti di filtrazione che si instaurano nel terreno a causa del dislivello che viene a crearsi tra l'esterno e l'interno dello scavo stesso quando l'acqua viene aggottata: maggiore il dislivello tra il livello fuori scavo e quello all'interno maggiore è il rischio che il fenomeno si verifichi.

- **Soluzioni contro il sifonamento**

Al problema si può ovviare approfondendo i diaframmi per incrementare il percorso di filtrazione delle acque nel caso in cui si utilizzi questo tipo di opera di sostegno.

Ovvero si può ovviare al problema attraverso la seguente sequenza costruttiva che prevede l'aggottamento delle acque di falda con un sistema di pozzi drenanti:

1. Esecuzione delle opere speciali di sostegno con diaframmi in cemento armato o palancole.
2. Approfondimento degli scavi con inserimento degli eventuali livelli di vincolo orizzontale.
3. In contemporanea all'approfondimento dello scavo, aggottamento della falda all'interno dello scavo stesso attraverso un sistema di pozzi dimensionati in maniera tale da mantenere il livello di falda sempre inferiore al piano di scavo.
4. Costruzione del piastrone impermeabile di fondo che sia in grado di resistere alle sottospinte idrauliche.
5. Smantellamento parziale del sistema di drenaggio.
6. Costruzione delle membrature portanti in cemento armato e finitura dell'opera con contemporaneo abbandono dei pozzi drenanti.

Questa soluzione è in grado di garantire una buona sicurezza in fase esecutiva ma richiede la creazione di un sistema drenante molto potente, che sia adeguato alla elevata permeabilità del terreno ed al battente idraulico; un tale sistema drenante dovrà essere dimensionato per garantire la massima sicurezza in caso di *black-out* energetico.
Il problema è risolubile anche procedendo in accordo al seguente schema, che garantisce la massima sicurezza operativa e che consente di eliminare quasi totalmente i problemi legati alla presenza dell'acqua.

La costruzione avviene in accordo alle seguenti fasi:

1. Scavo di sbancamento fino a poco sopra il piano di falda.

2. A partire da poco sopra il piano di falda vengono eseguite delle perforazioni a vuoto fino a poco sotto la quota finale dell'opera.
3. Da qui in poi si procede alla formazione di un tampone impermeabile di terreno, dimensionato accuratamente, da eseguirsi con iniezioni di boiacca cementizia in pressione che saturano completamente il terreno rendendolo pressoché impermeabile *(Jet-grouting)*. In alternativa il tampone impermeabile può essere realizzato con iniezioni chimiche.
4. Creazione delle opere di sostegno che vengono intestate nel terreno consolidato.
5. Abbassamento del piano di scavo con contemporanea creazione del livello di vincolo orizzontale.
6. Creazione della struttura portante in cemento armato e finitura della struttura.

I vantaggi di questa soluzione sono tecnicamente molteplici:

- viene creata una struttura perimetrale quasi completamente stagna che non permette l'ingresso dell'acqua all'interno dello scavo;
- vengono eliminate le incertezze derivanti dal complesso sistema di pozzi drenanti da costruirsi all'interno dello scavo;
- il tampone impermeabile si oppone parzialmente con il proprio peso alle sottospinte idrauliche rendendo possibile una riduzione, pur modesta, delle dimensioni del piastrone di fondo (con i conseguenti risparmi economici);
- il tampone impermeabile, costituito da terreno consolidato con ottime caratteristiche meccaniche in grado di garantire una maggior componente di resistenza passiva, consente di ridurre il grado di approfondimento dei diaframmi incrementandone al contempo il grado di sicurezza;
- le operazioni di scavo avvengono sempre e comunque in condizioni quasi asciutte.

- **Tecnologia costruttiva di tipo "*cut and cover*"**

Come ultima alternativa si propone qui una procedura costruttiva differente, che consente di impiegare esattamente le stesse tecnologie ma che

presenta indubbi vantaggi di tipo gestionale, a prezzo di tempistiche esecutive lievemente maggiori. Si tratta della tecnica indicata con il termine inglese di *cut and cover*, adottata frequentemente per questo tipo di opere, in particolare nei centri urbani.

Ancora con la stessa tecnologia della creazione del tampone impermeabile si potrebbe procedere in accordo alle seguenti fasi costruttive:

1. Creazione del tampone impermeabile e delle pannellature di sostegno delle terre.
2. Getto su terrapieno del solaio di copertura della struttura a quota piano strada od eventualmente su uno di livelli intermedi.
3. Approfondimento dello scavo inferiormente al solettone di copertura e finitura.

Ai vantaggi già descritti in precedenza si aggiungono i seguenti ulteriori fondamentali aggiustamenti:

- il piano viabile stradale diventa accessibile nuovamente, pur se in misura parziale, in tempi molto più brevi che non con le altre soluzioni; le macchine escavatrici opererebbero "in galleria" con diminuzione dei disturbi a causa del cantiere (rumori, polvere, etc.);
- viene in parte eliminata la necessità di ricorrere ad un vincolo orizzontale intermedio a mezz'altezza con un risparmio economico non indifferente.

- **Galleggiamento della struttura finale**

Nel caso di strutture sotto falda non andrà dimenticato il problema del galleggiamento dell'intera struttura, sia nelle fasi transitorie che in fase di esercizio, a seguito della forte sottospinta idraulica che viene a crearsi per il dislivello del pelo libero dell'acqua tra l'esterno e l'interno dello scavo (da questo fatto derivano anche le difficoltà legate ad una corretta impermeabilizzazione della struttura finale, ma tale aspetto esula dagli scopi di questo argomento e non verrà pertanto affrontato).

A questo problema si pone rimedio con la formazione di un solettone impermeabile di fondo - opportunamente dimensionato in funzione del battente da sopportare - oppure ancorando la struttura di fondo agli strati profondi più resistenti con tiranti, secondo uno schema tipologico particolarmente utilizzato per la costruzione dei bacini di carenaggio in ambito portuale.

6.4 Opere speciali per il sostegno dei fronti di scavo

I terreni rinvenuti non precludono in alcun modo l'utilizzo delle più comuni tecnologie per il sostegno dei fronti di scavo per le opere interrate.

In particolare non ci sono controindicazioni all'uso dei diaframmi in cemento armato, se non per la possibile presenza di blocchi di grandi dimensioni quali quello rinvenuto nel foro 2, o dei micropali con strutture a berlinese, che presentano però lo svantaggio di non garantire l'eventuale impermeabilità all'interno del foro. I diaframmi in cemento armato - per contro - possono essere realizzati a tenuta con ottimi risultati.

