

elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa ed amm.va:
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
e-mail: info@elletipi.it sito web: www.elletipi.it



Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
Organismo Notificato n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

Committente:

Agenzia Interregionale per il fiume Po – A.I.PO Parma
Strada Giuseppe Garibaldi 75 - 43121 Parma

Oggetto:

**Indagini geognostiche per i lavori urgenti per la ripresa di diverse frane
sulle arginature del Fiume Panaro, Modena.**



dott. geol. Massimo Romagnoli

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		1 di 18

INDICE

<u>1.</u>	<u>PREMESSA.....</u>	<u>3</u>
<u>2.</u>	<u>INQUADRAMENTO DELL'AREA</u>	<u>3</u>
<u>3.</u>	<u>INDAGINI ESEGUITE.....</u>	<u>3</u>
<u>4.</u>	<u>ELENCO ALLEGATI.....</u>	<u>18</u>

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		2 di 18

1. PREMESSA

Su incarico della Committenza, l'Agenzia Interregionale per il fiume Po, con sede in, Strada Giuseppe Garibaldi 75 a Parma. via, la scrivente ha eseguito una campagna di indagini finalizzata ad investigare le qualità geotecniche delle arginature del Fiume Panaro e del Naviglio.

2. INQUADRAMENTO DELL'AREA

L'area oggetto di indagine si estende, da sud ovest verso nord est, lungo il tracciato del fiume Panaro nel territorio della provincia di Modena, dallo stante 19 in destra nel comune di Castelfranco Emilia, allo stante 199 di destra nel comune di Finale Emilia, come mostrato in figura 1..

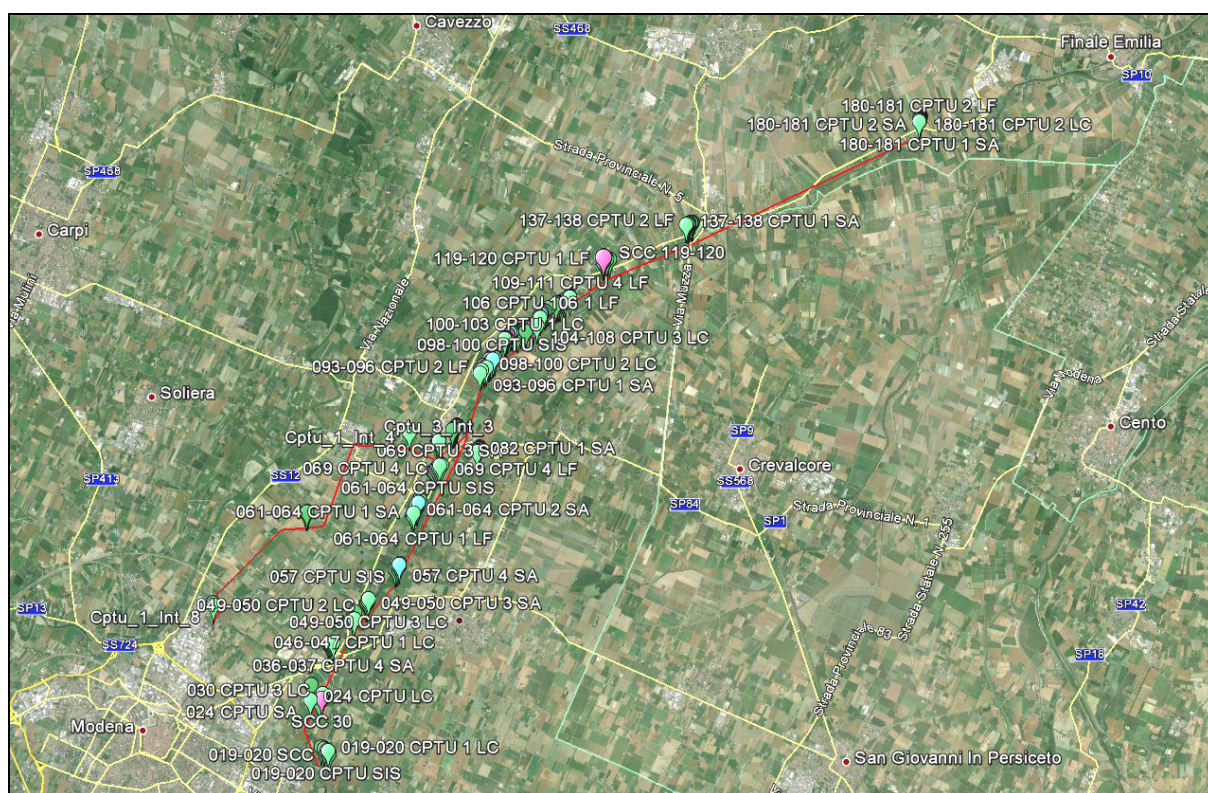


Figura 1: Area di intervento

3. INDAGINI ESEGUITE

La campagna di indagine si è articolata con l'esecuzione delle seguenti attività:

- | | |
|-------|---|
| n° 22 | Sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità massimo di 20 m da p.c., con prelievo di 44 campioni indisturbati per l'esecuzione di prove geotecniche in laboratorio; |
| n° 2 | Sondaggi a carotaggio continuo per caratterizzare stratigraficamente l'area del campo prova ed installare due tubazioni in PVC per l'esecuzione di prospezioni geofisiche Cross Hole, spinti alla profondità di 16 m da p.c.; |

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		3 di 18

- n° 168 Prove penetrometriche CPTU spinte alla profondità massima di 20 m;
- n° 16 Prova penetrometriche SCPTU spinte alla profondità massima di 30 m;
- n° 18 Prospezioni Geoelettriche per una lunghezza complessiva di 3214 m;
- n° 11 Rilievi topografici delle arginature in dissesto.

L'ubicazione delle singole prove è riportata sui certificati / elaborati di ciascuna prova eseguita, allegati alla presente relazione.

3.1. PENETROMETRIA STATICA CON PIEZOCONO E SISMOCONO

La prova penetrometrica è stata eseguita utilizzando un penetrometro GeoMill da 200 kN di spinta massima, dotato di punta elettrica, montato su autocarro Mercedes Unimog 4 X 4.



La prova SCPTU (S = Seismic; CPT = Cone Penetration Test; U = con misura della pressione neutra U) consiste, come per le prove CPTU standard, nell'infissione nel terreno del piezocono per la misura, ogni 2 cm, dei classici parametri qc (resistenza di punta), fs (resistenza laterale) ed U (pressione neutra).

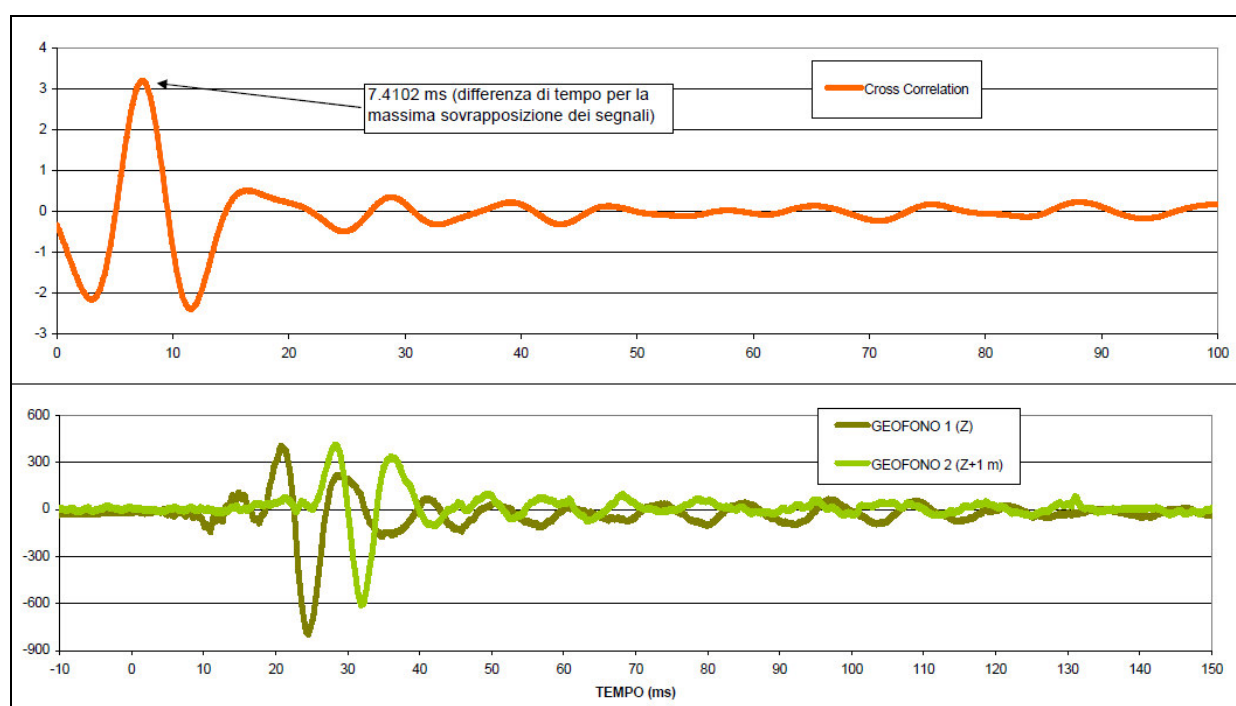
Ad ogni metro di profondità (od eventualmente a profondità prestabilite a seconda delle necessità progettuali) viene sospesa l'infissione del piezocono ed a piano campagna, tramite adeguato sistema di energizzazione, vengono generate delle vibrazioni artificiali nel terreno.

Tramite i sensori sismici (geofoni) presenti all'interno del piezocono ed adeguato acquisitore sismico è possibile quindi rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trova il piezocono (tempi di arrivo).

