



**PROVINCIA DI MANTOVA
COMUNE DI MANTOVA**

**MN-E-409-M – LAVORI DI RIFACIMENTO DELLA CHIAVICA DEL RIO
NEL COMUNE DI MANTOVA**

INTERVENTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER IL RIPRISTINO FUNZIONALE DELLA CHIAVICA



PROGETTO ESECUTIVO

Relazione Geotecnica



COMM	PROT.	DOC.	REV.	DESCRIZIONE	EMESSO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
1090	E	R05	0	Emissione	RMN	RMN	FRR	11/2018



Il sistema di Gestione Qualità di IC Srl è certificato da Kiwa Cermet Italia Spa secondo ISO 9001:2015
Certificato n°16771-A del 18.3.2018, scadenza 17.3.2021



SOMMARIO

1	PREMESSA	1-1
1.1	OGGETTO	1-1
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	1-1
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1-2
1.4	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DI RIFERIMENTO	1-2
1.5	RIFERIMENTI PLANO-ALTIMETRICI	1-2
1.6	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA	1-2
1.7	CODICI DI CALCOLO	1-3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	2-4
3	INDAGINE GEOGNOSTICA	3-5
3.1	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)	3-5
3.2	PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)	3-6
3.3	PROVE DI LABORATORIO	3-8
3.3.1	Granulometrie	3-8
3.3.2	Limiti di Atterberg	3-10
3.3.3	Prove triassiali	3-10
4	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO LOCALE	4-11
4.1	ANALISI DI DETTAGLIO DEI RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE	4-11
4.2	LIVELLO PIEZOMETRICO	4-11
5	INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE	5-12
5.1	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO	5-12
5.2	ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO	5-13
5.3	EFFETTI "DI SITO" - GENERALITÀ	5-15
5.4	EFFETTI "DI SITO" – AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	5-15
5.5	EFFETTI "DI SITO" – AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	5-16
5.6	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO	5-18
5.7	MAGNITUDO	5-18
5.8	EFFETTI "DI SITO" - POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	5-20
5.8.1	Codice di calcolo	5-21
5.8.2	Metodo di calcolo	5-21
5.8.3	Indice del potenziale di liquefazione (LPI)	5-24
5.8.4	Parametri di pericolosità sismica	5-25
5.8.5	Risultati dell'analisi	5-25



5.8.6 Considerazioni conclusive

5-28

6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6-29
6.1	DENSITÀ RELATIVA (LIVELLI DI SABBIA)	6-29
6.2	ANGOLO DI ATTRITO (LIVELLI DI SABBIA)	6-30
6.3	MODULO ELASTICO (SABBIA)	6-31
6.4	COESIONE NON DRENATA (LIVELLI COESIVI)	6-32
6.5	PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO EFFICACI (LIVELLI COESIVI)	6-32
6.6	MODULO EDOMETRICO (LIVELLI COESIVI)	6-32
6.7	PARAMETRI GEOTECNICI “CARATTERISTICI”	6-33
7	CONSIDERAZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	7-36
7.1	PORTATA ASSIALE LIMITE DEI MICROPALI – CRITERI DI CALCOLO	7-36
7.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	7-36



RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 14/01/2008 *"Norme tecniche per le costruzioni"* - GU n°29 del 4/2/2008
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici *"Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"* - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- D.G.R. 30 novembre 2011 *"Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio [...]"*
- D.G.R. 11 luglio 2014, n.2129 *"Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R.1/2000, art.3, c.108, lett. d)"*.
- L.R. 12 ottobre 2015 n.33 *"Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche"* BURL Supplemento n.42 del 16 ottobre 2015
- UNI-EN 1997-1:2005 – *"Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali"*
- UNI EN 1998-1:2005 *"Eurocode 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"*.
- UNI-EN 1998-5:2005 *"Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"*

1 PREMESSA

1.1 Oggetto

La presente relazione geotecnica è stata redatta nell'ambito del progetto preliminare dei lavori di rifacimento della Chiavica del Rio di Mantova nel Comune di Mantova (MN).

1.2 Descrizione dell'opera

La città di Mantova è attornata da tre laghi, denominati Superiore, di Mezzo e Inferiore, facenti parte dell'asta del fiume Mincio (cfr. figura n.1.1).

L'opera in oggetto è installata sul lago superiore e consente la regolazione e il deflusso delle acque dal lago verso il Rio di Mantova, canale medioevale che taglia in due la città, collegando il lago Superiore con quello Inferiore. L'opera è costituita sostanzialmente da un muro al cui interno sono inghisate n° 3 paratoie di regolazione.

La ristrutturazione dell'opera è necessaria in quanto il manufatto ha subito per parte della sua lunghezza una parziale rotazione e allo stato attuale è in condizioni precarie, limitandone tra l'altro la sua funzionalità.