Non sembrano invece adatte le palancole metalliche, peraltro poco usate nel nostro paese a causa degli alti costi dei profilati in acciaio chele compongono.

6.5 Rilevati e riporti

Le cattive qualità e caratteristiche dei terreni del riporto di Pian di Poma si ribaltano ovviamente anche sulla costruzione di eventuali rilevati, in quanto il piano di appoggio si presenterebbe troppo cedevole per sopportare carichi di tipo stradale.

Appare quindi evidente, anche in questo caso, la necessità di procedere ad una bonifica preventiva, il cui spessore dovrà essere ovviamente funzione

del quantitativo di materiale da ricaricare ma che indicativamente non potrà essere inferiore a 70 - 80 cm circa.

Nel caso di situazioni particolarmente impegnative si potrà fare ricorso, per limitare gli sbancamenti, all'utilizzo di teli di geotessile - se non georeti vere e proprie - con funzione di rinforzo, per garantire un incremento della capacità portante del terreno.

6.6 Scavi

Non sembrano sussistere particolari problemi per la scavabilità del materiale (si pensi all'approfondimento del piano del campo di calcio), che potrebbe essere riprofilato con scarpe dell'ordine dei 30° - 35°.

Ben differente sarà il discorso per eventuali scavi sotto falda, in quanto il materiale non coesivo sicuramente presenta un grande facilità allo scavernamento. Le eventuali contromisure potranno essere decise solamente in corso d'opera una volta note la geometria del singolo problema.

6.7 Problematiche geotecniche per costruzioni in zona sismica

Da un punto di vista di studi preventivi l'esistenza del rischio sismico non comporta la necessità di particolari studi del terreno, fatto salvo il potenziale di liquefazione, che interessa però generalmente depositi sabbiosi sciolti o molto sciolti.

L'esistenza del sisma si traduce invece in incremento sensibile dello stato di sollecitazione delle fondazioni, in particolare a causa della presenza di forze orizzontali che sollecitano elementi - quali tutte le fondazioni ed i pali in

generali - progettati espressamente per sopportare carichi che sono invece quasi sempre in predominanza solo verticali.

Problemi particolari potranno nascere dalla presenza del rischio sismico sull'area in esame: sul piano strettamente tecnico - a parte il mero rispetto delle normative di legge - questa situazione si tradurrà in un incremento dei costi per maggiori oneri di costruzione (pali più armati, maggior numero di elementi, collegamenti ed irrigidimenti trasversali in testa alle fondazioni profonde, etc.).

6.8 Problemi legati all'idrogeologia dell'area

Come si è visto l'idrogeologia dell'area è piuttosto complessa, persino di difficile interpretazione. A questo fine sicuramente l'insediamento del nuovo piano dovrà prevedere una regimazione completa delle acque profonde, con la creazione di un sistema di trincee drenanti che contribuiscano a regimentare i percorsi idrici sotterranei che appaiono a tutt'oggi piuttosto casuali e caotici.

Dato lo stadio del tutto preliminare dello studio in oggetto si segnala solamente il problema in quanto lo stesso dovrà essere risolto attentamente al fine di evitare problemi futuri nella fase di esercizio delle strutture.

7. CONCLUSIONI

Sono state analizzate le problematiche geotecniche relative agli studi urbanistici del nuovo SUA di Pian di Poma nel Comune di San Remo.

Nel rispetto della vigente normativa nazionale e regionale sono state condotte delle indagini geognostiche per la caratterizzazione dei terreni ai fini di verificare la fattibilità degli interventi previsti: sono state eseguite perforazioni di sondaggio, prove penetrometriche dinamiche ed installati dei piezometri per il monitoraggio della falda.

La caratterizzazione dei terreni ha evidenziato la presenza di un notevole strato di riporto artificiale di natura antropica poggiante su un banco di sedimenti ghiaioso sabbiosi di evidente origine marina. Le caratteristiche geotecniche del riporto sono molto scadenti, avendo il materiale scarsa resistenza ed elevata deformabilità; il deposito marino è sicuramente più addensato ma richiederà l'esecuzione di altre prove per una sua migliore caratterizzazione.

Da quanto sopra è emerso che non sussistono controindicazioni di carattere geotecnico alla fattibilità del piano ma che la cattiva qualità dei sedimi di fondazione richiederà il ricorso massiccio ad opere speciali di fondazione: è peraltro vero che le opere in oggetto sono di rilevanti dimensioni, per cui il ricorso alle opere speciali appare quasi inevitabile a causa della presenza di carichi molto elevati al piede dei ritti.

Sono state analizzate nel dettaglio tutte le problematiche costruttive a carattere geotecnico legate alle nuove realizzazioni e sono state individuate alcune delle soluzioni che meglio si adattano alla soluzione dei problemi costruttivi che verranno posti.

BIBLIOGRAFIA

J. E. Bowles, Fondazioni, progetto ed analisi, McGraw-Hill, 4 ed, Milano, 1988

Canadian Geotechnical Society, Canadian foundation engineering manual, , 2nd edition, 1985

F. Cestari, Prove geotecniche in sito, Geograph, Segrate, 1990

M. Corte, Liquefaction et essais de penetration SPT, ?

M. Desantis, I. Davì, Impiego di geotessili nell'ingegneria costiera, l'ingegnere, anno LXV, n° 1-4, 1990

O. M. El Hussieny, A study of different aspects of diaphragm walls, Tunnelling and underground space technology, Vol. 7, No. 1, pp. 55-58, 1992

F. Esu, Caratterizzazione geotecnica di grandi aree, in Problemi geotecnici relativi alle arginature ed alle sponde di fiumi e canali, CISM, Udine, 1994

A. Garassino, Esperienze con le colonne realizzate con il metodo del jet-grouting, XII ciclo delle conferenze di geotecnica di Torino, 1985

British Steel, Documentazione tecnica

R. Lancellotta, Geotecnica, Zanichelli, II edizione, Bologna, 1993

A. W. Parsons, Compaction of soils and granular materials, Transport Research Laboratory, HMSO, London, 1992

R. B. Peck, W. E. Hanson, T. E. Thornburn, Foundation engineering, Wiley International, 1974

F. Pelli, R. Vanzini, Stabilità di strutture offshore fondate su pendio e soggette a sisma, Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXV, n° 3-4, Luglio - Dicembre 1991

S. H. Somerville, Control of groundwater for temporary works, CIRIA Report 113, 1986

P. Smart, J. G. Herbertson, Drainage design, Blackie, London, 1992

A. K. C. Smith, The design and analysis of a marine trial embankment on a lamdslip in a glacial till, Geotechnical Engineering, January, 1995

M. J. Tomlinson, Pile design and construction practice, E&FN Spon, 4 ed., London, 1994

Trevi, Documentazione tecnica

W. B. Wilkinson, Groundwater problems in urban areas, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, 1994

γγγγγγγγγγγγγγ

Riferimenti bibliografici di carattere generale sulla caratterizzazione geotecnica di grandi aree e sulle problematiche legate a realizzazioni ingegneristiche in terreni complessi in area sismica in presenza di singolari profili stratigrafici e complesse situazioni idrogeologiche possono essere rinvenuti anche in:

- atti del congresso europeo di meccanica dei terreni ed ingegneria delle fondazioni tenutosi a Firenze nel 1992;
- descrizione di numerosi *case histories* di interventi edificatori analoghi nelle riviste Construction International e Construction Today;
- atti del convegno nazionale di geotecnica tenutosi a Taormina nel 1989;
- atti del convegno nazionale di geotecnica di Pavia,1995.