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		4 di 18

La punta penetrometrica utilizzata nel presente lavoro, è dotata di una coppia di sensori sismici distanziati l'uno dall'altro di esattamente un metro (come raccomandato dalla normativa di riferimento, la ASTM D 7400), che consente con una unica energizzazione di rilevare i tempi di arrivo a due diverse profondità, applicando la metodologia del “true – interval”. Con questa modalità operativa si evitano i cosiddetti errori di trigger, migliorando molto la precisione di misura della velocità nel singolo metro, e di conseguenza di tutta la verticale.

La misura del tempo di viaggio dell'onda sismica viene eseguita attraverso l'analisi numerica del segnale con il metodo della “Correlazione Incrociata” (Cross Correlation – CC). Con questa analisi si esegue, per ogni intervallo di tempo in cui viene registrato il segnale, la media della sommatoria del segnale di riferimento, solitamente quello del geofono superiore, sul segnale registrato nel geofono inferiore (ad un metro esatto di distanza). In corrispondenza del massimo valore di detta somma, si ha la massima sovrapposizione del segnale, cui corrisponde in ascissa la distanza di tempo che l'onda rilevata impiega per viaggiare dal geofono superiore a quello inferiore.



Con questa metodologia si utilizza per ogni determinazione una sola energizzazione, eliminando quindi problematiche legate a differenti misure di tempo causate da ritardi o anticipi del geofono trigger, e non dovendo determinare manualmente il tempo di arrivo dell'onda, mediante sovrapposizione delle tracce di due energizzazioni differenti, necessari nella metodologia della Inversione di Polarità, si elimina anche l'errore dovuto alla discrezionalità dell'operatore che esegue la valutazione del momento di arrivo.

Ottenuti i tempi di arrivo è possibile quindi calcolare la velocità di propagazione delle onde S, e con molta cautela delle onde P (molto poco affidabile con il sismocono, in particolare in presenza di falda). La penetrazione nel terreno avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

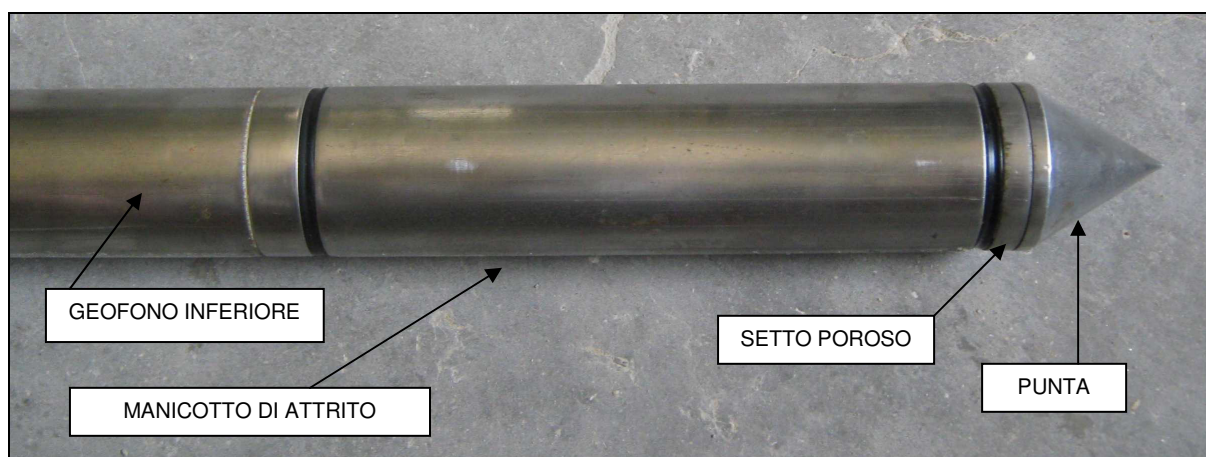
Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		5 di 18

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione che registra le sovra-pressioni dell'acqua di falda indotte durante l'infissione della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato.

I dati delle resistenze alla punta, al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono registrate su supporti magnetici ed e successivamente elaborati.

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $f = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $B = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$



Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento):

- $q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza alla punta (conica);}$
- $f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza laterale (manicotto);}$
- $U \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{pressione dei pori (setto poroso);}$
- $f_s/q_c \text{ (\%)} = \text{rapporto attrito laterale / resistenza alla punta;}$
- $\Delta U/q_c = \text{variazione pressione dei pori in funzione della resistenza alla punta.}$

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati (stratigrafia), in base al rapporto q_c/f_s fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro, ovvero in base ai valori di q_c e del rapporto $FR = (f_s/q_c) \text{ \%}$.

