



a2a
ambiente

A2A Ambiente S.p.A.
Ingegneria Ambiente
Via Olgettina 25 - 20132 Milano
T [+39] 02 2729 81
ingegneria.ambiente@a2a.eu - www.a2aambiente.eu


Titolo progetto	Comune di Cavaglià (BI) Nuovo impianto di trattamento e recupero della frazione organica da raccolta differenziata (FORSU)		
Titolo documento	Relazione geologica idrogeologica e geotecnica		
Verifica	P. Bottani		
Approvazione	P. Rossignoli		
Progettista			
Numero documento	D04-R00	Data	Luglio 2018
Codice documento interno	CAV-P03-GN-AE204-R00		

Tabella delle revisioni interne

Revisione <i>Revision</i>	Data <i>Date</i>	Descrizione <i>Description</i>	Pagina <i>Page</i>	Redazione <i>Created by</i>
00	Luglio 2018	Prima emissione	-	A. Digiacomò

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO DELL'AREA	4
2.1	GEOLOGIA GENERALE	5
2.2	GEOLOGIA LOCALE.....	6
2.3	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO GENERALE	7
2.3.1	Inquadramento geomorfologico locale.....	7
2.4	ASSETTO IDROGEOLOGICO	8
2.4.1	Assetto idrogeologico locale.....	9
2.5	PIEZOMETRIA E MASSIMA ESCURSIONE DELLA FALDA.....	10
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI D'IMPOSTA.....	14
3.1	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	14
3.2	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	15
3.3	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT – CORRELAZIONI DI LETTERATURA.....	16
3.3.1	Densità relativa.....	19
3.3.2	Angolo di attrito efficace	20
3.3.3	Parametri di deformabilità.....	23
3.4	PROVE PRESSIOMETRICHE	24
3.4.1	Parametri di deformabilità.....	26
3.4.2	Parametri di resistenza al taglio	26
3.5	PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO	26
3.6	SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	27
3.7	CAPACITÀ PORTANTE – METODO DI CALCOLO.....	27
3.8	CEDIMENTI – METODO DI CALCOLO.....	28
3.8.1	Osservazioni.....	29
3.8.2	Coefficiente di Winkler.....	29
3.9	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	29
3.10	CALCOLO DEL CEDIMENTO ATTESO E DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	30
4	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	31

Allegati:

- ALL A Inquadramento geologico-geomorfologico;
- ALL B Piezometria generale con ubicazione dei pozzi nel raggio di 2 Km;
- ALL C Piezometria di dettaglio con ubicazione dei piezometri di controllo falda dell'area impianto biocubi;
- ALL D *“Discarica Rifiuti Località Gerbido – Comune di Cavaglià – Studio per l'ubicazione dei pozzi di spurgo e la realizzazione della rete di monitoraggio” Dott. Geol. Domenico De Luca - Maggio 2000;*
- ALL E *“Ecodeco S.p.A. – Comune di Cavaglià – Nuovo impianto trattamento rifiuti – Indagine Geognostica – Prove di laboratorio” RCT (Radaelli Castellotti) - Marzo 2001*

1 PREMESSA

La presente relazione geologica-geotecnica è a corredo del progetto di impianto integrato (digestione anaerobica e compostaggio) di trattamento e recupero della frazione organica da raccolta differenziata in loc. Gerbido - Cavaglià (BI) presentato dalla proponente società A2A Ambiente S.p.A con istanza di Valutazione di Impatto Ambientale di competenza provinciale, richiesta volontariamente a seguito del confronto con gli enti. L'impianto integrato oggetto della richiesta è ricadente nell'Allegato IV alla parte seconda del D.Lgs. 152/06 e s.m.i., e in particolare al p.to 7 lettera z.b) Impianti di smaltimento e recupero di rifiuti non pericolosi, con capacità complessiva superiore a 10 t/giorno, mediante operazioni di cui all'allegato C, lettere da R1 a R9, della parte quarta del D.Lgs. 152/06.

Il sito di ubicazione dell'impianto proposto si trova in Comune di Cavaglià (BI), località Gerbido, a sud dell'abitato, in prossimità dei confini amministrativi dei Comuni di Santhià (VC) ed Alice Castello (VC) ed è a nord dell'area dell'esistente Polo Tecnologico di Cavaglià costituito da un impianto di Trattamento Meccanico/Biologico (TMB), dalla discarica ad esso collegata e da un impianto di trattamento plastiche in fase di ultimazione.

L'area dista circa 600 m dalla SS 143 che collega Biella a Santhià, dalla quale si può raggiungere in pochi minuti lo svincolo autostradale di Santhià sulla A4 Torino – Milano.

Il nuovo impianto di trattamento e recupero della FORSU è dimensionato per ricevere 60.000 t/a di Frazioni Organiche provenienti dal circuito delle raccolte differenziate dei Rifiuti Solidi Urbani (FORSU) e rifiuti verdi.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO DELL'AREA

L'area in oggetto, essendo sede di diversi impianti (discariche ed impianti di trattamento e valorizzazione rifiuti) facenti parte del gruppo A2A Ambiente S.p.A., è stata interessata in passato da indagini conoscitive sul terreno al fine di valutarne le caratteristiche geotecniche ed idrogeologiche.

Pertanto per gli approfondimenti della presente relazione sono stati presi in considerazione i seguenti studi:

- ✧ *“Polo Tecnologico per lo smaltimento dei Rifiuti da realizzare nel Comune di Cavaglià – Località Gerbido – Relazione geologica e Geotecnica” Dott. Geol. Elio Vanoni – Dott. Geol. Guido Bruno – Febbraio 1999*
- ✧ *“Discarica Rifiuti Località Gerbido – Comune di Cavaglià – Studio per l'ubicazione dei pozzi di spurgo e la realizzazione della rete di monitoraggio” Dott. Geol. Domenico De Luca - Marzo 1999 – Maggio 2000;*
- ✧ *“Ecodeco S.p.A. – Comune di Cavaglià – Nuovo impianto trattamento rifiuti – Indagine Geognostica – Prove di laboratorio” RCT (Radaelli Castellotti) - Marzo 2001*
- ✧ *“Ecodeco- Cavaglià (Biella) – Nuovo impianto di smaltimento rifiuti – Relazione Geotecnica” Ingegneri Consulenti associati – Ing. Pietro Romani – Giugno 2001*

- ✧ “Cavaglià S.p.A. - Fase di completamento e ripristino ambientale discarica 2B – Relazione Idrogeologica” Dott. Geol. Fulvio Epifani – Aprile 2002;
- ✧ “D.M. 25.10.1999 n° 471 - Cavaglià S.p.A. - Fase di completamento e ripristino ambientale discarica 2B – Relazione Idrogeologica” Dott. Geol. Fulvio Epifani – Maggio 2002;
- ✧ “Progetto di ricondizionamento pozzo 11POZ (Pozzo P2) – Perforazione del pozzo 20POZ in sostituzione dell’esistente” Dott. Geol. Gardenghi e Dott. Geol. Brunello - Maggio 2011
- ✧ “Cava di sabbia e ghiaia sita in località “Valledora” del Comune di Cavaglià (BI). - Studio di Impatto Ambientale” Geostudio – Dicembre 2013

2.1 GEOLOGIA GENERALE

L'area oggetto di studio ricade interamente a S della Linea dei Canavese, nel settore di pianura a ridosso di rilievi deposizionali di origine glaciale rappresentati dalla Serra d'Ivrea e dal gruppo di colline moreniche che circondano il Lago di Viverone.

Nella zona pedemontana si rilevano esclusivamente formazioni sedimentarie di origine continentale recente. Non sono presenti affioramenti di roccia in posto, nè la stessa è presente a profondità raggiungibili normalmente da scavi e sondaggi. Gli affioramenti più prossimi sono le rocce cristalline precarbonifere dell'Eporediese e distano decine di km in direzione NW.

Le formazioni presenti nell'area sono di seguito descritte in modo sintetico (si veda a tal proposito la tav. ALL A “Inquadramento geologico geomorfologico”):

- **I - Depositi morenici mindeliani**

Sono formati da materiali angolosi di dimensioni variabili inglobati in una matrice fine abbondante. Localmente è presente un paleosuolo “ferrettizzato” costituito da argille rosso-brune con ciottoli di rocce silicatiche. Compaiono solo circa 1 Km a NE della località in esame.

- **II - Depositi fluvioglaciali mindeliani**

La litologia predominante è costituita da livelli ghiaioso-sabbiosi, intervallati da livelli sabbioso-argillosi. Localmente è possibile osservare la presenza di un paleosuolo di spessore variabile tra 2 e 3 m., costituito da argille brunastre con rari ciottoli. Sono presenti solo molto più a NE.

- **III - Depositi morenici rissiani**

Il litotipo predominante è rappresentato da ciottoli inglobati in una matrice sabbioso-ghiaiosa in cui sono dispersi blocchi lapidei di dimensioni superiori. Si può osservare, localmente, la presenza di un paleosuolo argilloso il cui spessore può raggiungere i 3 m. Anch'essi non interessano direttamente né indirettamente l'area.

- **IV - Depositi fluvioglaciali würmiano-rissiani**

La litologia preminente è costituita da alternanze di livelli ghiaiosi con livelli sabbioso-argillosi. I livelli sabbioso-ghiaiosi sono stati e sono spesso tuttora oggetto di attività estrattiva. In particolare la conformazione del bacino locale in esame (Loc. La Valle) ha determinato una concentrazione dei litotipi granulari e sabbiosi puliti e sani, oggetto di coltivazione estesa ed intensa.

2.2 GEOLOGIA LOCALE

Per la definizione della stratigrafia dettagliata della zona si fa riferimento ai numerosi sondaggi realizzati sull'area d'intervento con particolare riguardo alle stratigrafie dei pozzi realizzati per il monitoraggio degli impianti esistenti nel centro integrato di A2A Ambiente S.p.A. (v. tav. ALL C "Piezometria di dettaglio con ubicazione dei pozzi e piezometri di controllo falda").

I dati desumibili dalle stratigrafie indicano la presenza di terreni quasi sempre molto sciolti a tessitura grossolana, costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose, talora differenziati in lenti a debole coesione di modesta estensione laterale, legati allo smantellamento della cerchia morenica eporediese. Lo spessore di tali depositi è compreso tra i 55 e i 60 m. Tali dati sono stati ampiamente confermati nel corso del tempo dalle operazioni di scavo degli inerti. Le caratteristiche dei materiali sono state evidenziate dalle analisi granulometriche effettuate a varie profondità, che confermano la natura granulata e l'assenza di fine, sia limoso, sia, ancor più, argilloso, che in totale non supera mai l'1-2%.

Al di sotto di tali profondità si rinvengono i primi livelli argillosi, con andamento talora lenticolare, dello spessore di alcuni metri, indicanti un radicale cambiamento nell'ambiente di deposizione caratterizzato ora da un'alternanza di strati sabbioso-ghiaiosi con strati argillosi, generalmente di spessore metrico. Una successione di questo tipo sembra attribuibile al complesso del Villafranchiano, caratterizzato appunto da un'alternanza di depositi limoso - argillosi, impermeabili, con livelli di natura ghiaioso-sabbiosa, permeabili, ospitanti falde in pressione.

Spesso il tetto del complesso villafranchiano viene posto, convenzionalmente, in corrispondenza al primo livello limoso-argilloso impermeabile che abbia una certa estensione regionale e non soltanto un significato episodico e locale: molto sovente, infatti, l'individuazione del tetto dei depositi del Villafranchiano è resa difficoltosa, dalla naturale caratteristica transizionale e quindi graduale delle facies coinvolte, in quanto analoghe a quelle dei depositi fluviali; può quindi essere difficile, all'interno dello spessore di depositi esplorati mediante sondaggio, distinguere un limite ben definito tra alluvioni di transizione e Villafranchiano deltizio s.s.