FIGURE

Figura 1	89.9697

Posizione del sondaggio 1

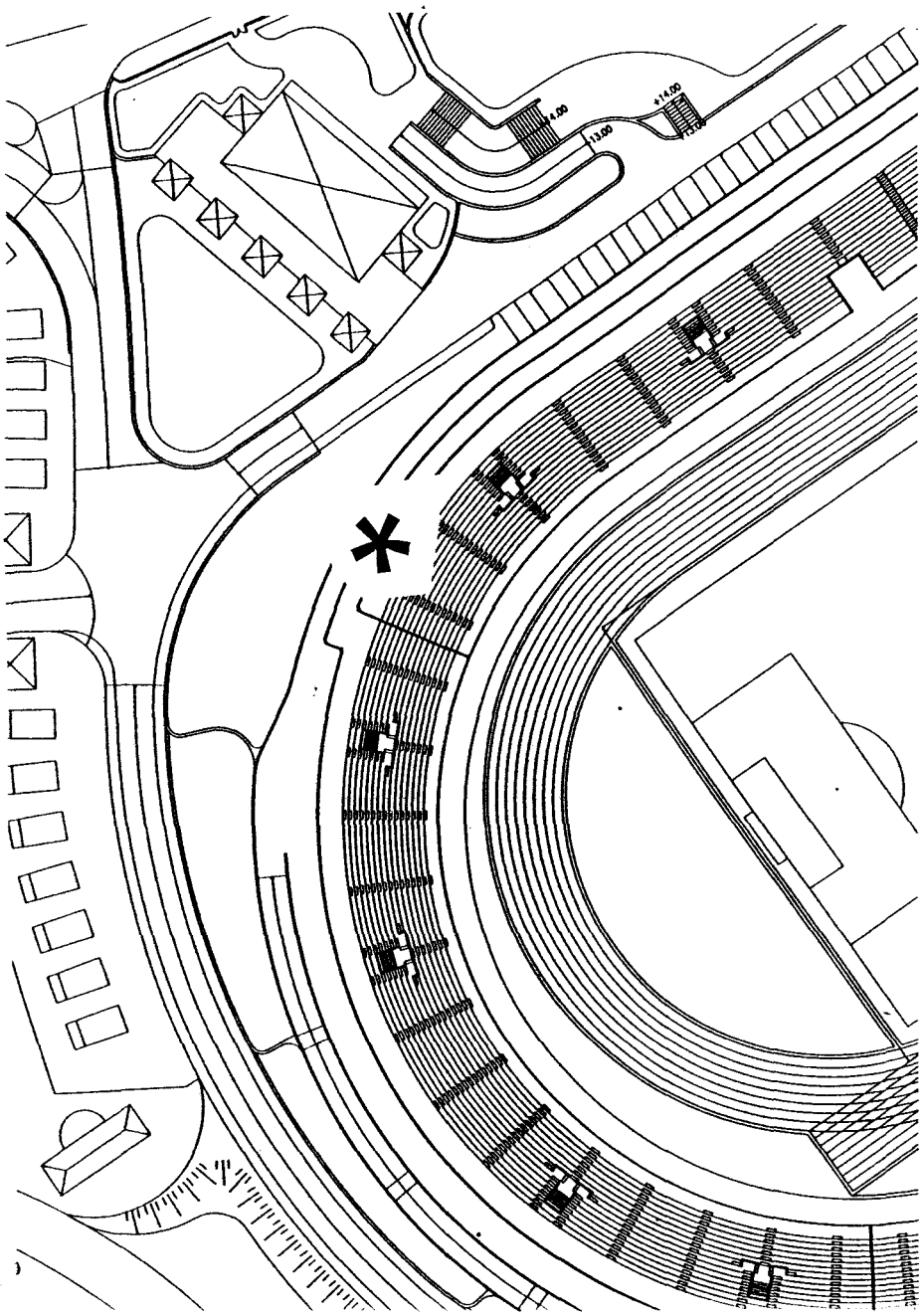


Figura 2	89.9697

Posizione dei sondaggi 2 e 3

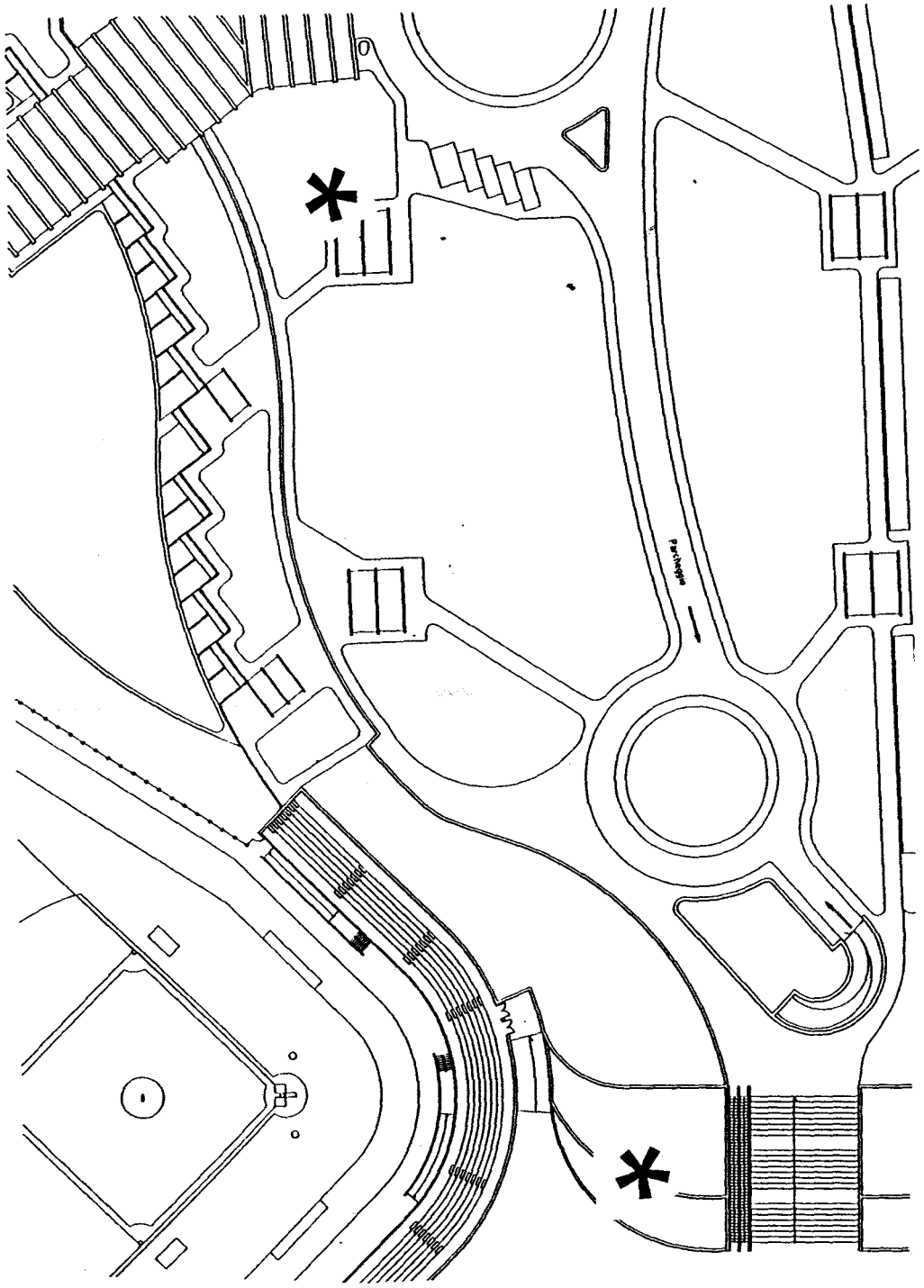