La punta utilizzata per le prove è il piezocono sismico G1- CPL2IN di Tecnopenta, con le seguenti caratteristiche tecniche:

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		6 di 18

GEOMETRIA

Diametro :	35,7 mm
Altezza nominale :	30.9 mm
Angolo d'apertura :	60°
Area nominale :	1000 mm ²
Altezza : base cilindro – filtro :	10 mm
Altezza quadring :	3.5 mm
Area netta :	6.6 cm ²
Superficie manicotto :	150.0 cm ²
Lunghezza manicotto :	133.7 mm
Area superiore manicotto :	2.22 cm ²
Area inferiore manicotto :	3.31 cm ²

CARATTERISTICHE ELETTRICHE

Sensori di Resistenza alla punta (Qc)

Sensori :	8 estensimetri da 350 ohm a ponte completo con bilanciamento di zero
Fondo Scala :	50 Mpa
Risoluzione :	10 kPa
Precisione :	< ± 1% F.S.
Valore minimo misurabile :	-100 kPa
Deriva termica di zero :	< 0.05% F.S./°C

Sensori di Cella Resistenza laterale (RI)

Sensori :	8 estensimetri da 350 ohm a ponte completo con bilanciamento di zero
F.S. :	500 kPa (or 800 kPa on request)
Risoluzione :	0.1 kPa
Precisione :	< ± 2% F.S.
Valore minimo misurabile :	-20 kPa
Deriva termica di zero :	< 0.05% F.S./°C
Influenza di Rp su RI :	< 1.5% F.S. di Fs

Sensori di Pressione neutrale (Pn)

Sensore :	Trasduttore di pressione piezoresistivo
F.S. :	2000 kPa
Risoluzione :	1 kPa
Precisione :	<0.25% F.S
Deriva termica di zero :	< ± 0.005 % F.s./°C
Valore minimo misurabile :	- 100 kPa
Filtro :	bronzo poroso (sinterizzazione di granuli di bronzo diametro 5 micron)
Altezza filtro :	5 mm
Diametro :	35.7 mm
Olio silconico di saturazione :	100 cS

Sensori di Inclinazione (I)

Sensore :	Inclinometro biassiale
F.S. :	± 10 gradi
Risoluzione :	0.1 grado
Precisione :	± 0.25 % della lettura
Deriva termica dello zero :	<0.05% F.S. /°C

Sensori di Temperatura

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		7 di 18

Sensore : Monolitico con condizionatore inserito
Capo di misura : - 50 + 150 °C
Risoluzione : 0.1°C
Precisione : ± 2% della scala

Avanzamento

Sensore : Potenzimetro 10 giri da 10 Kohm
Risoluzione : 1 mm
Precisione : < ± 1% della lettura
Corsa : 190 mm (o altra a richiesta)

ACCELEROMETRO

Accelerometro 3D Sensore MEMS inetrziale a 3 assi /accelerometro lineare

Range di accelerazione +/-2g

Segnale in frequenza 0 -300Hz (presenza di filtro passa basso a 300 Hz).

Sensibilità 0.66 V/g (+/-2g)

Filtri software impostabili da 1 a 1000

3.2. SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

La macchina perforatrice impiegata è stata:

ELLETTARI EK 200 B

Coppia torcente: 750 kgm
Velocità di rotazione: 0 – 490 rpm
Corsa continua: 180 cm
Spinta: 4000 kg
Trazione: 4000 kg
Portata argano manovra: 1500 kg
Pompa fanghi: C.M.O. ps 60/2 da 200 l/min

Il carotaggio è stato eseguito a rotazione verticale a secco con recupero integrale e rappresentativo dei terreni attraversati, comunque non inferiore all'90 %.

Sono stati utilizzati carotieri semplici di diametro 101 mm e lunghezza 1500 mm, con corone e scarpe taglienti al widia, azionati ad aste di manovra di diametro 76 mm. Le pareti del foro sono state sostenute da tubazione metallica provvisoria di diametro 127 mm, infissa con circolazione di acqua potabile, senza l'ausilio di additivi di alcun tipo.

La perforazione è stata eseguita con la supervisione di geologi a tempo pieno, responsabili dell'esecuzione dei lavori, delle misure in situ, delle quote di fondo foro, della compilazione dei dati stratigrafici, ecc.

La descrizione stratigrafica dei terreni attraversati è stata restituita graficamente sulle schede stratigrafiche allegate.

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		8 di 18



3.3. LABORATORIO GEOTECNICO

Sui campione indisturbati prelevati in fase di sondaggio sono state eseguite le determinazioni di carattere geotecnico come indicato nell'elenco allegato.

APERTURA DEI CAMPIONI E DETERMINAZIONI DEI PARAMETRI DEL TERRENO

I campioni indisturbati ricevuti in laboratorio sono contenuti dentro fustelle di acciaio inox del diametro interno di 88.9 mm e di lunghezza variabile. Il terreno all'interno delle fustelle viene estratto lentamente tramite un estrusore a pistone azionato oleodinamicamente.

Sul campione estratto dalla fustella di campionamento viene eseguita immediatamente la misurazione della lunghezza, la descrizione litologica e la misura della resistenza alla penetrazione con pocket penetrometer e della resistenza al taglio con scissometro tascabile, la determinazione del contenuto d'acqua, del peso di volume e del peso specifico.

I parametri direttamente determinati e quelli calcolati tramite i precedenti, vengono presentati nelle schede allegate.