In superficie, la pedogenesi esplicata su questi depositi, talvolta ricoperti da uno strato decimetrico di limi eolici ("loess"), ha dato origine ad un debole strato di alterazione.

In sintesi quindi i depositi würmiano-rissiani, coperti, ove indisturbati, da poco loess alterato, poggiano direttamente sui sedimenti più fini legati ad un ambiente deposizionale fluvio-lacustre e deltizio di facies villafranchiana.

La morfologia locale, chiaramente legata ad una via preferenziale di scorrimento postglaciale, ha determinato una selezione granulometrica e litologica dei materiali, che, pur essendo singenetici rispetto a quelli costituenti il territorio al di fuori de "La Valle", sono più sani, puliti e resistenti, tanto da aver dato origine ad una fiorente attività di escavazione per inerti. La particolare conformazione dell'unità geomorfologica descritta e le caratteristiche dei terreni che la costituiscono, la fanno infatti derivare dallo smaltimento tardivo dell'apparato morenico ad opera di uno sfioratore del bacino lacustre di Viverone che avrebbe formato verso sud-est un canale a corso multiplo, il quale ha comportato anche la deposizione del carico solido più minuto verso le porzioni distali dell'apparato, al di fuori, sempre in direzione SE, dell'area in esame.

L'esame di scavi ed intagli visibili localmente consente di notare, all'interno del deposito alluvionale, una relativa omogeneità di stratificazione, caratterizzata dalla prevalenza di materiali ghiaiosi con frazioni sabbiose, talora leggermente cementate ed in qualche misura impermeabili, concentrate a formare lenti e livelli isolati, di spessore decimetrico.

2.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO GENERALE

L'analisi della struttura geomorfologica del territorio è stata condotta utilizzando le informazioni contenute nella cartografia tecnica regionale a scala 1:10.000, nella cartografia a scala 1:25.000, e nella cartografia tematica dell'I.G.M. (Carta Geologica Biella, Foglio n° 43 vedasi stralcio in tav. ALL A "Inquadramento geologico geomorfologico"); sono stati analizzati inoltre la cartografia tematica provinciale, gli studi allegati ai PRG integrati da numerosi sopralluoghi e rilevamenti in situ.

A grande scala, la morfologia del territorio è il risultato del modellamento, avvenuto nel corso di più fasi di espansione e ritiro dei ghiacciai quaternari e dei fenomeni connessi, tra gli sbocchi in pianura della Dora Baltea e del Torrente Elvo.

Il modellamento post-glaciale è da mettere in relazione con la funzione di arginatura esercitata dalle cerchie moreniche più esterne e più antiche nei confronti di quelle più esterne e recenti. La cerchia più elevata, nota come la Serra di Ivrea, costituisce la cresta spartiacque in seno all'anfiteatro morenico, pur essendo posta in posizione interna e si erge sino a 600 metri sulla pianura, determinando una conformazione del rilievo con aspetto decisamente più mosso e collinare-montano nel versante rivolto verso le Alpi (nord-ovest), rispetto a quello sud-est, vergente verso la pianura.

I corsi d'acqua di origine alpina, nello smantellamento postglaciale dell'esteso sistema di morene frontali e laterali che chiudeva lo sbocco in pianura, hanno seguito tracciati variabili nel tempo a causa anche di ostacoli progressivamente affioranti sui loro percorsi. Infatti l'erosione dei terrazzi fluvioglaciali e l'abbassamento conseguente dell'alta pianura hanno messo progressivamente in luce formazioni cristalline precarbonifere nel triangolo Ivrea Borgofranco — Chiaverano, che hanno costituito uno sbarramento insormontabile, in quanto molto meno erodibile. La Dora le ha quindi aggirate, anche se non completamente, verso sud. E' così rimasto inattivo un possibile paleoalveo orientato direttamente in asse con la bassa valle d'Aosta, NW-SE, che ha lasciato come rappresentanza relitta un avvallamento contornato da cordoni morenici tra Bollengo e il lago di Viverone. A partire dallo stesso è poi ben evidente un solco intermorenico rettilineo che dal lato sud del lago scende, in direzione ESE, direttamente su Santhià ed il Vercellese, fondendosi con la pianura prima di raggiungere il centro abitato.

L'area in esame, si colloca lungo questo solco, sul margine sud-est dell'anfiteatro morenico di Ivrea e dei depositi fluvioglaciali e glacio-lacustri ad esso geneticamente connessi.

2.3.1 Inquadramento geomorfologico locale.

L'area in oggetto è collocata in pianura, al limite meridionale dell'apparato morenico di Ivrea e appartiene alla zona di transizione fluvio-glaciale rissiano-würmiana, originatasi da una serie di scaricatori le cui attività si sono succedute nei vari stadi della glaciazione rissiana protrandosi per un lasso di tempo relativamente lungo. Il paleosuolo di questi depositi fluvio-glaciali è caratterizzato dalla presenza superficiale di un debole strato d'alterazione bruno-giallastro che in superficie, per la profondità di alcuni decimetri, è

stato profondamente modificato nella composizione e nelle caratteristiche fisico-chimiche dalle colture agrarie.

La pianura è delimitata verso Nord dai bassi rilievi mindeliani, costituenti le cerchie moreniche più esterne dell'anfiteatro eporediese, formati da depositi eterogenei caratterizzati da una coltre superficiale di argille rosse, "ferretto", e da sottostanti ciottoli di gneiss e di rocce granitiche molto alterate. Più ad Ovest sono presenti i terreni morenici rissiani, più recenti rispetto ai primi e quindi meno alterati; formano il corpo interno dell'apparato morenico (Serra d'Ivrea) con paleosuolo decisamente meno potente di quello mindeliano e generalmente asportato dall'erosione.

A ridosso del versante pianiziale dell'apparato morenico rissiano, a SE di Viverone, tra Alice Castello e Cavaglià, è presente una particolare depressione, molto allungata in direzione ONO-ESE e evidenziata sulla carta geologica del Foglio Biella, costituente la forma relitta di un paleoalveo congiungente il bacino di Viverone con il piano esterno della pianura. Il prolungamento verso la pianura di questo paleoalveo viene a costituire la zona nota localmente con il toponimo de "La Valle", al margine della quale è ubicato il sito proposto per la realizzazione del nuovo impianto "A2A Ambiente S.p.A."

Da un punto di vista geomorfologico tale sito rappresenta un'unità particolare nel contesto della pianura in quanto forma una lunga e poco accentuata depressione naturale, limitata lateralmente da terrazzamenti con direzione ONO-ESE. Il limite settentrionale degrada progressivamente, passando da un'altezza di 3-4 metri nella parte centrale, ad un'altezza inferiore ai 2 metri in corrispondenza della Cascina "La Mandria", oltre la quale si rastrema, scomparendo. Verso sud il limite risulta meno definito, non essendo marcato da un'evidente scarpata di terrazzo.

L'individuazione di tale limite è resa in generale più difficoltosa dalle rilevanti modificazioni già apportate al territorio dall'intervento antropico, sia con opere di spianamenti per scopi agricoli, sia con l'apertura di cave di ghiaia di grosse dimensioni e con le modificazioni connesse alla costruzione della rete autostradale.

Dal suo limite NW l'area degrada su di un'estensione longitudinale di circa 4 km verso E-SE, passando da una quota di 300 m circa a 220 m in prossimità del Navilotto, che rappresenta il suo limite inferiore. La morfologia subpianeggiante dell'area fa sì che non siano presenti scarpate naturali per le quali si possano ipotizzare situazioni di instabilità.

Nell'area non sono presenti corsi d'acqua naturali rilevanti, tuttavia l'intenso uso agricolo del suolo, ha fatto in modo che si sviluppasse una fitta rete di canali irrigui dei quali il più importante è il Navilotto che scorre lungo il muro di cinta dell'impianto. Il Navilotto deriva dal Naviglio d'Ivrea che a sua volta prende origine dallo sbarramento d'Ivrea del Fiume Dora Baltea.

2.4 ASSETTO IDROGEOLOGICO

In sintesi si hanno i seguenti complessi idrogeologici:

Complesso ghiaioso

I depositi alluvionali che costituiscono questo complesso affiorano in pianura in modo pressoché continuo, essi assumono una forma lenticolare, più spessa nella parte centromeridionale della pianura dove la potenza raggiunge i 65-70 metri che va, in genere, rastremandosi gradualmente verso N, (si riduce a 15-20 metri lungo il

margine settentrionale della pianura), e verso S in maniera più rapida avvicinandosi alle colline dei Monferrato (nella zona Trino-Crescentino è potente 15-20 metri). *L'area in esame, compresa in questo complesso, fa eccezione, nel senso di un maggiore spessore, per le ragioni morfologiche dettagliate in precedenza, pur essendo situata in prossimità della parte settentrionale della pianura.*

Le ghiaie sabbiose del complesso quaternario costituiscono un acquifero libero localizzato, nella pianura, a modesta profondità dal piano campagna, la falda ivi ospitata, pur avendo in quasi tutta l'area connotazioni freatiche, risulta localmente confinata a causa di livelli costituiti da materiale fine a conducibilità idraulica relativa inferiore. *Anche in questo l'area in studio si differenzia per la scarsità di livelli fini interposti e per la maggior profondità della falda superficiale, da porre in relazione con le note caratteristiche morfologiche e formazionali.*

Complesso dei sedimenti morenici

E' caratterizzato da depositi eterogenei affioranti nel settore NW dell'area e facenti parte dell'anfiteatro morenico d'Ivrea; tali depositi sono caratterizzati da una spiccata eterometria e da abbondanza di materiali fini; si rinvencono inoltre, locali lenti di limi ed argille torbose di origine lacustre (laghi intramorenici). Il flusso idrico è estremamente limitato, fatto salvo per le locali lenti di materiali grossolani, più permeabili; come conseguenza di questa situazione disomogenea, la superficie piezometrica, che segue grosso modo l'andamento della morfologia superficiale, mostra una soggiacenza molto variabile. *Non interessa l'area in esame.*

Complesso delle alternanze

E' costituito da alternanze di livelli ghiaioso-sabbiosi con livelli più fini che vanno dal tipo argilloso-limoso a quello sabbioso-argilloso. Esso mostra una geometria lenticolare. La base di questo complesso è molto profonda ed è stata raggiunta solo in alcuni sondaggi ai bordi della pianura e nelle stratigrafie di alcune perforazioni effettuate dall'AGIP. *Costituisce il substrato profondo nell'area in esame, a partire da 55-60 fll da/p.c..*

2.4.1 Assetto idrogeologico locale.

Nell'area gli acquiferi più sfruttati da pozzi pubblici e privati interessano, nella maggior parte dei casi, i depositi fluviali e fluvio-glaciali di età quaternaria o i depositi villafranchiani sottostanti. I pozzi pubblici attingono di norma all'acquifero profondo: Comune di Santhià (pozzi profondi tra i 100 ed i 129 m circa), acquedotto comunale di Cavaglià (135 m), pozzi di Alice Castello (67-90 m), pozzo dell'acquedotto di Tronzano, mentre nei depositi fluvioglaciali sono attestati generalmente i pochi pozzi privati ancora rimanenti, in genere di uso irriguo.

Le falde acquifere alle quali attingono i diversi pozzi degli acquedotti comunali della zona, Alice Castello, Cavaglià, Santhià e Tronzano, sono idraulicamente separate dalla falda superficiale dalla presenza di livelli argilloso-limosi che caratterizzano appunto il passaggio dai depositi quaternari al complesso villafranchiano.