Figura 3	89.9697

Posizione del sondaggio 4

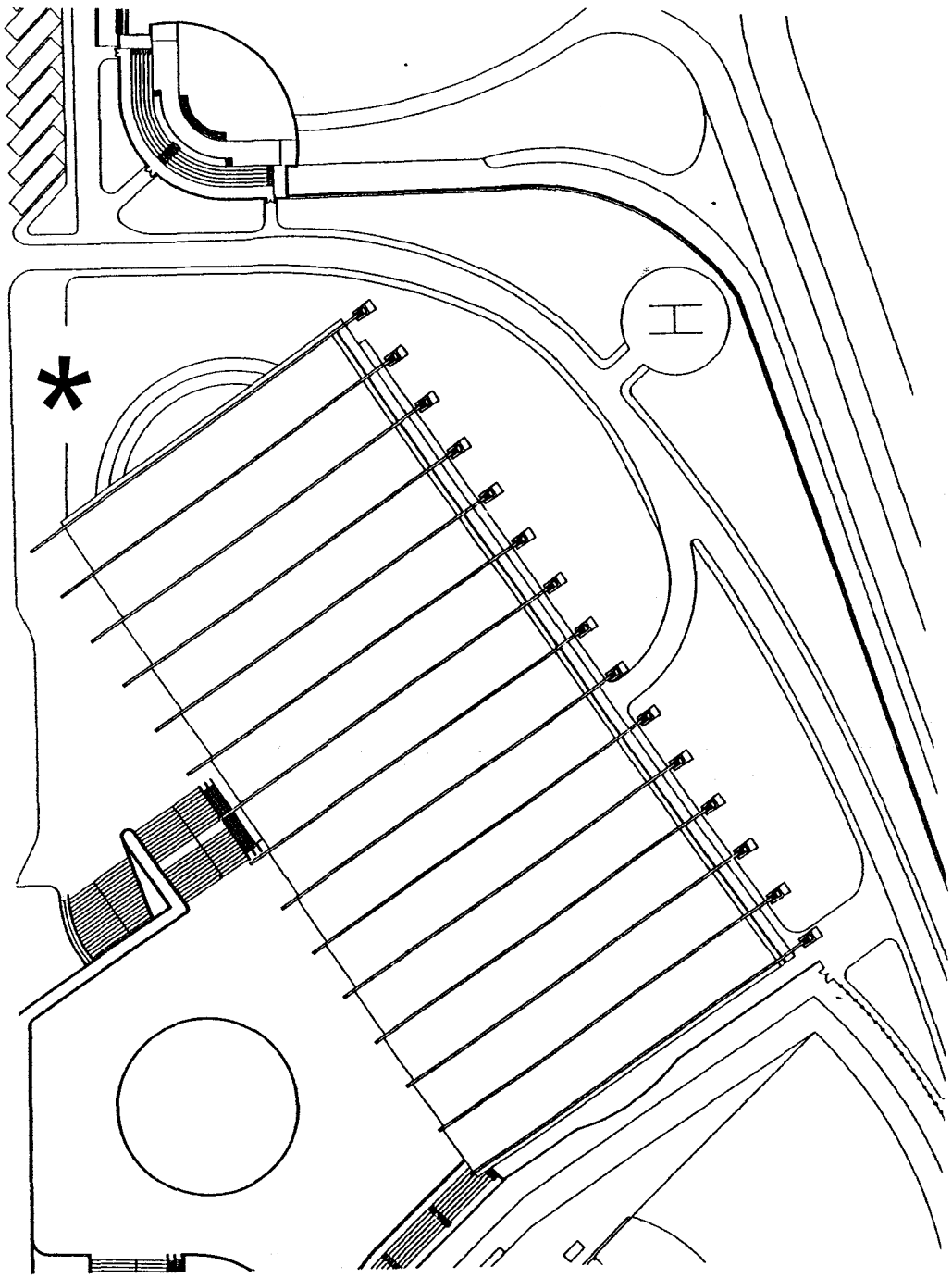


Figura 4	89.9697

Correlazione SPT - angolo di resistenza al taglio (De Mello)