CONTENUTO D'ACQUA

L'umidità naturale del campione viene determinata mediante l' essiccazione in forno a temperatura di 105 – 110 °C di un'aliquota rappresentativa dello stesso.

Il contenuto d'acqua è dato da:

$$W(\%) = (P1 - P2) / P2 \times 100$$

Dove P1 = peso iniziale e P2 = peso secco.

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		9 di 18

PESO DI VOLUME

Il peso di volume viene determinato pesando, con la precisione di 0.01 g, un volume noto di campione. Per detta determinazione viene utilizzata la fustella a pareti sottili per la preparazione dei provini per le prove triassiali che ha le seguenti dimensioni:

$$h = 76.2 \text{ mm}; \phi = 38.1 \text{ mm}; V = 86,88 \text{ cm}^3.$$

Il peso di volume in condizioni di umidità naturale è dato da:

$$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = P / V$$

dove: P = peso del campione; V = volume fustella.

Il peso di volume secco è calcolato secondo la relazione:

$$\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)} = \gamma / (1 + W)$$

dove: γ = peso di volume naturale; W = umidità naturale

PESO SPECIFICO

Il peso specifico, o massa volumica reale di un terreno è definito come il valore medio del peso unitario delle particelle granulari che lo compongono. In altre parole il peso specifico è la massa volumica della sola fase solida che compone un terreno.

Per la sua determinazione un'aliquota di campione viene polverizzata ed essiccata in forno a 110 °C fino a massa costante. Circa 20 – 50 g di materiale vengono pesati con precisione di 0.01 g ed introdotti in un picnometro di 100 cm³ di volume con un po' di acqua distillata. Si fa bollire il contenuto del picnometro per una ventina di minuti. Una volta raffreddato il picnometro si rabbocca con acqua distillata disareata, si pesa e si misura la temperatura del contenuto.

Il peso specifico è dato da:

$$\gamma_r = p / (p + p_2 - p_1) \times \gamma_w$$

dove: p = massa materiale essiccato e contenuto dentro al picnometro; p₂ = massa alla temperatura t del picnometro pieno di sola acqua distillata; p₁ = massa alla temperatura t, del picnometro con terra ed acqua distillata; γ_w = massa dell'acqua distillata e disareata alla temperatura t.

Dalla determinazione di contenuto d'acqua, peso di volume e peso specifico sono calcolate le seguenti grandezze caratteristiche:

porosità: $n = 1 - (\gamma_d / \gamma_r)$;

indice dei vuoti: $e = (\gamma_r / \gamma_d) - 1$;

gradi di saturazione: $S = [(\gamma_r \times \gamma_d) / (\gamma_r - \gamma_d)] \times W$

LIMITI DI CONSISTENZA

La determinazione dei limiti di consistenza, detti anche limiti di Atterberg, ha lo scopo di indagare il comportamento della frazione fine dei terreni (passante al setaccio 0.425 mm), dove i minerali argillosi che la costituiscono in parte, sono estremamente sensibili a variazioni del contenuto di acqua.

L'acqua fa assumere al terreno comportamenti diversi a seconda della sua percentuale.

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		10 di 18

Un terreno con un contenuto di acqua molto alto è privo di consistenza, e si comporta come un fluido. Diminuendo il contenuto aumenta la consistenza del terreno fino al punto in cui esso diviene plasmabile. Il contenuto percentuale di acqua che individua questo cambiamento di comportamento è detto *limite liquido*. Se si diminuisce ulteriormente il contenuto di acqua il terreno diventa friabile. Il contenuto percentuale di acqua che individua questo cambiamento di comportamento è detto *limite plastico*. Diminuendo ancora l'umidità il terreno diminuisce di volume. Il contenuto percentuale di acqua al di sotto del quale il terreno non si riduce più di volume è detto *limite di ritiro*. La differenza tra il limite liquido e limite plastico è detta *indice plastico*. Più l'indice plastico è grande, più il terreno è sensibile alle variazioni del contenuto di acqua.

Il valore dell'indice liquido viene estrapolato in corrispondenza dell'ascissa 25 colpi, dal diagramma semilogaritmico in cui si inseriscono i tre o più valori di umidità con i corrispondenti colpi necessari alla chiusura del solco tracciato nel provino. L'umidità così individuata è per definizione il limite dello stato liquido.

Il limite plastico è l'umidità determinata in un cilindretto di terreno impastato e manipolato fino al diametro di tre millimetri, quando in corrispondenza del quale il terreno si rompe perdendo la sua capacità di essere modellato. L'umidità così determinata indica il limite dello stato plastico della terra.

La differenza $w_L - w_P$ è detta indice di plasticità I_p . Per terre non plastiche si considera convenzionalmente $I_p = 0$.

GRANULOMETRIE

La granulometria è una proprietà fisica del terreno chiamata anche tessitura. La granulometria è la proprietà che identifica la distribuzione quantitativa delle dimensioni delle singole particelle che compongono un terreno.