Nell'area in studio, caratterizzata dalla struttura particolare già descritta, la morfologia di origine fluviale e la granulometria del substrato hanno fatto da asse drenante per la circolazione idrica sotterranea, determinando un abbassamento generale della prima falda lungo tale asse rispetto alla norma del territorio circostante dell'ordine di almeno 5-10 m. Dal punto di vista formazionale è stata inoltre favorita la deposizione di materiali

granulometricamente simili in senso verticale per spessori rilevanti, in pratica per l'intera potenza del fluvioglaciale, impedendo la formazione di falde sospese, come invece si riscontra ai lati di questa struttura geomorfologica.

Infatti tra la C.na Valdora ed il canale Navilotto si hanno soggiacenze che vanno da 40 a 31 m circa, mentre in parallelo e su distanze analoghe, ma fuori della zona denominata "La Valle" si va da 40 m (Loc. Madonna) a circa 10 m a sud del Naviglio di Ivrea. In pratica quindi, lungo l'asse denominato "La Valle" si ha un elevato gradiente iniziale (da ovest), che determina un più rapido abbassamento della quota piezometrica prima di arrivare nella pianura di Santhià, mentre all'esterno dell'incisione morfologica si ha un gradiente distribuito più uniformemente.

2.5 PIEZOMETRIA E MASSIMA ESCURSIONE DELLA FALDA

Di seguito vengono riportati i dati piezometrici ed idrogeologici sufficienti a predisporre un modello univoco, che permetta di rispondere ad alcuni quesiti di base circa il flusso sotterraneo:

- assetto stratigrafico-idrogeologico del terreno
- direzione
- gradiente

al fine di poter progettare un sistema di monitoraggio della falda freatica.

La conoscenza della situazione piezometrica generale e locale e lo sviluppo di un modello generale di flusso in falda sono stati approfonditi nell'analisi condotta dai geol. dott. Vanoni e dott. Bruno in una dettagliata caratterizzazione del sito (giugno 1999) d'intervento e successivamente in uno studio svolto dal geol. dott. Fulvio Epifani nel maggio 2002.

L'analisi teneva conto del rilevamento delle quote piezometriche in alcuni dei pozzi esterni all'area d'intervento, in un raggio di circa 3 km a monte e di 2 a valle e ai lati.

Sulla base delle misure svolte è stata redatta una carta delle isopiezometriche che si riporta in tav. ALL. B

La carta mette in evidenza in luce le diverse caratteristiche lungo tutto l'asse della struttura geomorfologica denominata "La Valle" (e di quelli della pianura a SE dell'autostrada), rispetto a quelle presenti sul lato sud della struttura stessa. Lungo l'asse principale è infatti sempre ben individuabile una discesa coerente e graduale delle quote piezometriche, più rapida a monte, verso WNW, più ridotta verso valle, mentre i dati piezometrici provenienti dai punti di misura a sud dell'asse de "La Valle" presentano valori molto più superficiali.

Il riferimento ad un'unica falda comporterebbe gradienti anomali, superiori di oltre 100 volte a quello lungo l'asse de "La Valle" e difficilmente spiegabili, mentre è logico supporre che nei terreni non appartenenti direttamente allo scaricatore che ha formato la struttura morfologica de "La Valle", anche se della stessa origine fluvioglaciale, sia presente una falda secondaria separata a quote ridotte.

Questo fatto comporta che lungo l'asse de "La Valle" si abbia un livello di prima falda decisamente più basso rispetto a terreni in analoga posizione posti immediatamente all'esterno della struttura stessa. La continuità in asse della struttura in oggetto permette

altresì un drenaggio continuo, impedendo verosimilmente risalite accidentali eccessive della falda anche in condizioni climatiche eccezionali.

Al fine di una migliore conoscenza complessiva, per individuare e, per quanto possibile, proteggersi da variazioni significative future, lo studio del 1999 dei geologi dott. Vanoni e dott. Bruno poi riprese dal dott. Epifani (aprile-maggio 2002), aveva ricostruito le variazioni cronologiche della piezometria, raccogliendo, ordinando ed interpretando i dati allora disponibili.

Le misure effettuate sui pozzi esterni all'area d'intervento mettevano in evidenza che si era avuta una generale tendenza all'abbassamento della falda nel periodo compreso tra il 1995 ed il 1999, con un'accentuazione negli ultimi due anni, mentre ove era stato possibile reperire misure precedenti (C.na Valle, C.na Mandriotta), si ebbe un aumento tra il 1984 ed il '93, con un massimo non più superato nel novembre del 1993 appunto.

DATA	c.na Valle 239,00	c.na Pissina 246,00	c.na Mandria 212,00	c.na Mandriotta 206,00	c.na dell'Alba 188,00	Massarotta 225,00	c.na Ridotta 213,00
17/01/84	195,85						
24/11/93	196,30	207,25	189,20	187,00	183,40	193,50	
17/12/93	196,13			186,52			191,25
04/02/99	195,05	204,00	186,25	184,50	181,10	193,00	186,00

Nel periodo di misura, in queste due località, si è avuto un abbassamento di circa 1,5 m. Anche destagionalizzando il dato sulla base della variazione media in zona tra i mesi di novembre, data delle misure del '93 e di febbraio, periodo delle misure più recenti, si aveva in ogni caso una leggera diminuzione, dell'ordine di alcune decine di centimetri in media. Si era ritenuto comunque che la variazione non fosse tale da permettere di affermare che le falde fossero in abbassamento generalizzato sull'intera fascia precollinare a sud-est del lago di Viverone.

In generale si poteva affermare che le quote piezometriche erano sostanzialmente stabili nel tempo, con una modesta tendenza alla diminuzione, leggermente più accentuata man mano che ci si inoltrava nella pianura e apparentemente in accelerazione negli ultimi anni ciò probabilmente a causa della ridotta ricarica legata all'andamento climatico e dell'aumentato prelievo idrico negli ultimi decenni sia per ragioni agricole, sia industriali, sia acquedottistiche (con un progressivo spostamento, per quanto riguarda queste ultime, verso le falde confinate o semiconfinate più profonde).

Il gradiente risultante dalla distanza delle isopieze 190 e 185, in corrispondenza all'area di studio, secondo l'allineamento più consono alla morfologia locale (NW — SE) e che può essere considerato la risultante di un andamento leggermente convergente delle linee di flusso è pari a 0,0028 (0,28%).

Una caratterizzazione idrogeologica di dettaglio del sito di ubicazione del nuovo impianto, può essere svolta utilizzando alcuni piezometri presenti sull'area dell'impianto biocubi che si trova a ridosso dell'area del futuro impianto.

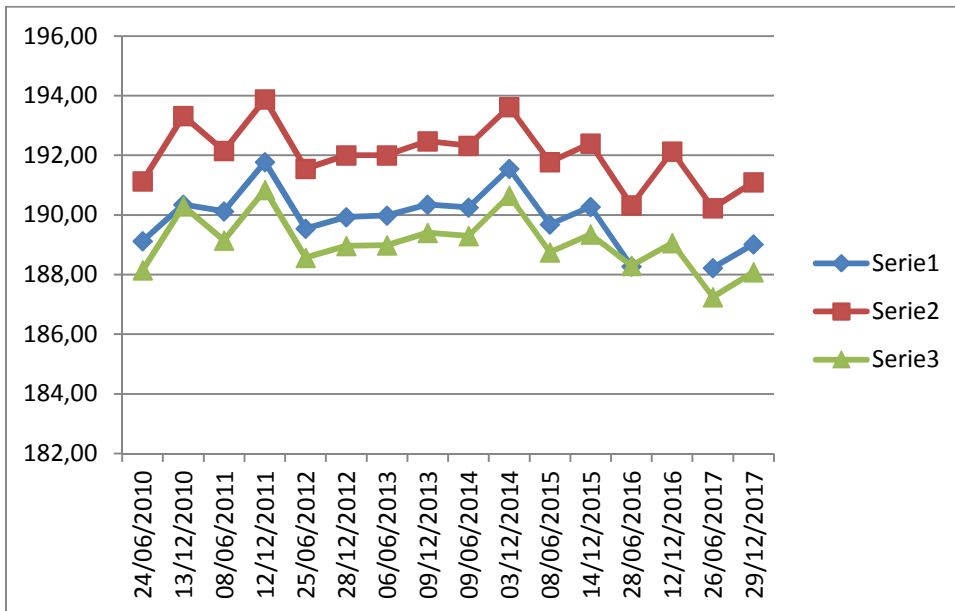
Dal 2010 sino ad oggi, sono disponibili una serie di misure semestrali regolarmente trasmesse agli enti di controllo (Provincia ed ARPA) che consentono di definire l'andamento delle oscillazioni.

Nella tav. ALL C sono stati riportati i pozzi che interessano la falda superficiale relativi all'impianto Biocubi denominati Piezometro 1, Piezometro 2, Piezometro 4

L'analisi dei dati, riportati nella tabella e nel grafico seguenti, fornisce le seguenti indicazioni:

- ✧ l'andamento delle oscillazioni piezometriche è molto regolare per tutti i pozzi misurati, con un minimo nei mesi primaverili ed un massimo in quelli autunnali-invernali; la ricarica avviene prevalentemente nei mesi invernali;
- ✧ l'oscillazione massima misurata nel periodo 2010-2015, tra i piezometri tuttora attivi, è di 3,65 m registrata nel pozzo p2;
- ✧ la soggiacenza della falda è mediamente circa 30 m;
- ✧ per quanto riguarda l'impianto in progetto, date le profondità di imposta delle fondazioni non sono assolutamente possibili interferenze con la superficie freaticometrica; il franco di sicurezza risulterebbe infatti mediamente pari a circa 25m.

	p1 biocubi		p2 biocubi		p4 biocubi	
	Q.b.p.	220,15	Q.b.p.	222,58	Q.b.p.	219,45
	sogg.	m s.l.m.	sogg.	m s.l.m.	sogg.	m s.l.m.
24/06/2010	31,02	189,13	31,44	191,14	31,30	188,15
13/12/2010	29,80	190,35	29,25	193,33	29,15	190,30
08/06/2011	30,02	190,13	30,42	192,16	30,30	189,15
12/12/2011	28,37	191,78	28,70	193,88	28,60	190,85
25/06/2012	30,60	189,55	31,03	191,55	30,88	188,57
28/12/2012	30,22	189,93	30,57	192,01	30,48	188,97
06/06/2013	30,16	189,99	30,58	192,00	30,46	188,99
09/12/2013	29,80	190,35	30,10	192,48	30,04	189,41
09/06/2014	29,90	190,25	30,25	192,33	30,15	189,30
03/12/2014	28,60	191,55	28,95	193,63	28,80	190,65
08/06/2015	30,46	189,69	30,80	191,78	30,70	188,75
14/12/2015	29,87	190,28	30,18	192,40	30,10	189,35
28/06/2016	31,87	188,28	32,25	190,33	31,15	188,30
12/12/2016			30,45	192,13	30,39	189,06
26/06/2017	31,92	188,23	32,35	190,23	32,20	187,25
29/12/2017	31,13	189,02	31,48	191,10	31,36	188,09
MIN	28,37	188,23	28,70	190,23	28,60	187,25
MAX	31,92	191,78	32,35	193,88	32,20	190,85
□	3,55		3,65		3,60	



3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI D'IMPOSTA

La caratterizzazione geotecnica preliminare dei terreni d'imposta è finalizzata alla determinazione delle proprietà fisiche ed idrauliche del terreno ed alla valutazione delle condizioni di stabilità dell'area comprendente il sito. Pertanto sono necessarie specifiche indagini riguardanti:

- esplorazione del sottosuolo con prospezioni dirette;
- prove geotecniche di laboratorio;

L'area in oggetto, essendo sede di diversi impianti appartenenti al centro integrato di trattamento rifiuti del gruppo A2A Ambiente, è stata interessata in passato da indagini conoscitive sul terreno al fine di valutarne le caratteristiche geotecniche ed idrogeologiche.