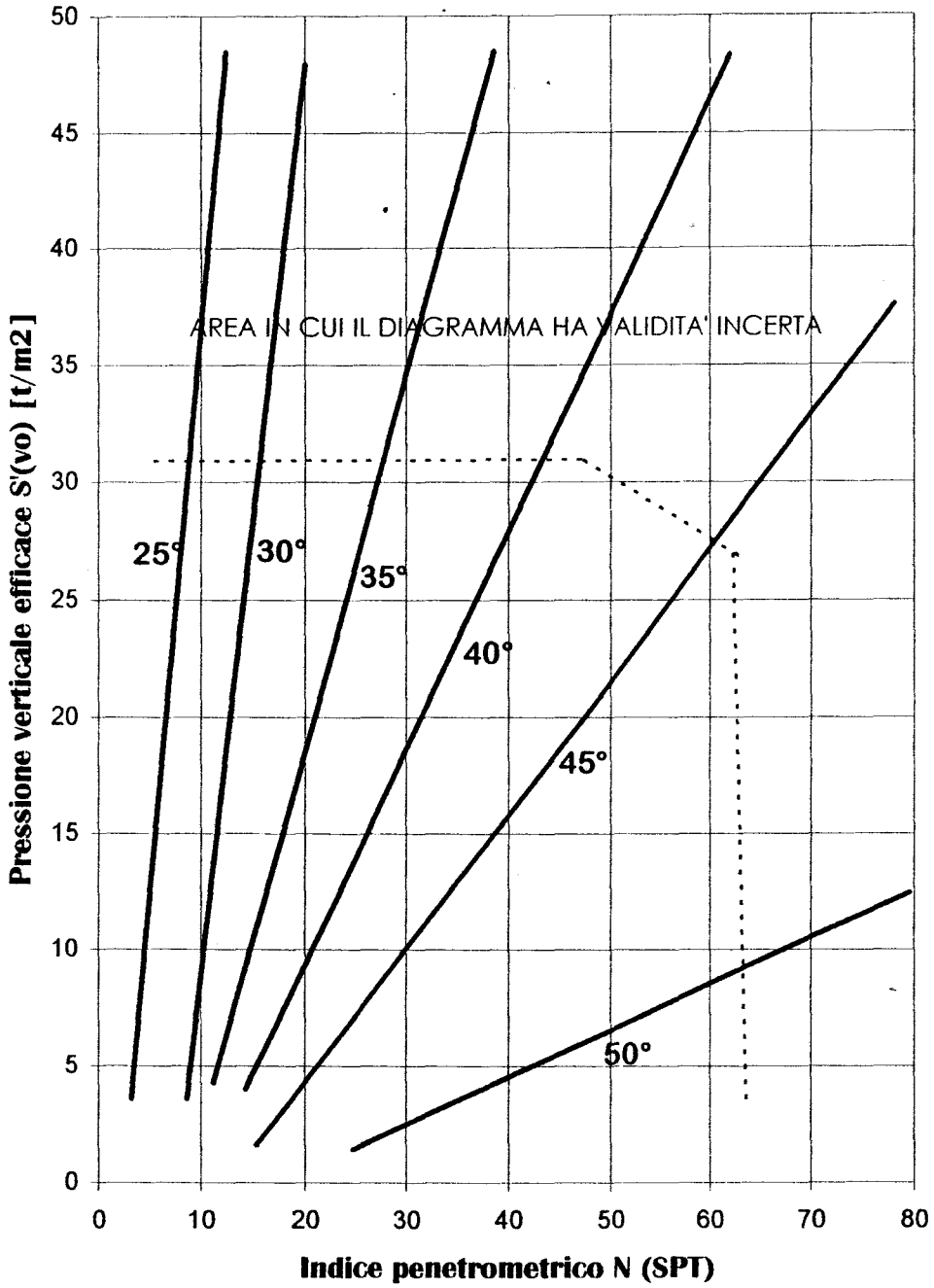
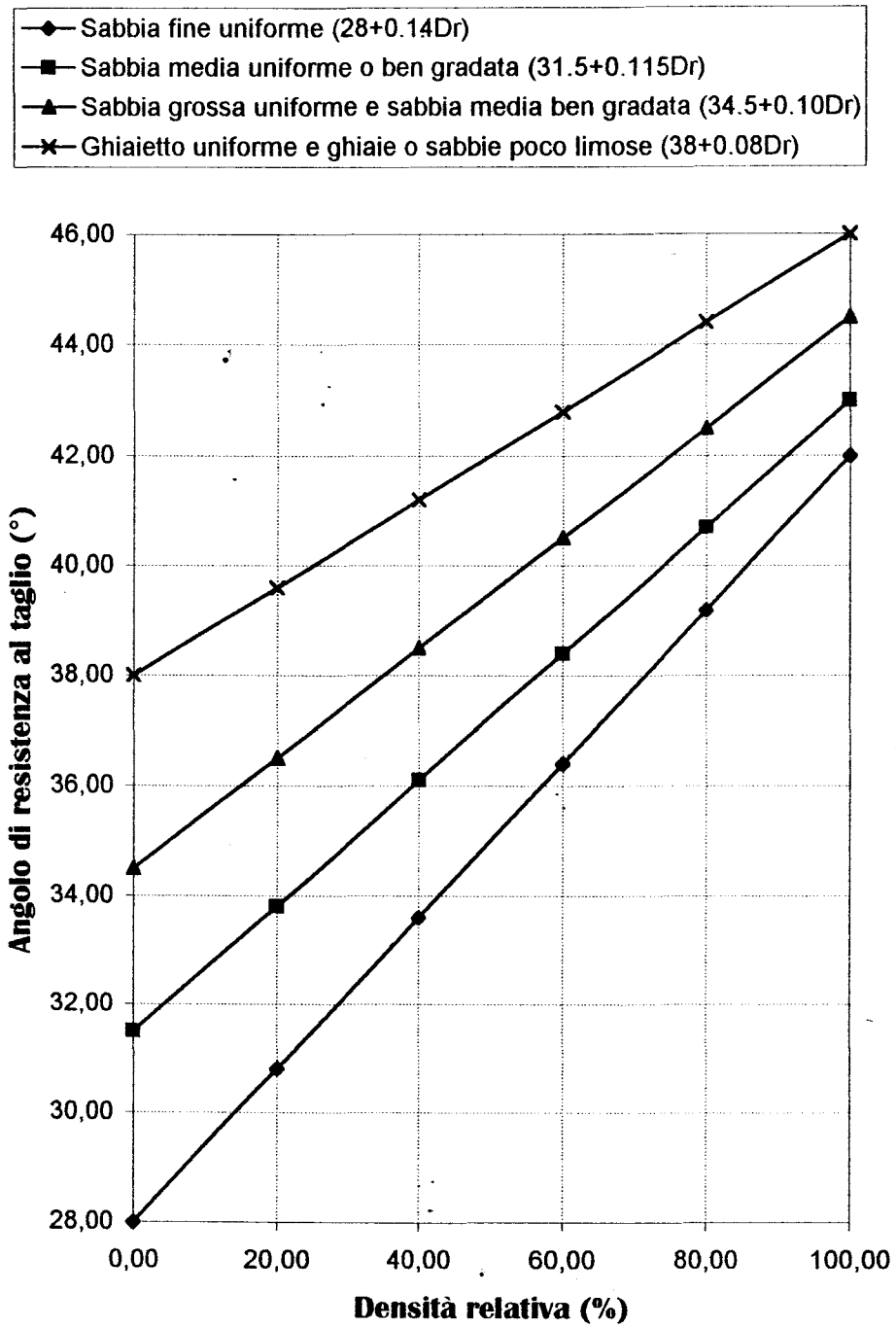