Le particelle sono distinte in classi granulometriche, ed in generale, a prescindere dai parametri dimensionali adottati dai diversi sistemi di classificazione, le classi principali e caratteristiche sono sei, in ordine di dimensione crescente: argilla, limo, sabbia, ghiaia, ciottoli. In questo lavoro si utilizza la classificazione granulometria è quella suggerita dall' Associazione Geotecnica Italiana, dove:

argilla < 2 μ m < limo < 0.060 mm < sabbia < 2 mm < ghiaia < 60 mm < ciottoli

Sui materiali medio grossi, sabbie e ghiaie viene eseguita una granulometria per setacciatura, sulla frazione più fine viene eseguita per decantazione.

EDOMETRIA

Le prove edometriche sono state eseguite seguendo le Raccomandazioni A.G.I. 1994, e specificamente la norma ASTM D – 2435 method A.

Esse consistono nell'applicare una sequenza di carichi, ciascuno dei quali mantenuto costante per un periodo di tempo (normalmente 24 ore) sufficiente a garantire la completa dissipazione delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale generate dal carico stesso.

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		11 di 18

Nel corso del processo di consolidazione viene rilevata l'altezza del provino a vari istanti di tempo, e i dati così ottenuti sono utilizzati per determinare i parametri di compressibilità e la velocità di consolidazione.

L'apparecchiatura utilizzata consiste in un anello rigido fisso del diametro di 50 mm e di altezza 20 mm che contiene il provino, una base ed una testa di carico e due piastre porose poste tra queste ed il provino.

L'insieme provino – anello rigido – piastre porose, è posto in un contenitore pieno d'acqua, in modo da prevenire l'essiccamento del materiale nel corso della prova ed a fornire l'acqua di assorbimento durante la fase di scarico (rigonfiamento).

La misura delle deformazioni verticali viene rilevata da un trasduttore di spostamento centesimale LDVT e registrata dal sistema di acquisizione automatico computerizzato.

Dopo avere posizionato il provino nell'apparecchiatura edometrica, si inizia ad applicare i carichi. Gli incrementi di pressione verticale $\Delta\sigma_v$ sono applicati in progressione geometrica, secondo la sequenza 12.5 , 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kN/m². Terminata la sequenza di carico si procede ad eseguire la fase di scarico, passando da 1600 a 400 ed infine a 100 kN/m².

Data la bassa permeabilità dei terreni coesivi, i cedimenti (rilevata con una precisione di 1.0×10^{-6} m) conseguenti all'applicazione di ogni gradino di carico si sviluppano lentamente nel tempo. Ogni incremento di carico quindi viene mantenuto per un periodo di tempo di 24 ore, sufficiente all'assestamento del provino. L'entità del consolidamento provocata da ogni incremento di carico è rilevata dopo le 24 ore.

Durante i consolidamenti conseguenti a due incrementi diversi di carico (da 50 a 100 kN/m² e da 100 a 200 kN/m²) vengono misurati gli abbassamenti ad intervalli di tempo prima ad intervalli ravvicinati, poi via via distanziati: 5, 10, 15, 20"; 1, 2, 4, 8, 15, 30'; 1, 2, 4, 8 e 24 ore.

Per la corretta determinazione dei parametri individuati dalla prova edometrica vengono individuati e riportati i dati di umidità naturale (ad inizio e a fine prova), massa volumica, e peso specifico del provino.

I parametri calcolati e presentati nel certificato sono i seguenti:

- peso specifico (kN/m³);
- massa volumica apparente ad inizio e fine prova (kN/m³);
- massa volumica apparente secca ad inizio e fine prova (kN/m³);
- umidità ad inizio e fine prova (%);
- indice dei vuoti ad inizio prova;
- grado di saturazione iniziale e finale (%);
- coefficiente di consolidazione C_v (cm²/sec);
- permeabilità (cm/sec);
- pressione di preconsolidazione (kPa);
- indice di compressione C_c ;
- rapporto di compressione CR;

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		12 di 18

Gi elaborati grafici presentati nel certificato sono:

- curva ΔH (mm) – log t (mm);
- curva $E_v\%$ - log σ_v (kPa).

I coefficienti C_c , C_v e la pressione di preconsolidazione vengono ricavati da costruzioni geometrico - grafiche sulle curve riportate nel certificato secondo i metodi di Casagrande. I parametri di massa volumica, indice dei vuoti, grado di saturazione, modulo edometrico, coefficiente di compressibilità, vengono ricavati attraverso varie relazioni tra grandezze misurate durante la prova (abbassamenti, carico) e caratteristiche determinate del campione: umidità, massa volumica apparente, peso specifico. La permeabilità è calcolata per via indiretta con la seguente relazione: $k = m_v \times \gamma_w \times C_v$.

TRIASSIALE UU (NON CONSOLIDATA NON DRENATA)

Le prove triassiali UU (non consolidate non drenate) sono state eseguite seguendo le Raccomandazioni A.G.I. 1994.

La prova triassiale UU consiste nel sottoporre il provino ad una pressione di confinamento arbitraria, solitamente prossima al carico litostatico in cui si trovava al momento del prelievo, e quindi applicare un carico assiale, crescente con continuità, fino alla rottura. La resistenza al taglio non drenata è pari alla metà del carico di rottura misurato.