La campagna geognostica più recente e significativa è stata svolta per conto di ECODECO S.p.A. ora A2A Ambiente S.p.A. nel marzo 2001 dalla società RCT s.r.l. di Liscate (v. ALL G) nell'ambito della realizzazione dell'impianto di trattamento dei Rifiuti Solidi Urbani (Biocubi) ubicato nelle immediate vicinanze dell'area in oggetto.

Durante tale indagine, sull'area di interesse, sono state eseguite le seguenti prove:

- N°4 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S2-S3-S4) spinti a 20-30m dal p.c. locale dei quali l'S1 attrezzato con piezometro.
- Prove penetrometriche dinamiche (SPT) ogni 1.5m di avanzamento.
- N°3 prove pressiometriche in foro.
- N°10 granulometrie eseguite su campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette.

La perforazione è stata eseguita a secco con rivestimento (30mm) dotato di corona Widia posto in opera con l'ausilio della circolazione di acqua. In corrispondenza delle prove pressiometriche è stata eseguita una "tasca" con carotiere da 66mm per l'alloggio della cella.

Le prove SPT sono state eseguite "a punta chiusa" per evitare il danneggiamento del campionatore Raymond.

3.1 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

2.1 RCT (2001) "*Indagine geognostica – Prove di laboratorio*" Commessa n°2053 – Rapporto del 20/03/2001

2.2 Cubrinovski M., Ishihara K. (1999) "*Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils*". Soil and Foundations Vol. 39, N°5 – pp. 61-71 – Ottobre 1999

2.3 Bolton (1986) "*The strength and dilatancy of sands*" Géotechnique n.36(1) – pagg.65-78

2.4 Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test - Its Application and Interpretation - Penetration in U.K." Proc. of Geotechnology Conference organized by ICE, Birmingham

2.5 Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity". Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.

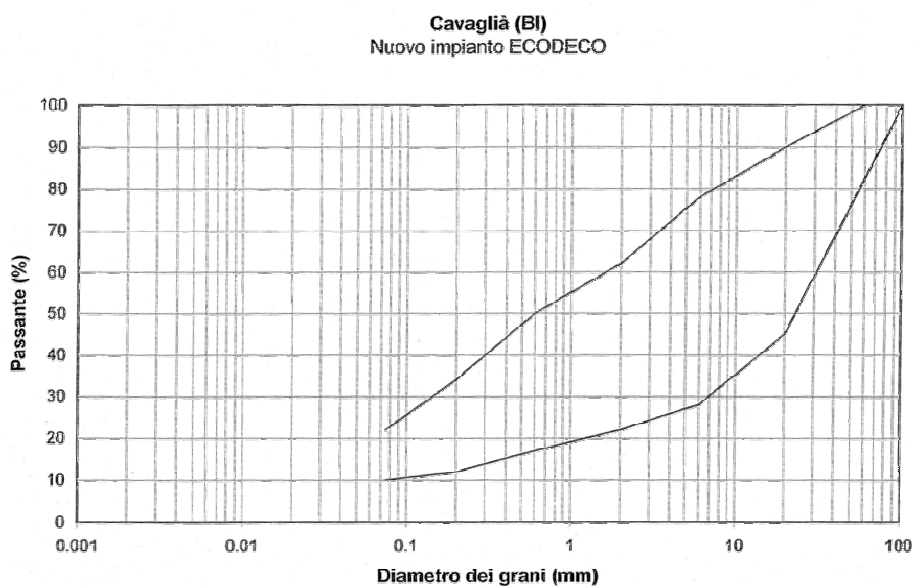
2.6 Poulos H.G., Davis E.H. (1974) "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". John Wiley & Sons.

2.7 Florin V.A. (1959) "Oshovi Mekaniki Gruntov". Mosca.

3.2 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

I sondaggi eseguiti mostrano che il terreno di fondazione è costituito da ghiaia e ghiaietto in matrice sabbiosa a tratti debolmente limosa di colore grigio con ciottoli di grosse dimensioni.

I fusi granulometrici relativi ai vari sondaggi sono riportati nella figura seguente.



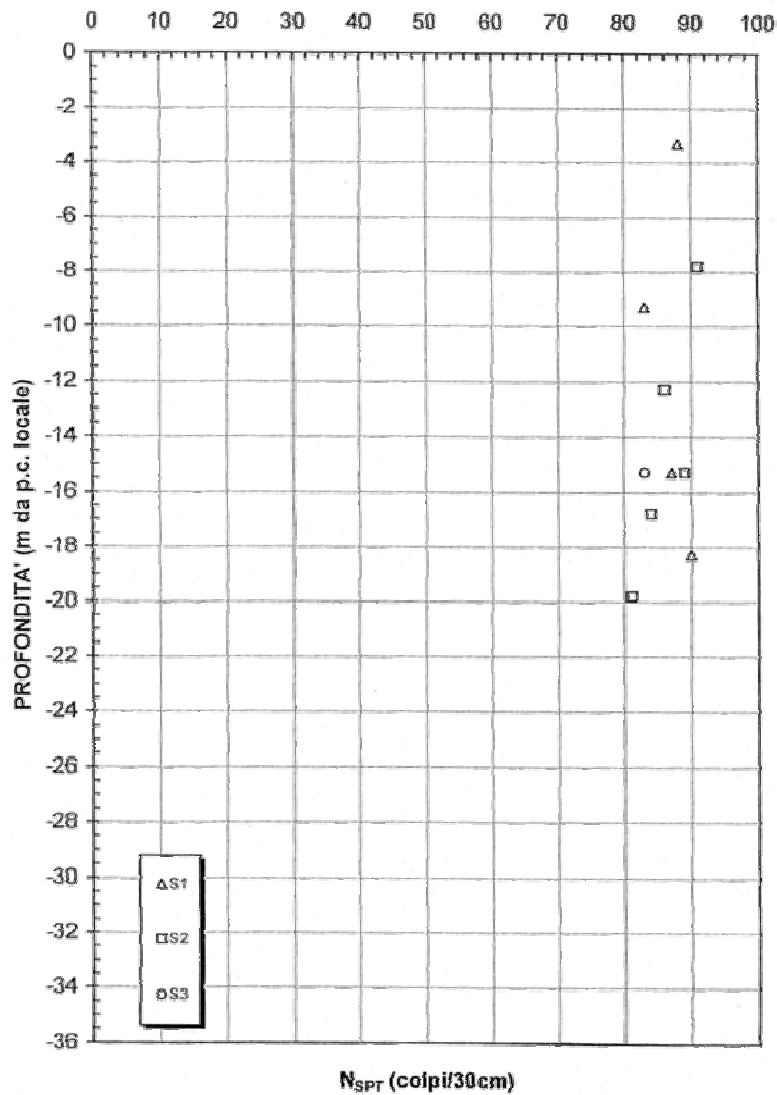
L'addensamento è molto elevato come evidenziato dai risultati delle prove SPT (Fig. seguente) che in molti casi hanno fornito condizioni di rifiuto per la presenza dei frequenti ciottoli.

La coltre di alterazione superficiale è costituita dagli stessi materiali ma appare distinguibile per:

- la colorazione tendente al marrone
- la presenza di un maggiore contenuto di fine

Lo spessore di tale coltre risulta dell'ordine del metro.

Cavaglia (BI)
Nuovo impianto ECO/DECO



3.3 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT – CORRELAZIONI DI LETTERATURA

La caratterizzazione geotecnica del terreno in posto è stata condotta sulla base dei risultati delle prove svolte in sito (prove SPT e pressiometriche) ed il laboratorio (prove di caratterizzazione).

Si premette che la presenza dei ciottoli di grosse dimensioni ($f > 15\text{cm}$) ha sicuramente influenzato i risultati delle prove aumentando fittiziamente il numero di colpi.

A tale proposito si è fatto riferimento alle sole prove che non hanno fornito condizioni di “rifiuto” ed in particolare a quelle che hanno evidenziato il minore numero di colpi.

Il dato penetrometrico misurato N^*_{SPT} è stato corretto per tenere conto del fatto che le prove sono state eseguite con campionario a “punta chiusa” contrariamente a

quanto è previsto nella prova "standard". Per materiali sabbioso/ghiaiosi sopra falda ed a modesta profondità, si può tuttavia considerare quanto segue:

$$N_{SPT}^* \cong N_{SPT}$$

Dove:

N_{SPT}^* = valore ottenuto con campionatore a punta chiusa

N_{SPT} = valore ottenuto con campionatore a punta aperta

In assenza di specifici dati e sapendo che il rendimento energetico delle macchine operatrici comunemente impiegate in Italia è prossimo al 65%, si ritiene superfluo correggere il valore N_{SPT} per riportarlo all'energia convenzionale *di riferimento* pari al 60%; si potrà direttamente scrivere:

$$(N)_{60} \cong N_{SPT}$$

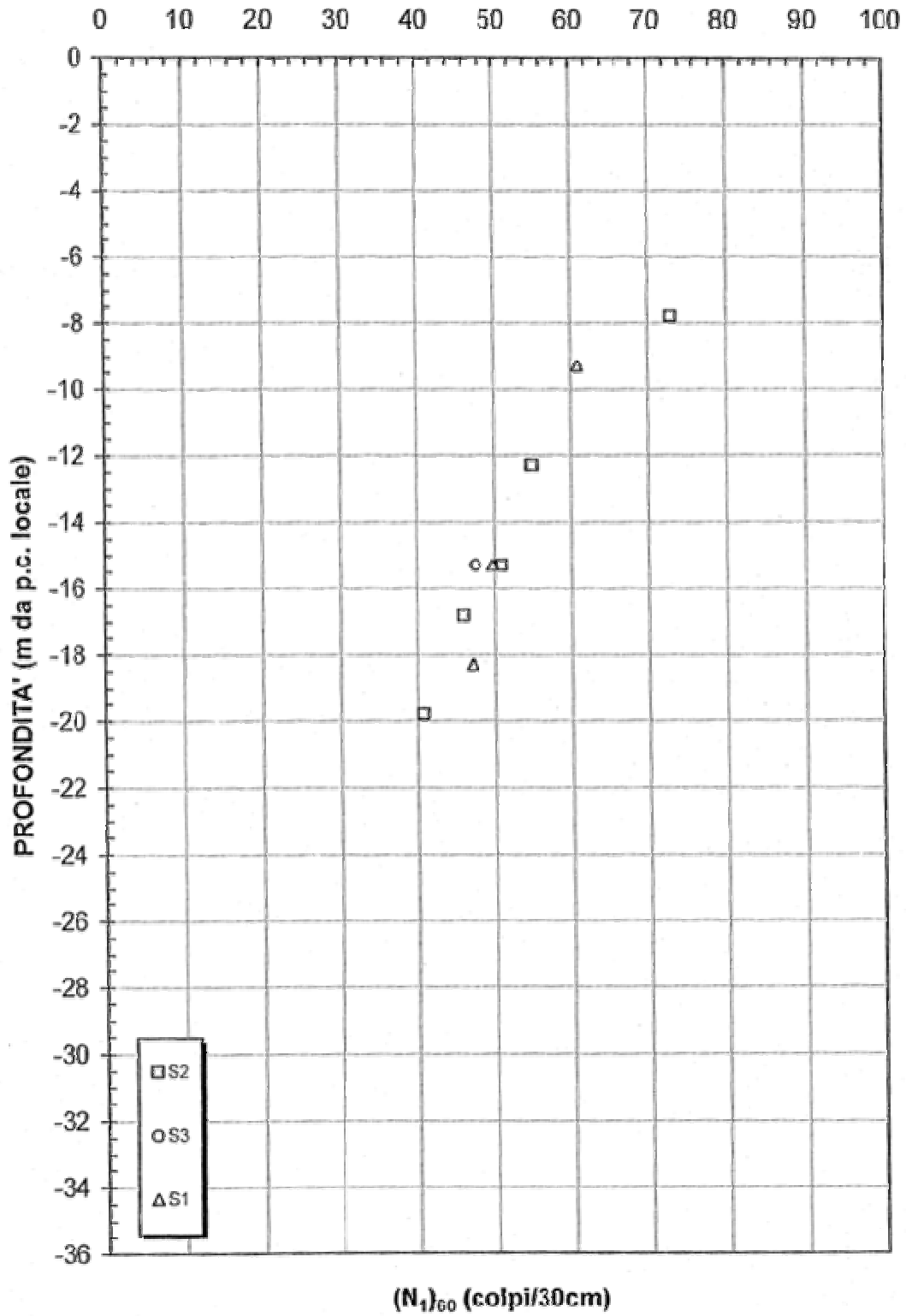
Quando alla correzione che consente di valutare gli effetti della pressione geostatica, si potrà ricorrere alla correlazione proposta da Liao & Whitmann (1986):