Figura 5	89.9697

Correlazione angolo di resistenza al taglio - densità relativa (Schmertmann)



COMUNE DI SAN REMO

*** SUA Pian di Poma ***

Studio di fattibilità geotecnica

APPENDICE 1

Indagine geognostica

89.9697 - MARZO 1997

RCT Srl
Sede:
2, Via G. Di Vittorio - 20060 Liscate (MI)
Tel. 02/95350100 - Fax 02/95350316
160, Via Flaminia - 00196 ROMA
Tel 06 / 3217483

COMMITTENTE ING. ANGELINO

SONDAGGIO N° 4

LOCALITÀ SANREMO - Pian di Poma

POSIZIONE Presso Pista Ciclabile — METODO DI PERFORAZIONE rot. 127/101

QUOTA D'INIZIO p.c. = +7.80 m s.l.m. — DATA: DAL 08/02/97 AL 10/02/97

X

Y

Risultati prove in situ	prove S.P.T. V.T.	Profond. (m)	Camp. tipo	Profond. strati	Scale riferimento	Stratigrafia	Pocket penetrometer (kg/cm²)	DESCRIZIONE
		2.80	A					riporto : breccia medio grossolana e ciottoli (Ø max 12 cm) arenacei calcarei e marnosi in matrice limoso sabbiosa loc. argillosa grigio nocciola ingl. resti vegetali e lateritici . Pres. livelli di ghiaia in matrice sabbioso limosa e livelli di resti organici nerastri
6 6 5	5.00				5			idem c.s.
11 15 7	9.00				10			riporto : breccia medio grossolana e ciottoli (Ø max 12 cm) arenacei calcarei e marnosi in matrice limoso sabbiosa loc. argillosa grigio nocciola ingl. resti vegetali e lateritici . Pres. livelli di ghiaia in matrice sabbioso limosa e livelli di resti organici nerastri
6 7 6	12.00							
		13.60						
50R	15.00 8cm				15			ghiaia medio grossolana e blocchi (pot. max 30 cm) calcarei in deb. matrice sabbiosa grossolana
		18.00						
					20			
					25			
					30			

Carotaggio totale % recupero — 20 40 60 80

R.Q.D. % — 20 40 60 80

13.60

USO T6 + DIAMANTE

18.00

1, 2, 3... = camp. indisturbati
s = Shelby — d = Denison
m = Mazier — o = Osterberg
p = percussione
A, B, C... = campioni rimaneggiati

S.P.T.= standard penetration test N x 15 cm
V.T. = vane test (kg/cm²) - max/residuo
R.Q.D= rock quality designation

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua

Argilla — Limo — Sabbia — Ghiaia Ghialetto — Torba

ALLEGATI:

RCT Srl
Sede:
2, Via G. Di Vittorio - 20060 Liscate (MI)
Tel. 02/95350100 - Fax 02/95350316
160, Via Flaminia - 00196 ROMA
Tel 06 / 3217483

COMMITTENTE ING. ANGELINO

SONDAGGIO N° 3

LOCALITÀ SANREMO - Pian di Poma

POSIZIONE Zona Spogliatoi — METODO DI PERFORAZIONE rot. 127/101

QUOTA D'INIZIO p.c. = +8.50 m s.l.m. — DATA: DAL 06/02/97 AL 08/02/97

X

Y

Risultati prove in situ	prove S.P.T. V.T.	Profond. (m)	Camp. tipo	Profond. strati	Scala riempimento	Stratigrafia	Pocket penetrometer (kg/cm²)	DESCRIZIONE
	6.00				5			riporto : breccia medio grossolana e ciottoli (Ø max 15 cm) calcareo marnosi e arenacei in matrice limoso argilloso sabbiosa grigio nocciola . Pres. resti vegetali e lateritici
50R 20	5cm							
				8.50				
50R	9.00 3cm				10			
								ghiaia medio grossolana (Ø max 6 cm) ciottoli e loc. blocchi (pot. max 80 cm) arenacei e calcarei in deb. matrice sabbiosa medio grossolana
50R	12.00 4cm							
				15.00				
50R	15.00 2cm				15			
					20			
					25			
					30			

Carotaggio totale % recupero — 20 40 60 80

R.Q.D. % — 20 40 60 80

9.70

USO T6 + DIAMANTE

15.00

1, 2, 3... = camp. indisturbati
s = Shelby d = Denison
m = Mazier o = Osterberg
p = percussione
A, B, C... = campioni rimaneggiati

S.P.T.= standard penetration test N x 15 cm
V.T. = vane test (kg/cm²) - max/residuo
R.Q.D= rock quality designation

Argilla | Limo | Sabbia | Ghiaia Ghialetto | Torba

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua
08/02/97	PIEZOMETRO		- 7.66
10/02/97	PIEZOMETRO		- 7.82

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua

ALLEGATI: 1

RCT Srl
Sede:
2, Via G. Di Vittorio - 20060 Liscate (MI)
tel. 02/95350100 - Fax 02/95350316
160, Via Flaminia - 00196 ROMA
Tel. 06 / 3217483

COMMITTENTE ING. ANGELINO

SONDAGGIO N° 2

LOCALITÀ SANREMO - Pian di Poma

POSIZIONE Presso angolo Campo di Calcio

METODO DI PERFORAZIONE rot. 127/101

QUOTA D'INIZIO p.c. = +9.40 m s.l.m.