Il provino viene ricavato dal campione indisturbato prelevato nel foro di sondaggio. La dimensione dei provini sottoposti a prova è di mm 38.1 di diametro per mm 76.2 di altezza.

La compressione avviene ad una velocità costante di 0.76 mm/min, che consente di arrivare a rottura in un tempo vicino ai 15 minuti.

L'apparecchiatura utilizzata per l'esecuzione della prova è una pressa meccanica a controllo elettronico in grado di esercitare pressioni a velocità costante. Il modello utilizzato è una Controls™ Triaxial tester T401 Electronic, dotata di cella di carico per la misura del carico assiale della portata di 3.5 kN. La deformazione del provino viene misurata con un trasduttore centesimale LDVT con una corsa di 30 mm. I dati di deformazione e carico vengono registrati in automatico da un sistema di acquisizione computerizzato.

Il provino sottoposto a prova viene ricavato infiggendo la apposita fustella nella parte di campione ritenuta più idonea, in genere la parte a granulometria più fine e palstica. Il provino così ricavato viene misurato e pesato con precisione 0.01 g.

Il provino viene quindi sistemato all'interno di una membrana di lattice che lo isola dall'acqua contenuta nella cella e che trasmette la pressione di confinamento impostata sulla parete cilindrica dello stesso. La cella con il provino viene posta sotto la pressa e portato a contatto con la testa della cella di carico. Dopo avere regolato lo zero del trasduttore e della cella di carico e la velocità della compressione, si inizia la prova.

Ogni 0.5 mm circa viene rilevata l'entità del carico cui è sottoposto il provino. La prova viene portata avanti fino a raggiungere una delle seguenti condizioni:

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		13 di 18

- la lettura del carico diminuisce in maniera evidente;
- il carico rimane costante per almeno 4 letture;
- la deformazione supera il 20%.

Terminata la prova il provino viene di nuovo pesato e fatto essiccare il forno a temperatura costante di 110°C per la determinazione del contenuto d'acqua.

Nel certificato fornito vengono indicate e calcolate le seguenti grandezze:

- le dimensioni del provino (mm);
- contenuto d'acqua (%);
- massa volumica apparente, secca e umida (kN/m³);
- carico a rottura (kPa);
- coesione non drenata (kPa);
- curva sforzi deformazione.

La resistenza a compressione non confinata viene indicata come il massimo valore della tensione di compressione o come la tensione di compressione in corrispondenza della deformazione del 15%.

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Le prove di taglio diretto sono state eseguite seguendo la norma ASTM D – 3080.

La prova consiste nel determinare i parametri di coesione ed angolo di attrito del campione sottoposto a prova in termini di sforzi efficaci (c' e ϕ').

Il provino viene ricavato dal campione indisturbato prelevato nel foro di sondaggio. La dimensione dei provini sottoposti a prova è di un quadrato di 60 mm di lato per 30 mm di altezza.

La prova avviene ad una velocità di deformazione sufficientemente lenta tale da garantire la dissipazione della pressione interstiziale, cioè in condizioni drenate.

L'attrezzatura di prova utilizzata si compone di.

1. una scatola di taglio quadrata dalle pareti rigide contenente un foro porta campione a sezione quadrata o circolare, divisibile trasversalmente in due parti;
2. una macchina di taglio (mod. Controls T 206 Electronic o T 207 Digital), che agisce come una pressa orizzontale che fa avanzare una delle due metà della scatola a velocità controllata e sufficientemente bassa tale da impedire la creazione di sovrappressioni interstiziali. La macchina è anche dotata di un sistema di leve per l'applicazione del carico verticale di consolidazione;
3. da un sistema di misura ed acquisizione automatica computerizzata, composto da due trasduttori di spostamento LDVT per la misura del consolidamento verticale e della deformazione orizzontale, e da una cella di carico per la misura della forza di taglio.

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		14 di 18

La prova si svolge con la consolidazione e la rottura di tre provini dello stesso campione, fatti consolidare a carichi diversi.

Nella fase di consolidazione il provino sottoposto a prova viene consolidato mediante l'applicazione di un carico, di entità variabile in funzione della consistenza del provino. La consolidazione viene protratta fino a quando il cedimento primario non è concluso.

La fase di taglio inizia al termine della fase di consolidazione. In questa fase la parte inferiore della scatola di taglio viene fatta scorrere rispetto a quella superiore che è fissata in contrasto alla cella di carico che così misura la forza necessaria all'avanzamento della parte inferiore dalla scatola.

Come già detto la velocità di avanzamento della metà inferiore della scatola di taglio deve essere tale da consentire il mantenimento delle condizioni drenate. La velocità di avanzamento può variare da 0.001 – 0.003 mm/min per le argille a 1 mm/min per le sabbie.

La fase di rottura si protrae fino a quando non si registrano decrementi del carico, o fino al 20 % della deformazione del provino (20% del diametro o del lato).