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$$

$$C_N = (p_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$$

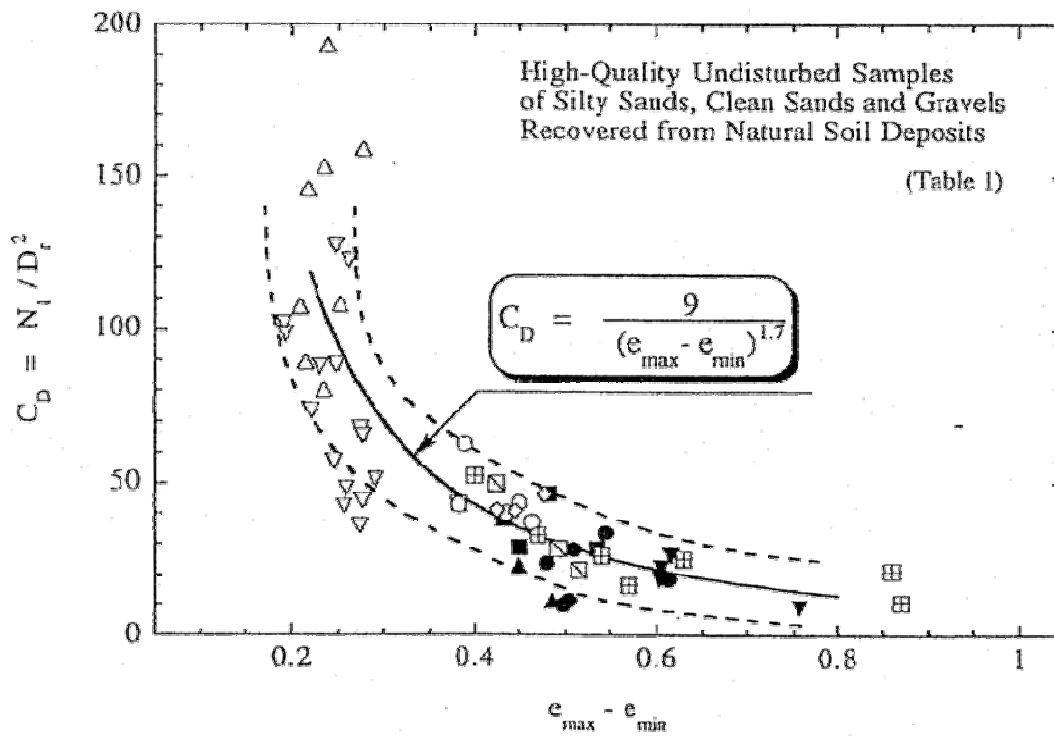
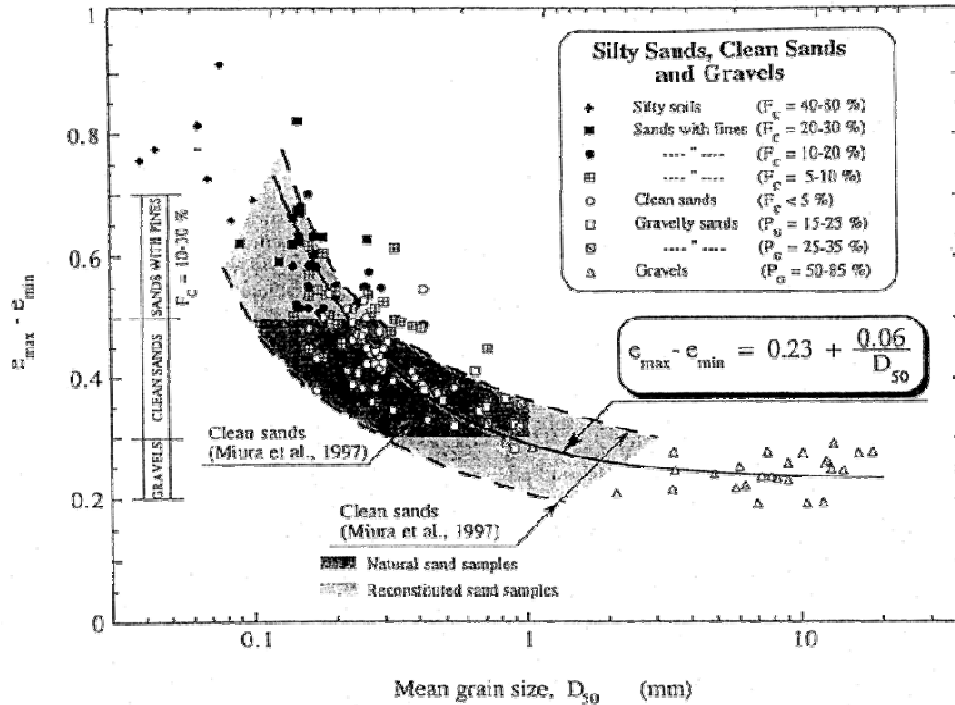
L'andamento del valore di $(N_1)_{60}$ in funzione della profondità è illustrato in figura seguente.

Cavaglià (BI)
Nuovo impianto ECODECO



3.3.1 Densità relativa

Si fa riferimento alle indicazioni di Cubrinowski & Ishihara (1999 - rif.2.2) sintetizzato nei grafici delle figure seguenti



dalle quali si ricava:

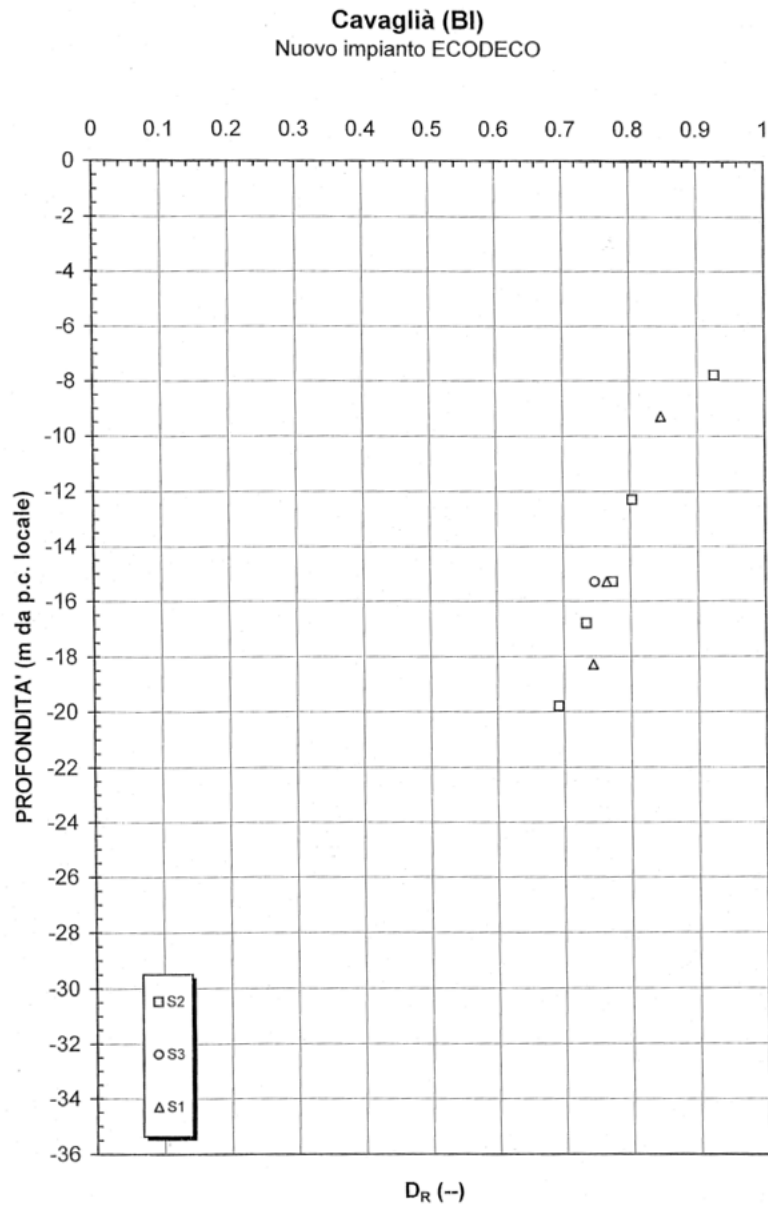
$$D_{50} = 1 \div 10 \text{ mm}$$

$$e_{\max} - e_{\min} = 0.23 + (0.06 / D_{50}) = 0.25 \div 0.30$$

$$C_D = (N_1)_{60} / D_R^2 = 9 / (e_{\max} - e_{\min})^{1.7} = 70 \div 100 \cong 85$$

$$D_R = \sqrt{[(N_1)_{60} / 85]}$$

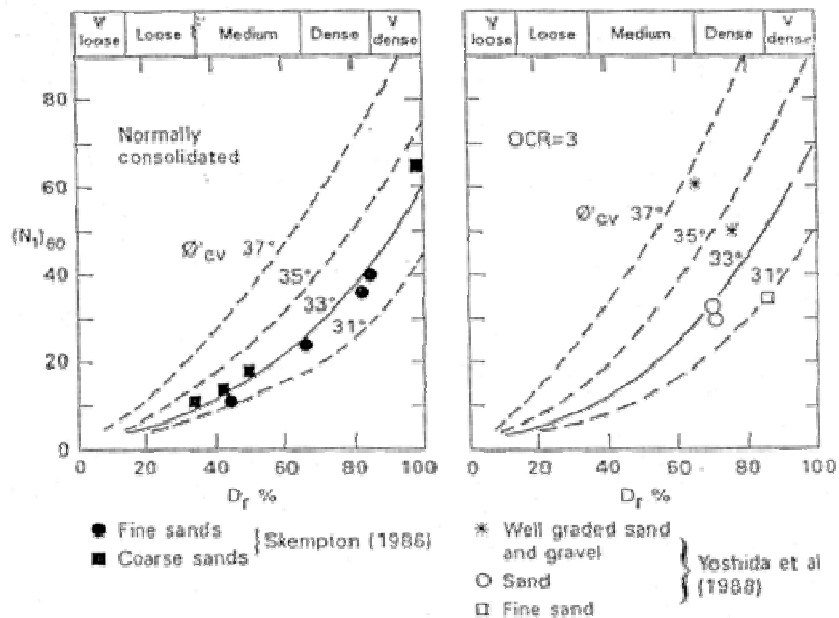
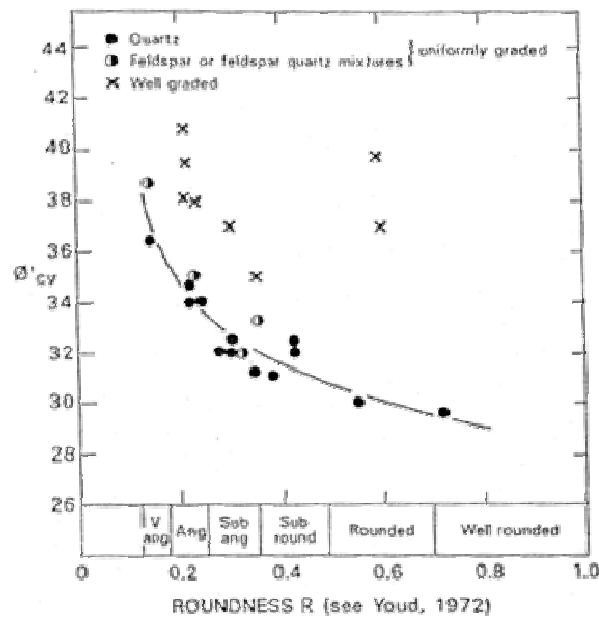
L'andamento della densità relativa in funzione della profondità è illustrato nella figura seguente.