DATA: DAL 05/02/97 AL 06/02/97

X

Y

Risultati prove in situ	prove S.P.T. V.T.	Profond. (m)	Camp. tipo	Profond. strati	Scala riferimento	Stratigrafia	Pocket penetrometer (kg/cm²)	DESCRIZIONE
		3.20	A		5			riporto : breccia medio grossolana e ciottoli (Ø max 12 cm) marnosi arenacei e calcarei in matrice limoso sabbiosa loc. argillosa grigio nocciola . Pres. resti vegetali abb. resti lateritici e localm. interlivello di limo sabbioso argilloso
6 4 6	6.00							idem c.s.
		7.80	B				2.0	
10 9 12	9.00	9.50	C		10			riporto : breccia medio grossolana e ciottoli (Ø max 12 cm) marnosi arenacei e calcarei in matrice limoso sabbiosa loc. argillosa grigio nocciola . Pres. resti vegetali abb. resti lateritici e localm. interlivello di limo sabbioso argilloso
13 12 18	12.00			12.50				arenaria grigia compatta
				15.00	15			
					20			
					25			
					30			

Carotaggio totale % recupero — 20 40 60 80

R.Q.D. % — 20 40 60 80

12.50

USO T6 + DIAMANTE

15.00

1, 2, 3... = camp. indisturbati
s = Shelby d = Denison
m = Mazier o = Osterberg
p = percussione
A, B, C... = camponi rimaneggiati

S.P.T.= standard penetration test N x 15 cm
V.T. = vane test (kg/cm²) - max/residuo
R.Q.D= rock quality designation

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua
06/02/97	15.00		- 8.60

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua

Argilla | Limo | Sabbia | Ghiaia Ghialetto | Torba

ALLEGATI:

RCT Srl
Sede:
2, Via G. Di Vittorio - 20060 Liscate (MI)
Tel. 02/95350100 - Fax 02/95350316
160, Via Flaminia - 00196 ROMA
Tel. 06 / 3217483

COMMITTENTE ING. ANGELINO

SONDAGGIO N° 1

LOCALITÀ SANREMO - Pian di Poma

POSIZIONE Ingresso Pian di Poma

METODO DI PERFORAZIONE rot. 127/101

QUOTA D'INIZIO p.c. = +13.20 m s.l.m.

DATA: DAL 11/02/97 AL 12/02/97

X

Y

Risultati prove in situ	prove S.P.T. V.T.	Profond. (m)	Camp. tipo	Profond. strati	Scala riferimento	Stratigrafia	Pocket penetrometer (kg/cm²)	DESCRIZIONE
					5			riporto : breccia medio grossolana ciottoli e blocchi (pot. max 50 cm) calcarei marnosi ed arenacei in matrice limoso sabbiosa loc. argillosa nocciola . Pres. resti vegetali e lateritici
8 6 8	6.00							idem c.s.
5 4 5	7.50							
6 7 6	9.00				10			riporto : breccia medio grossolana ciottoli e blocchi (pot. max 50 cm) calcarei marnosi ed arenacei in matrice limoso sabbiosa loc. argillosa nocciola . Pres. resti vegetali e lateritici
7 4 9	10.50							
				12.60				
50R 35	13.50 — 8cm							ghiaia medio grossolana e ciottoli (Ø max 10 cm) in deb. matrice sabbiosa grossolana grigio nocciola
				15.00	15			
					20			
					25			
					30			

Carotaggio totale % recupero — 20 40 60 80

R.Q.D. % — 20 40 60 80

12.60

USO T6 + DIAMANTE

15.00

1, 2, 3... = camp. indisturbati
s = Shelby d = Denison
m = Mazier o = Osterberg
p = percussione
A, B, C... = campioni rimaneggiati

S.P.T.= standard penetration test N x 15 cm
V.T. = vane test (kg/cm²) - max/residuo
R.Q.D= rock quality designation

Argilla | Limo | Sabbia | Ghiaia Ghialetto | Torba

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua
12/02/97	PIEZOMETRO		-13.00

data	prof. foro	prof. rivest.	livello acqua

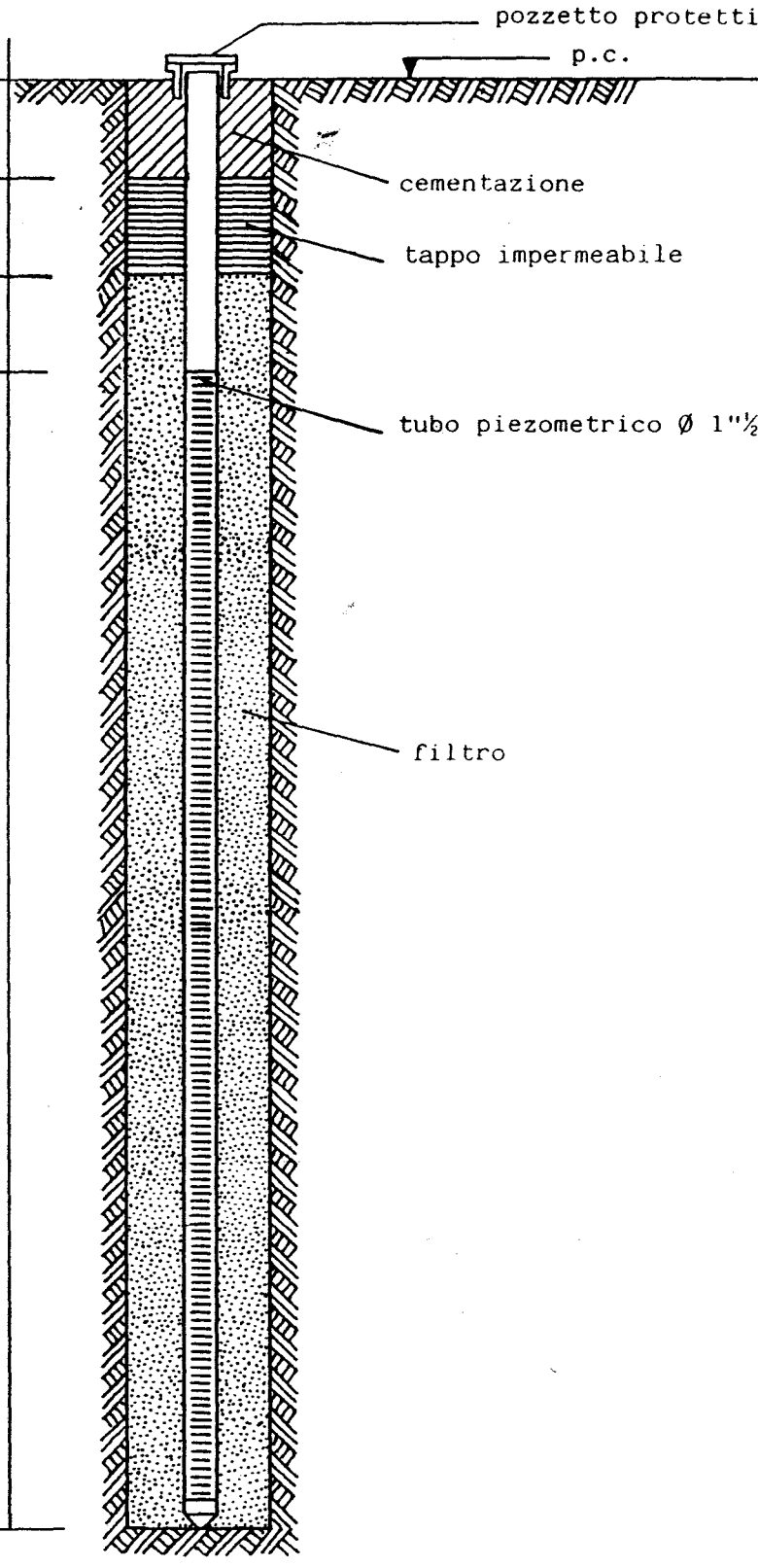
ALLEGATI: 1

SCHEMA POSA PIEZOMETRO A TUBO APERTO

Sondaggio n. 1

RCT Srl

quote assolute	profondità	spessori
	1.00	1.00
	2.00	1.00
	3.00	1.00
		12.00
	15.00	



data		
12/02/97	ING. C. ANGELINO Torino Cantiere di SANREMO Pian di Poma	Allegato n. 1