Lo sforzo di taglio viene calcolato con la seguente relazione:

$$\tau = \frac{N_L \cdot K}{A_0} \cdot 10$$

dove:

A_0 = sezione iniziale del provino (cm²);

K = costante di taratura della cella di carico (N/cm²)

t = tensione di taglio unitaria (kPa)

Nel certificato di prova vengono rappresentate le curve sforzi - deformazione per ciascun provino e l'involuppo di rottura dei tre provini.

Oltre ai diagrammi indicati, viene riportate le seguenti determinazioni per ciascun provino:

- contenuto d'acqua iniziale e finale;
- peso e volume umido e secco;
- dimensioni iniziali;
- carico verticale applicato;
- cedimento in consolidazione;
- cedimento a rottura;
- deformazione a rottura;
- velocità della fase di taglio;
- resistenza al taglio.

PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE - DRENATA (CID)

La prova consiste nella determinazione dei parametri di resistenza in termini di tensioni totali ed efficaci di un campione di terreno sottoposto a condizioni di sollecitazione triassiale; la prova può inoltre essere utilizzata per la determinazione dei parametri di deformabilità drenati.

Questa metodologia si applica tipicamente ai terreni sabbioso ghiaiosi.

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		15 di 18

La prova viene eseguita su tre provini cilindrici, di diametro non inferiore a 35 mm e rapporto altezza/diametro compreso tra 2 e 2.5, preparati con apposito fustella campionatrice a partire da campioni indisturbati; per materiali poco consistenti si potrà infiggere a pressione direttamente nel campione da analizzare apposita fustella calibrata. Il diametro dei provini sarà in ogni caso maggiore di 6 volte il diametro massimo delle particelle costituenti il materiale in prova.

La prova verrà viene attraverso tre distinte fasi : saturazione, consolidazione e rottura.

Fase di saturazione: la saturazione preliminare viene condotta attraverso l'applicazione di back-pressure in diversi gradini di pressione di entità variabile in funzione delle caratteristiche di consistenza dei terreni in; durante tutta la fase di saturazione viene mantenuta una differenza di pressione tra pressione di cella e back-pressure compresa tra 5 e 20 kPa al fine di evitare premature consolidazioni dei provini.

Dopo ogni gradino di saturazione, una volta raggiunta la completa stabilizzazione delle pressioni, si esegue la misura del grado di saturazione raggiunto attraverso la determinazione del parametro B; la fase di saturazione si può ritenere conclusa quando il parametro B assumerà valori superiori a 0.90/0.95 in funzione del tipo di materiale.

In caso di terreni sovra consolidati, derivati da compattazione artificiale (proctor) o con grado di saturazione iniziale molto basso, la saturazione si può ritenere terminata anche al livelli di B più bassi di 0.9.

Fase di consolidazione: la fase di consolidazione viene condotta incrementando la pressione di cella fino a raggiungere il prefissato valore della pressione di consolidazione da adottare per ciascun provino. Dopo la stabilizzazione della pressione interstiziale conseguente all'incremento tensionale applicato si avvia la fase di consolidazione consentendo il drenaggio e registrando le variazioni di volume ed eventualmente le variazioni di pressione interstiziale in funzione del tempo.

Dal diagramma variazione di volume - logaritmo del tempo, o in alternativa variazione di volume - radice quadrata del tempo, si determinerà il tempo di fine consolidazione t_{100} che sarà assunto come parametro base per il calcolo della velocità di rottura.

Fase di rottura: durante la fase di rottura, che avviene in condizioni di drenaggio consentito si incrementa progressivamente lo sforzo deviatorico, mantenendo fissa la pressione di cella, fino ad ottenere deformazioni assiali non inferiori al 15%. Al fine di assicurare una uniforme distribuzione ed equalizzazione della sovrappressione idraulica conseguente l'incremento tensionale, la velocità di deformazione v_r viene stabilita sulla base del t_{100} di fine consolidazione e della deformazione attesa a rottura ϵ_r secondo la seguente equazione:

$$v_r = (H_c \cdot \epsilon_r) / (15 \cdot t_{100}).$$

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		16 di 18

3.4. RILIEVI TOPOGRAFICI

Si rimanda la descrizione delle attività eseguite e degli elaborati prodotti al relativo allegato.

3.5. PROSPEZIONE GEOELETTRICA

Si rimanda la descrizione delle attività eseguite e degli elaborati prodotti al relativo allegato.

Nome file:	Cod Doc	N° Commessa	Revisione	Data	Riferimento segreteria	Pagina
rel-01-rev00-13931-14-AIPO Parma.doc	01	13931/14	01	30/06/15		17 di 18

4. ELENCO ALLEGATI

Allegato 1	Rilievo topografico
Allegato 2	Prospezione geoelettrica
Allegato 3	Certificato di prova penetrometrica (Faldone 3)
Allegato 4	Schede di sondaggio
Allegato 5	Certificati prove geotecniche di laboratorio (Faldone 2)
Allegato 6	CD