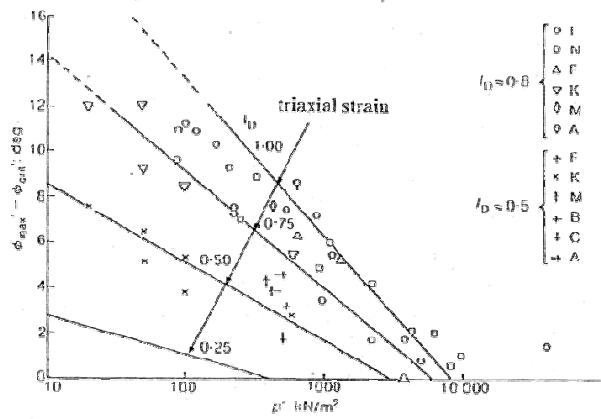
3.3.2 Angolo di attrito efficace

Noto il valore della densità relativa si può risalire al valore dell'angolo di attrito seguendo l'approccio indicato da Bolton (1986 – rif.2.3) che prevede di valutare il

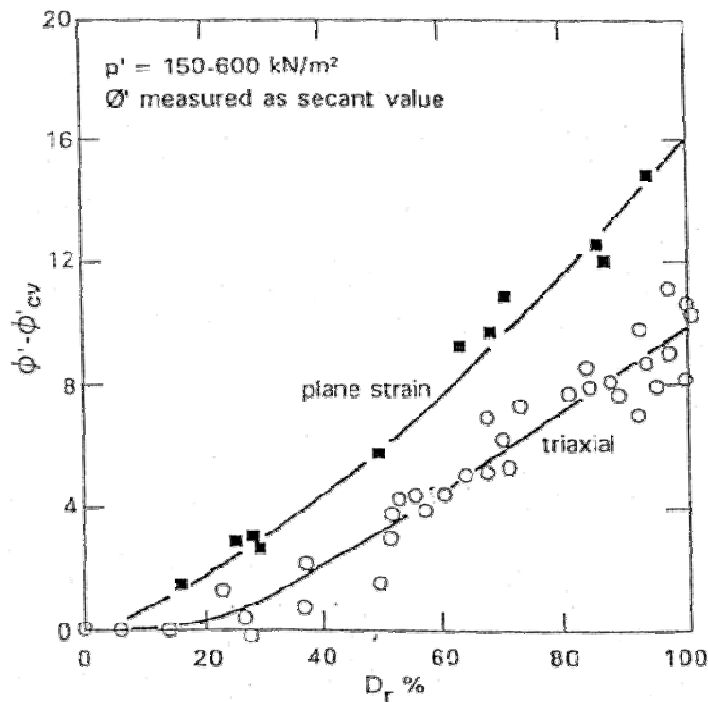
valore dell'angolo a "volume costante" (assenza di dilatanza) in base al grado di uniformità ed alla forma dei grani (figure seguenti)



e di risalire successivamente al valore dell'angolo di attrito "di picco" (ϕ'_p) facendo riferimento alla pressione di confinamento ed alla densità relativa del deposito sulla base della nota correlazione (figure seguenti):



Identificazione	Nome	d_{50} mm	d_{60}/d_{10}	e_{min}	e_{max}	e_{cv}	Reference
A	Brazzo river	0.29	0.12	0.57	0.79	32.6	Cosentino (1955, 1973)
B	Lunessol ravine	0.11	0.00	0.57	1.00	34.4	Cosentino (1973)
C	Messy river	≈0.2	≈0.1	0.49	0.82	32.0	Besse (1969)
D	Montsey no. 20	≈0.3	≈0.15	0.57	0.78	35.9	Marachi, Chass, Seed & Duncan (1969)
E	Montsey no. 7	≈0.5	≈0.3	0.37	0.86	37.0	Loic & Duncan (1971)
F	Hera river	0.25	0.16	0.59	0.92	34.0	Hishop & Green (1963)
G	Leighton Buzzard 14/25	0.85	0.65	0.49	0.79	35.0	Stroud (1971)
H	Wolham river	0.14	0.10	0.52	0.99	35.0	Finster <i>et al.</i> (1959)
I	Chalchicomula river	0.47	0.21	0.51	1.00	32.5	Yee & Gough (1968)
J	Son	0.21	0.16	0.50	0.89	36.2	Lunary (1964)
K	Berlin	0.25	0.11	0.45	0.75	33.0	De Beer (1965)
L	Guisca ravine	0.41	0.16	0.52	0.90	33.0	Cosentino (1973)
M	Passano river	0.16	0.23	0.53	1.00	35.1	Cosentino (1973)
N	Clifford mountain sand	0.09	0.19	0.41	0.66	34.0	Hoschek & Fialas (1964)
P	Keswick medium sand	0.38	0.20	0.54	0.82	34.8	Hajer (1961)
R	Sacramento river	0.22	0.19	0.51	1.03	33.3	Lee & Seed (1969)
S	Strava sand	0.36	0.65	0.42	≈0.8	33.8	Lee & Seed (1963)



$$\square'_p = \square'_{cv} \cdot (A \cdot I_R)$$

$$I_R = D_R [Q - \ln(p')] - 1$$

Con:

A = 3 o 5 rispettivamente per condizioni di taglio triassiale o piano

Q = 10

p' = pressione media.

Si osserva, infine, che, da un punto di vista "operativo" del calcolo è uso fare riferimento ad un valore pari alla media tra l'angolo di attrito "di picco" ed il valore "a volume costante". Si considera pertanto quanto segue:

$\phi'_{cv} = \text{angolo di attrito a volume costante} = 32 \div 34^\circ$

$\phi'_{cv} = \phi'_{p} - \phi'_{cv} = 6-8^\circ \quad (D_R=70-90\%)$

$\phi'_{p} = \text{angolo di attrito di picco} \geq 38 \div 42^\circ$

$\phi' = \text{angolo "operativo" di calcolo} \geq 35^\circ$

3.3.3 Parametri di deformabilità

E' noto che il terreno non si comporta come un mezzo elastico se non per deformazioni molto contenute (<10⁻⁴%). Nell'ambito di analisi di tipo semplificato e' tuttavia prassi comune ricorrere comunque ad un approccio pseudo-elastico pur limitando la validità dei risultati ottenuti ad un predeterminato ambito di deformazioni attese.

Un valido approccio consiste nel ricorrere alle correlazioni proposte da Stroud (1988 - rif.2.4) in base alle quali si può scrivere (per depositi normalmente consolidati):

$$E' / N_{60} = 0.9 \div 2.0$$

dove: E' = modulo elastico drenato secante [MPa]

FS = q_{NETTA} / q_{LIM} = indicatore del livello di mobilitazione

$q_{NETTA} = q - q'$ = pressione netta in fondazione

q = pressione esterna alla quota di imposta

q' = pressione verticale efficace alla quota di imposta

q_{LIM} = capacità portante limite

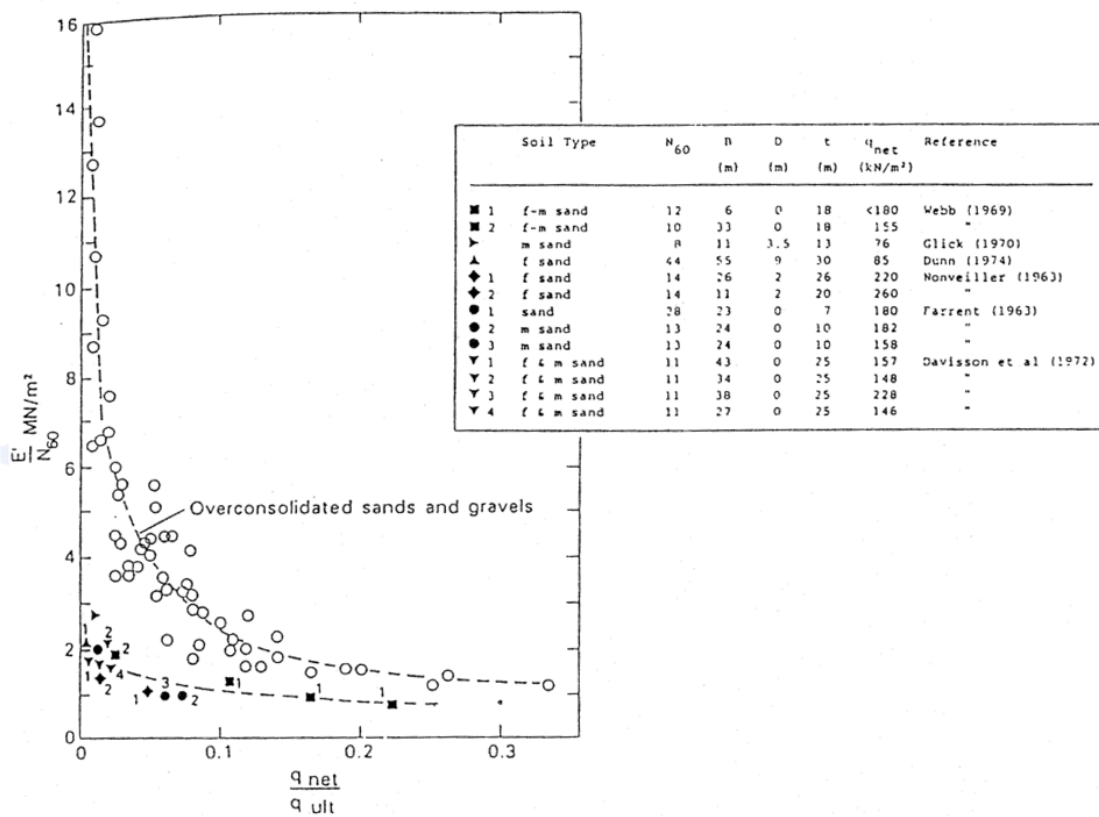
Si osserva (figura seguente) che tanto più risulta basso il livello di mobilitazione (ovvero tanto più cresce il fattore di sicurezza FS), tanto più aumenta il rapporto E'/N₆₀; in particolare:

per FS=3 → E'/N₆₀ \approx 0.9

per FS=5 \div 10 → E'/N₆₀ \approx 1.1

per FS=10 \div 20 → E'/N₆₀ \approx 1.2 \div 1.5

per FS>20 → $E'/N_{60} \approx 1.5 \square 2.0$



Per deformazioni più contenute FS>>20 (ovvero per bassi livelli di mobilitazione) i risultati tendono a coincidere con quanto si otterrebbe applicando l'espressione (valida per deformazioni dell'ordine di 0.01%) di cui al seguito:

$$E' = G \cdot 2(1 + \nu)$$

$$G \text{ [MPa]} \cong N_{spt}$$

dove:

G = modulo di taglio

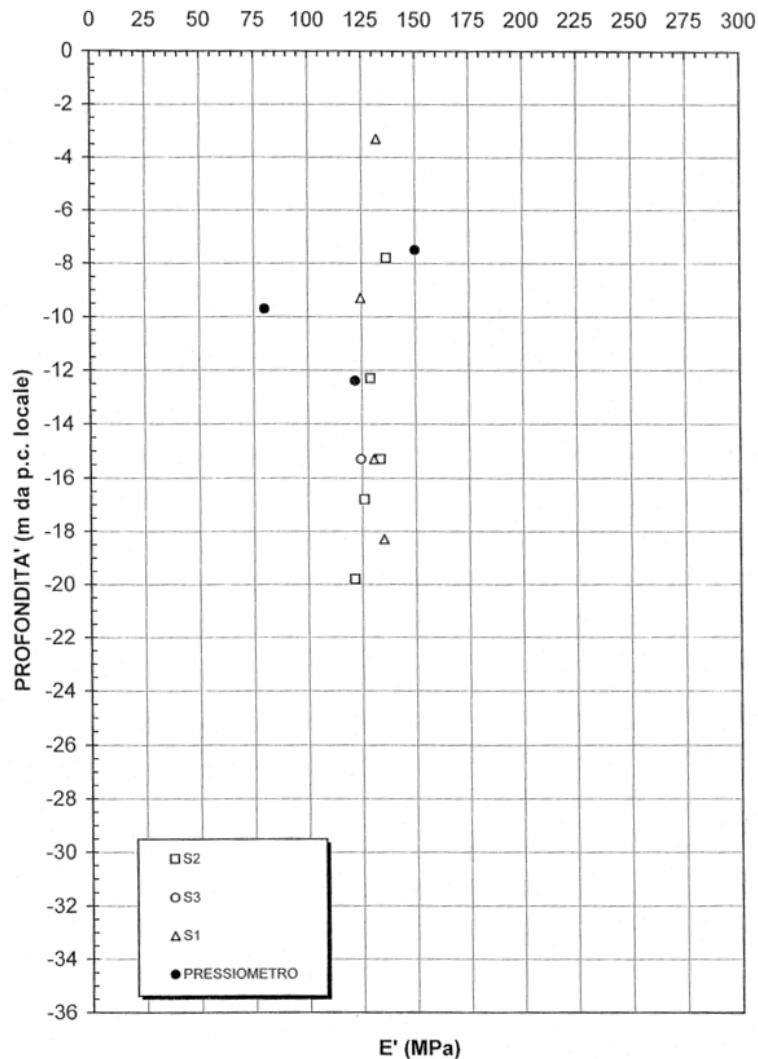
ν = coefficiente di Poisson = 0.25-0.30

3.4 PROVE PRESSIOMETRICHE

Si fa riferimento ai risultati delle prove eseguite con pressiometro da foro tipo Ménard dotato di sonda standard da 58mm. Il rapporto della campagna di prova è allegato al progetto (cfr. rif. n.2.1).

I risultati in termini di modulo di Young (E) in corrispondenza del campo "pseudoelastico" di deformazione (tratto "lineare" della curva pressiometrica corretta) sono illustrati in figura seguente (circoletti neri) sulla quale sono anche indicati (circoletti bianchi) i valori del modulo definiti sulla base della correlazione semiempirica di Stroud per FS=10-20.

Cavaglià (BI)
Nuovo impianto ECODECO



Da un punto di vista generale si osserva quanto segue:

- Le prove eseguite sono state spinte ad elevati livelli di pressione (23bar) senza raggiungere la pressione di “scorrimento” (p_f) ovvero quel valore in corrispondenza del quale il materiale comincia a presentare un comportamento non lineare per l’insorgere di fenomeni di plasticizzazione. Ove ciò è accaduto il modulo è stato calcolato comunque con riferimento all’ultimo gradino di misura (valutazione cautelativa).
- Tutte le prove hanno mostrato andamenti simili indipendentemente dalla profondità.
- Il valore della pressione di “scorrimento” si può assumere comunque superiore a 25bar.

□ Il valore della pressione “iniziale” (p_0) ovvero la pressione in corrispondenza della quale ha inizio il campo di compressione “pseudoelastica” è risultata mediamente variabile tra 3 e 6.0bar.

□ Il valore della pressione “limite” (p_l) può comunque essere (prudenzialmente) stimato sulla base della correlazione proposta da Cassan (1978) secondo la quale

$$(p_l - p_0) / (p_f - p_0) = 1.5$$

da cui (cfr. punto precedente) si ottiene:

$$p_l \geq 35\text{bar.}$$

3.4.1 Parametri di deformabilità

E' noto che il modulo pressiométrico (cfr. paragrafo precedente) rappresenta una stima per difetto del modulo elastico per i seguenti principali motivi:

□ Viene calcolato come valore secante in relazione a tutta la fase “pseudoelastica”.

□ Viene definito a mezzo di uno stress-path assimilabile a condizioni di taglio puro. E' sperimentalmente provato che il modulo calcolato in tali condizioni risulta inferiore di 1.25 □ 1.5 volte rispetto a quello calcolato in condizioni triassiali.

A tale proposito lo stesso Menard ha proposto di definire il modulo di Young relativo al tratto elastico propriamente detto (piccole deformazioni) moltiplicando il modulo pressiométrico per un coefficiente reologico (\square) che nel caso di sabbie e ghiaie può variare tra 3 e 4.

Nel seguito dei calcoli si farà comunque cautelativamente riferimento al dato pressiométrico vista l'impossibilità di affinare ulteriormente l'analisi prelevando campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio.

3.4.2 Parametri di resistenza al taglio

Per la determinazione dei parametri di resistenza esiste in letteratura un abbondante numero di correlazioni spesso contraddittorie tra loro. Si ritiene tuttavia utile ed indicativo citare la correlazione proposta dallo stesso Menard nel 1963 in base alla quale si può scrivere (con ovvio significato dei simboli):

$$p_l = 0.25 \square 2^{(\square/4 - 6)} \quad [\text{MPa}]$$

Supponendo che la pressione limite sia comunque superiore a 35 bar si verifica facilmente che l'angolo di attrito di picco vale almeno 39° in buon accordo con quanto ricavato sulla base delle prove SPT.

3.5 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO

Dall'analisi dei dati a disposizione si possono trarre le seguenti conclusioni:

N_{SPT} (punta chiusa) =	Figura n.3.2
$(N_1)_{60}$ =	Figura n.4.1
D_{10} =	0.01-0.1mm
D_{50} =	1-10mm
Passante al setaccio n°200 ASTM =	10-20%
G = modulo di taglio pressiométrico =	31-58MPa
E_M = modulo pressiométrico =	80-133MPa ($\nu=0.3$)
γ = peso di volume =	20-21kN/m ³
D_R = densità relativa	70-90%
ϕ'_{cv} = angolo stato critico =	32-34°
ϕ'_p = angolo di picco =	38-42°
ϕ' = angolo di calcolo \geq	35°
c' = coesione efficace =	0.0 kPa
E' = modulo elastico secante (FS=10-20) =	$1.5 \cdot N_{60} = 125\text{Mpa}$
E'_{ur} = modulo in scarico-ricarico =	$1.5 E' = 190\text{MPa}$
ν' = coefficiente di Poisson =	0.3

3.6 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

Date le caratteristiche geotecniche dei materiali in sito si suggerisce di ricorrere a fondazioni dirette a plinto isolato.

La pressione di progetto in fondazione dovrà essere definita in modo tale da rispettare due vincoli:

- 1) Evitare la rottura per taglio del terreno (coefficiente di sicurezza FS=3)
- 2) Evitare l'insorgere di deformazioni non ammissibili per le sovrastrutture.

Non sono previsti vincoli sulla quota di imposta delle fondazioni.

3.7 CAPACITÀ PORTANTE – METODO DI CALCOLO

Per il calcolo della capacità portante limite (q_{lim}) del terreno di fondazione si fa riferimento ai tradizionali metodi dell'equilibrio limite secondo la formulazione proposta da Brinch-Hansen per terreno granulare omogeneo.

In presenza di carichi verticali eccentrici si sono seguiti i criteri indicati da Meyerhof (1953) per la valutazione dell'area "netta" (B', L'):

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

dove:

L,B = dimensioni “reali” della fondazione;
 eL,eB = eccentricità del carico nelle direzioni considerate

Si fanno le seguenti ipotesi generali di calcolo:

- Fondazioni rigide ed isolate;
- Si trascura il contributo della coesione efficace ($c'=0 - N_c=0$);
- Piano di posa e di campagna orizzontali ($g_{\square}=g_q=b_{\square}=b_q=1$);
- Si assume che il sovraccarico del terreno posto al di sopra della quota di imposta (q') agisca solo come forza esterna stabilizzante ($d_{\square}=d_q=1$);
- Si considera l'effetto del taglio seguendo le indicazioni riportate in “*Det Norske Veritas – Foundations*”, 1992):

$$i_q = \{ 1 - [0.5 \cdot V / (N + A' \cdot c \cdot \cot \alpha')] \}^5$$

$$i_{\square} = \{ 1 - [0.7 \cdot V / (N + A' \cdot c \cdot \cot \alpha')] \}^5$$

- Si considera la reale geometria della fondazione seguendo le indicazioni riportate in “*Det Norske Veritas – Foundations*”, 1992):

$$s_q = 1 + (i_q \cdot B' \cdot \sin \alpha' / L)$$

$$s_{\square} = 1 - (0.4 \cdot i_{\square} \cdot B' / L)$$

- Si assume che la falda sia ubicata a quota inferiore rispetto alla profondità delle potenziali superfici di rottura (circa pari alla dimensione del lato minore della fondazione);
- Si trascura, a favore di sicurezza, l'effetto di preconsolidazione dovuto allo scavo fino alla quota di imposta.
- Si trascura (prudenzialmente) la presenza del magrone di sottopinto.

Nel complesso si ottiene:

$$q_{lim} = 1/2 \cdot B' \cdot \alpha \cdot N_{\square} \cdot s_{\square} \cdot i_{\square} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

I coefficienti N_q ed N_{\square} dipendono dall'angolo di attrito efficace; come uso nella prassi corrente si fa riferimento ad un valore “di calcolo” pari alla media tra il valore “critico” (α'_{cv}) ed il valore “di picco” (α'_p) pari a 35° da cui:

$$N_q = 33.3$$

$$N_{\square} = 48.03$$

3.8 CEDIMENTI – METODO DI CALCOLO

Si fa ricorso alla teoria elastica facendo riferimento ad una fondazione “perfettamente flessibile”.