Dott. Ing. Claudio ANGELINO
Master of Science in Ingegneria Geotecnica - Università di Londra
via millio 41 - 10141 Torino tel (011) 385 8695 - fax 385 0546 - E-mail: Angelino@Venturanet.it

- **RELAZIONI GEOTECNICHE**

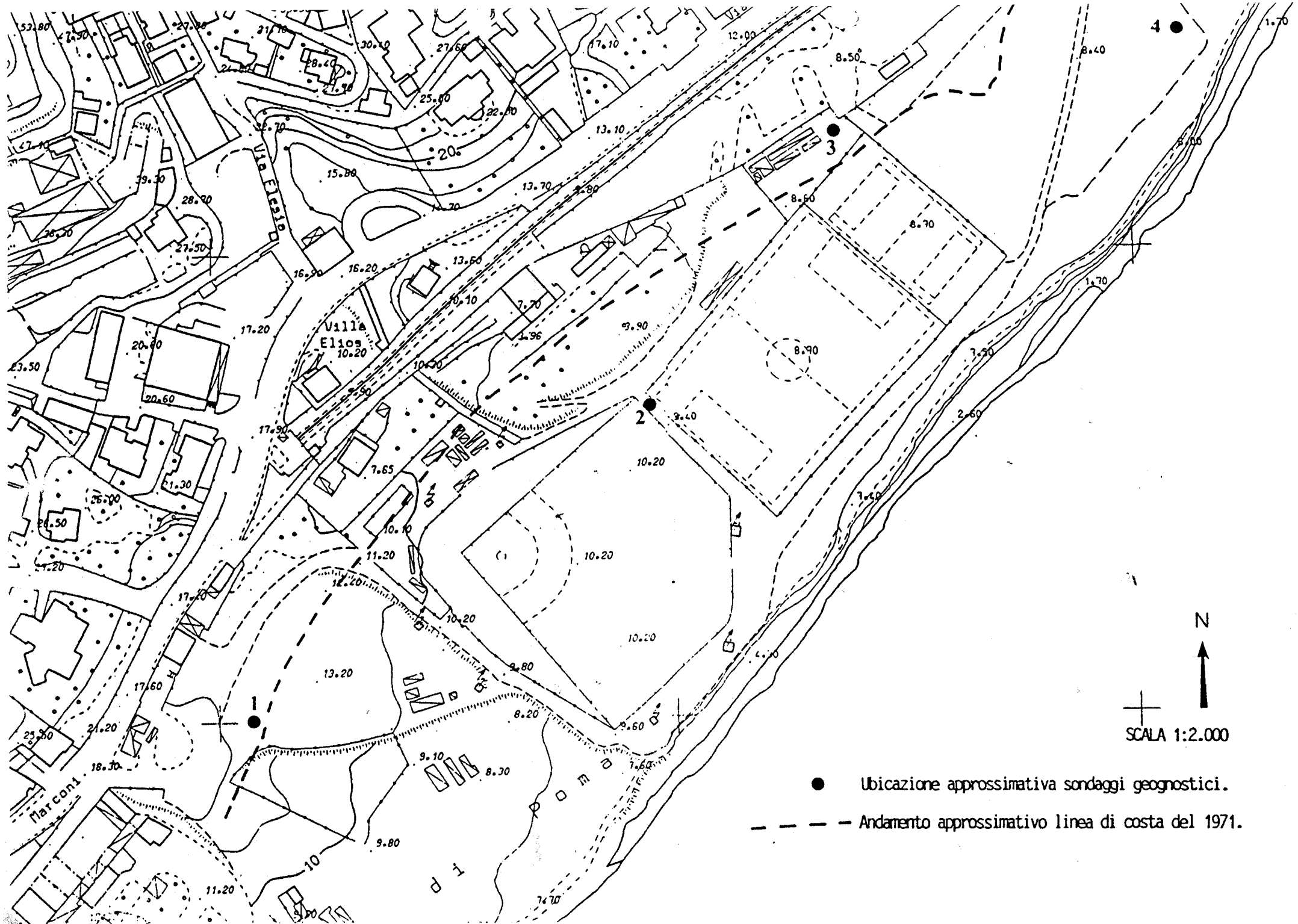
- **INDAGINI GEOTECNICHE**
  Programmazione ed assistenza alle indagini
  Stesura di specifiche tecniche
  Interpretazione dei risultati
  Caratterizzazione geotecnica

- **PROGETTAZIONE GEOTECNICA**
  Fondazioni superficiali e profonde: pali infissi e trivellati
  Capacità portante e previsione dei cedimenti
  Consolidamento dei terreni
  Opere di sostegno tradizionali, paratie e diaframmi
  Analisi di stabilità di pendii in terra ed in roccia
  Consolidamento di versanti e pareti rocciose
  Costruzioni in terra, rilevati, terre rinforzate
  Prove di carico su pali

- **PROBLEMI SPECIALI**
  Controllo temporaneo delle acque di falda
  Controllo di vibrazioni
  Controllo dell'erosione
  Geotecnica stradale
  Pozzi irrigui
  Asfalti

- **SOFTWARE APPLICATIVO**
  Stabilità di versanti in roccia e terreni sciolti
  Caduta massi
  Pali singoli ed in gruppo comunque sollecitati
  Paratie
  Analisi di flusso
  Prove di carico su pali

- L'ing. Claudio ANGELINO è inoltre socio, con funzioni di responsabile del settore geotecnico, della **Polithema Studio Associato**, gruppo di professionisti associati (ingegneri, geologi, agronomi) che si occupa di progettazione e consulenza per opere di interesse idrogeologico sul territorio


1
2
3
4
Villa Elios
Via Flavia
Marconi
N
SCALA 1:2.000
Ubicazione approssimativa sondaggi geognostici.
Andamento approssimativo linea di costa del 1971.