Noto il campo di spostamenti, sarà poi possibile calcolare il cedimento della stessa fondazione, considerata come “rigida”, mediante la seguente correlazione (rif. n.2.6):

$$S_{RIGIDA} = 1/3 \cdot [2 \cdot S_{(centro)} + S_{(spigolo)}]_{FLESSIBILE} \quad (\text{fondazione rettangolare})$$

dove: s = cedimento

Il calcolo del cedimento viene svolto sotto le seguenti ipotesi:

- Area di carico rettangolare isolata.
- Calcolo (rif. n.2.7) dello stato tensionale indotto nel terreno supponendo un semispazio elastico-lineare, isotropo ed omogeneo.
- Calcolo del cedimento assumendo un mezzo elastico lineare isotropo ma non omogeneo mediante la seguente espressione (per ogni strato i esimo di terreno):

$$s = \sum_i \left\{ \frac{1}{E_i} \cdot \left[\sigma'_{zi} - \mu \cdot (\sigma'_{xi} + \sigma'_{yi}) \right] \cdot h_i \right\}$$

- La “zona di influenza” del carico viene limitata ad una profondità tale per cui vale (cfr. Eurocodice 7.1 – rif. n.1.4):

$$\sigma'_z / \sigma'_{vo} \geq 0.2$$

Con σ'_z / σ'_{vo} pari all'incremento di tensione verticale efficace alla quota considerata dovuto ai carichi indotti dalla fondazione. Si osserva che, per una stessa fondazione, si assume la profondità di influenza relativa al cedimento del baricentro nella condizione di carico più gravosa, indipendentemente dal punto di calcolo e dal valore della pressione applicata. Tale ipotesi consente di confrontare in maniera omogenea i risultati relativi a condizioni di carico differenti pur di rimanere in un campo di variabilità della pressione relativamente contenuto ($q_{max} \cong 2 \cdot q_{min}$).

3.8.1 Osservazioni

Occorre sottolineare alcuni aspetti di rilevante importanza:

- 1 Il calcolo del cedimento viene suddiviso in due fasi per tenere conto dell'effetto di sovraconsolidazione dovuto allo scavo: fino al valore di pressione (q_p) equivalente alla tensione geostatica presente in sito alla quota di imposta (σ'_{vo}) si assegna al modulo elastico il valore relativo ad una fase di “ricarico” (E'_{ur}) mentre per la quota parte di pressione eccedente ($q_n = q - \sigma'_{vo}$) si fa riferimento al modulo elastico “vergine” (E'). Ovviamente tale approccio prevede che venga considerato il peso della fondazione. Si considera comunque la profondità di influenza relativa alla pressione totale (ipotesi prudenziale).
- 2 Il metodo di calcolo adottato consente di valutare unicamente il cedimento assoluto; è noto che la teoria elastica comporta, in genere, una sovrastima del valore del cedimento (cfr. Amar et. al, 1987) ciò che consente di non adottare ulteriori fattori di sicurezza sul risultato del calcolo numerico.
- 3 Si trascurano gli effetti legati ai fenomeni di interferenze tra fondazioni vicine.

3.8.2 Coefficiente di Winkler

Nota il valore del cedimento è possibile calcolare il coefficiente di Winkler mediante la correlazione:

$$k_w = q / s \quad [F/L^3]$$

dove:

q = pressione esterna totale applicata alla quota di imposta

s = cedimento calcolato tenendo conto della sovraconsolidazione dovuta allo scavo

3.9 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante del terreno di fondazione dipende (cfr. capitolo 3.6) dalla geometria del plinto, dall'eccentricità e dall'inclinazione del carico.

L'analisi è stata condotta per plinti quadrati di dimensioni variabili tra 2.5 e 3.5m trascurando l'effetto di sovraconsolidazione dovuta allo scavo e considerando un sovraccarico distribuito al di sopra della quota di imposta pari al peso di 80cm di terreno (15kPa).

B (m)	L (m)	V/N (%)	e (m)	q _{lim} (kPa)	q _{amm} (kPa)
2.5	2.5	0	0.0	1506	502
			0.2	1410	470
			0.4	1289	430
		10	0.0	1161	387
			0.2	1068	356
			0.4	964	321
		20	0.0	853	284
			0.2	778	259
			0.4	698	233
3.0	3.0	0	0.0	1650	550
			0.2	1564	521
			0.4	1456	485
		10	0.0	1281	427
			0.2	1194	398
			0.4	1097	376
		20	0.0	945	315
			0.2	873	291
			0.4	797	266
3.5	3.5	0	0.0	1795	598
			0.2	1715	572
			0.4	1617	539
		10	0.0	1403	467
			0.2	1319	440
			0.4	1227	401
		20	0.0	1037	346
			0.2	967	322
			0.4	893	298

Tabella n.3.9 – Capacità portante per varie geometrie e condizioni di carico

I risultati sono illustrati in tabella n.7.1. Si osserva che la portata ammissibile del terreno nei confronti della rottura al taglio (capacità portante) risulta variabile tra 250 e 550kPa e decresce al crescere dell'inclinazione del carico e dell'eccentricità.

3.10 CALCOLO DEL CEDIMENTO ATTESO E DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il calcolo del cedimento è stato svolto per le stesse fondazioni per le quali si è calcolata la capacità portante (plinti quadrati di dimensione variabile tra 2.5 e 3.5m).

La pressione di verifica (variabile tra 250 e 450kPa) deve essere riferita all'area totale del plinto e non all'area "effettiva" (criterio di Meyerhof) impiegata nel calcolo della capacità portante.

I risultati sono riassunti in tabella n.7.2.

B (m)	L (m)	q (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	Z (m)	s _{ur} (mm)	s _n (mm)	s (mm)	k _w (kg/cm ²)
2.5	2.5	250	100	6.5	0.9	2.0	2.9	8.6
		300					2.7	8.3
		350					3.4	8.1
		400					4.0	8.0
3.0	3.0	250	100	7.5	1.1	2.4	3.5	7.1
		300					3.2	7.0
		350					4.0	6.9
		400					4.8	6.8
3.5	3.5	300	100	8.5	1.3	3.7	5.0	6.0
		350					4.6	5.9
		400					5.5	5.9
		450					6.4	5.8

Tabella n.3.10 – Cedimento di fondazioni impostate a tra -5 e -6m dal p.c. locale ($\sigma'_{vo}=100kPa$)

4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio geologico-idrogeologico preliminare svolto nell'area prescelta ha rivelato condizioni geologiche-idrogeologiche-geotecniche sostanzialmente favorevoli alla realizzazione dell'impianto in progetto.

In termini sintetici:

- I numerosi sondaggi realizzati sull'area d'intervento con particolare riguardo alle stratigrafie dei pozzi realizzati per il monitoraggio della discarica esistente, indicano la presenza di terreni quasi sempre molto sciolti a tessitura grossolana, costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose, talora differenziati in lenti a debole coesione di modesta estensione laterale, legati allo smantellamento della cerchia morenica eporediese. Lo spessore di tali depositi è compreso tra i 55 e i 60 m;
- i sondaggi geognostici hanno inoltre evidenziato al di sotto di tali profondità si rinvengono i primi livelli argillosi, con andamento talora lenticolare, dello spessore di alcuni metri, indicanti un radicale cambiamento nell'ambiente di deposizione caratterizzato ora da un'alternanza di strati sabbioso-ghiaiosi con strati argillosi, generalmente di spessore metrico;

- l'area non risulta esondabile poiché non sono presenti corsi d'acqua naturali di rilievo; a causa dell'intenso uso agricolo del suolo si segnala invece la presenza di una fitta rete di canali irrigui dei quali il più importante è il Navilotto che scorre lungo il muro di cinta dell'impianto. Il Navilotto deriva dal Naviglio d'Ivrea che a sua volta prende origine dallo sbarramento d'Ivrea del Fiume Dora Baltea;
- dal punto di vista idrogeologico, l'area in esame è costituita dal **Complesso ghiaioso quaternario** ovvero da depositi alluvionali che affiorano in pianura in modo pressoché continuo; essi assumono una forma lenticolare, più spessa nella parte centromeridionale della pianura dove la potenza raggiunge i 65-70 metri.
- In generale le ghiaie sabbiose del complesso quaternario costituiscono un acquifero libero localizzato, nella pianura, a modesta profondità dal piano campagna, la falda ivi ospitata, pur avendo in quasi tutta l'area connotazioni freatiche, risulta localmente confinata a causa di livelli costituiti da materiale fine a conducibilità idraulica relativa inferiore. *L'area in studio si differenzia dalla conformazione generale per la scarsità di livelli fini interposti e per la maggior profondità della falda superficiale.*
- l'andamento delle oscillazioni piezometriche è molto regolare per tutti i pozzi misurati, con un minimo nei mesi primaverili ed un massimo in quelli autunnali-invernali; la ricarica avviene prevalentemente nei mesi invernali;
- l'oscillazione massima misurata nel periodo 2010-2015, tra i piezometri tuttora attivi, è di 2,74 m registrata nel pozzo p2;
- la soggiacenza della falda è mediamente circa 29 m;
- per quanto riguarda l'impianto in progetto, date le profondità di imposta delle fondazioni non sono assolutamente possibili interferenze con la superficie freaticometrica; il franco di sicurezza risulterebbe infatti mediamente pari a circa 25m.
- La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito è stata svolta sulla base di una campagna geognostica realizzata, per conto di ECODECO S.p.A. ora A2A Ambiente S.p.A. nel marzo 2001, dalla società RCT s.r.l. di Liscate (v. ALL G) nell'ambito della realizzazione dell'impianto di trattamento dei Rifiuti Solidi Urbani (Biocubi) ubicato nelle immediate vicinanze (200 m circa) dell'area di intervento. I dati salienti sono:
 - ✧ Passante al setaccio n°200 ASTM = 10□20%
 - ✧ G = modulo di taglio pressiometrico = 31-58MPa
 - ✧ EM = modulo pressiometrico = 80-133MPa (□=0.3)
 - ✧ □ = peso di volume = 20□21kN/m³
 - ✧ DR = densità relativa □ 70-90%
 - ✧ □'cv = angolo stato critico = 32-34°
 - ✧ □'p = angolo di picco = 38-42°
 - ✧ □' = angolo di calcolo ≥ 35°
 - ✧ c' = coesione efficace = 0.0 kPa
 - ✧ E' = modulo elastico secante (FS=10□20) = 1.5□N60=125Mpa
 - ✧ E'ur = modulo in scarico-ricarico = 1.5 E' = 190MPa
 - ✧ □' = coefficiente di Poisson = 0.3

Le verifiche evidenziate nell'analisi geotecnica consentono di concludere che:

- 1 L'opera potrà essere impostata su fondazioni dirette a plinto isolato.
- 2 Non si evidenziano vincoli sulla quota di imposta.
- 3 La capacità portante del terreno (variabile tra 250 e 550kPa) dovrà essere definita in funzione della dimensione del plinto, della verticalità ed eccentricità del carico secondo quanto riassunto in tabella n.3.9.
- 4 Il valore del cedimento per pressioni medie (calcolate con riferimento al solo carico verticale ed all'area reale della fondazione) comprese tra 250 e 450kPa risulta sempre inferiore a 10mm e può essere definito per i singoli casi sulla base della tabella n.3.10.
- 5 Il valore della costante di sottofondo (tabella n.3.10 – ultima colonna) risulta elevato e compreso tra 5.8 e 8.6kg/cm² (decescente al crescere delle dimensioni in pianta del plinto).

Fondazioni soggette a carichi orizzontali particolarmente importanti e fortemente eccentriche dovranno essere trattate separatamente come casi particolari e ri-verificate seguendo i criteri indicati nei capitoli n.3.9 e 3.10.

Il presente studio geologico ed idrogeologico è finalizzato alla determinazione dei dati di base che potranno essere assunti dal progettista per dimensionare le opere di fondazione delle strutture connesse con il presente progetto.

ALLEGATO D

**“Discarica Rifiuti Località Gerbido – Comune di Cavaglià
– Studio per l’ubicazione dei pozzi di spurgo e la
realizzazione della rete di monitoraggio” Dott. Geol.
Domenico De Luca - Maggio 2000;**

ALLEGATO E

“Ecodeco S.p.A. – Comune di Cavaglià – Nuovo impianto trattamento rifiuti – Indagine Geognostica – Prove di laboratorio” RCT (Radaelli Castellotti) - Marzo 2001