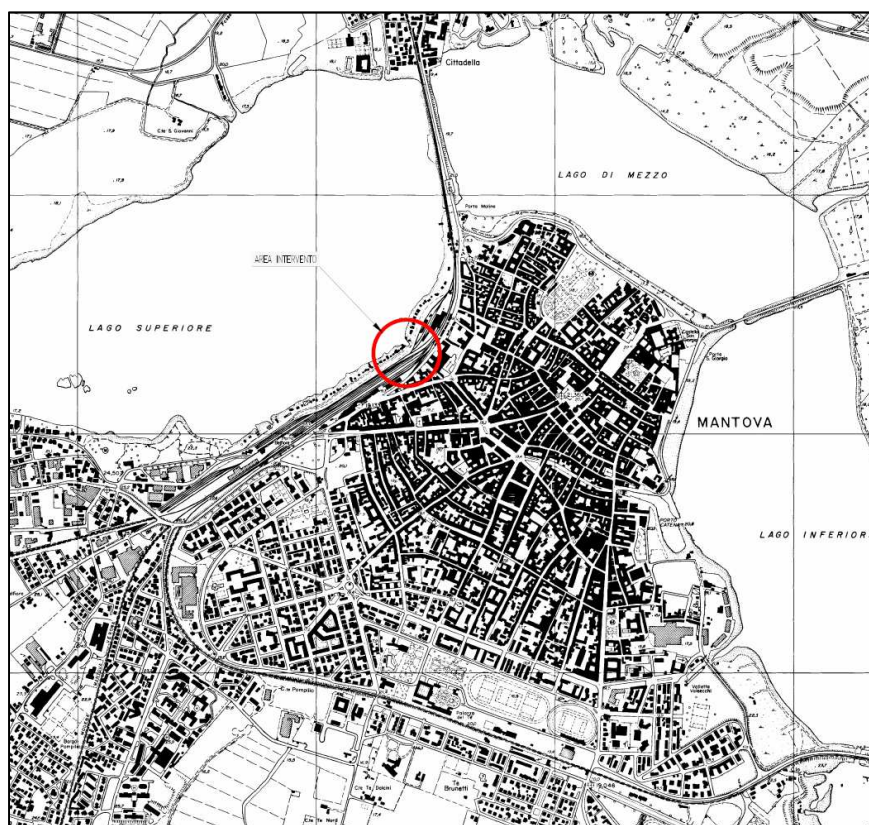


Figura 1-1: ubicazione dell'area con indicazione della posizione della chiavica (cerchio rosso)

1.3 Normativa di riferimento

La presente *Relazione Geotecnica* è stata redatta in accordo con la vigente Normativa nazionale (DM 14/01/2008 e relative “Istruzioni”) e regionale (cfr. parte introduttiva) ciò che prevede di eseguire le verifiche con riferimento alla teoria degli “stati limite”.

1.4 Campagna geognostica di riferimento

La presente relazione è stata redatta sulla base dei risultati di una specifica campagna di indagine geognostica eseguita da *MGS srl* nei primi mesi del 2018. I risultati di detta campagna di indagine sono raccolti nello specifico “Rapporto di indagine” che costituisce parte integrante della presente.

1.5 Riferimenti plano-altimetrici

L'area oggetto di intervento è ubicata nel comune di Mantova ed è definita dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine geografica del sito (WGS84): 45,161443
- Longitudine geografica del sito (WGS84): 10,78694

Ai fini della presente è utile rammentare i seguenti riferimenti altimetrici:

- Quota media sommità argine (S-01 e CPTU-01): +21.30m s.l.m.
- Quota media p.c. piede argine (CPTU-02): +17.20m s.l.m.
- Quota media fondo lago: +15.80m s.l.m.
- Quota media livello idrico lago: +16.90m s.l.m.

1.6 Classificazione dell'opera e vita attesa

Viste le caratteristiche dell'opera in progetto si può considerare una *vita nominale* (definita con riferimento alla tabella n.1.1 di cui alla normativa vigente) pari a 50 anni (opera ordinaria).

Opera	Tipo	V _N
Parti d'opera provvisionali con V _N ≤ 2anni	1	≤ 2
Parti d'opera provvisionali con 2anni < V _N ≤ 10anni	1	≤ 10
Opere ordinarie	2	≥ 50
Grandi opere	3	≥ 100

Tabella n.1.1– tipo e vita nominale dell'opera (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.I)

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma l'opera in esame (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) è stata, invece, classificata in classe d'uso II cui è associato un coefficiente d'uso (C_u) pari a 1 (cfr. tabella n.1.2).



Classe d'uso	I	II	III	IV
C _u	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella n.1.2 – Classi e coefficienti d'uso (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.II)

Il periodo di riferimento (V_R) dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_u) ottenendo:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \text{ anni} \times 1 = 50 \text{ anni}$$

1.7 Codici di calcolo

Per l'analisi del potenziale di liquefazione si ricorre al codice **CLIQ** (Geologismiki, vers. 1.7.6.49) regolarmente licenziato.



2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Si rimanda integralmente alla “*Relazione Geologica*” del progetto.

3 INDAGINE GEOGNOSTICA

Come già anticipato la presente relazione è stata redatta sulla base dei risultati di una specifica campagna di indagine geognostica eseguita da MGS srl nei primi mesi del 2018 consistita in:

- Esecuzione di 1 sondaggio (S-01) a carotaggio continuo spinto a 30m di profondità.
- Esecuzione di 17 prove SPT in avanzamento nel sondaggio.
- Esecuzione di n°2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU-01 e CPTU-02) spinte ad un massimo di 20m di profondità.
- Prelievo di 3 campioni indisturbati e 9 rimaneggiati.
- Caratterizzazione granulometrica per setacciatura di 12 campioni.
- Caratterizzazione granulometrica per sedimentazione di 8 campioni.
- Definizione dei limiti di Atterberg di 8 campioni.
- Prova triassiale TX-UU su un campione indisturbato (CI-3).

Per maggiori dettagli sull'ubicazione delle indagini, sui risultati e le attrezzature utilizzate si rimanda allo specifico "*Rapporto di indagine*" che costituisce parte integrante della presente.

3.1 Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

In figura n.3.1 è illustrato l'andamento con la profondità dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT misurati nel sondaggio S-01 eseguito sulla sommità dell'argine.

In figura n.3.2 sono, invece, riportati i valori di SPT normalizzati per tenere conto della profondità di prova in accordo a quanto proposto da Liao & Whitmann (1986):

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

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

Per quanto riguarda la correzione relativa all'energia della prova si considera (prudenzialmente) un rendimento effettivo della macchina pari al 60% ovvero:

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

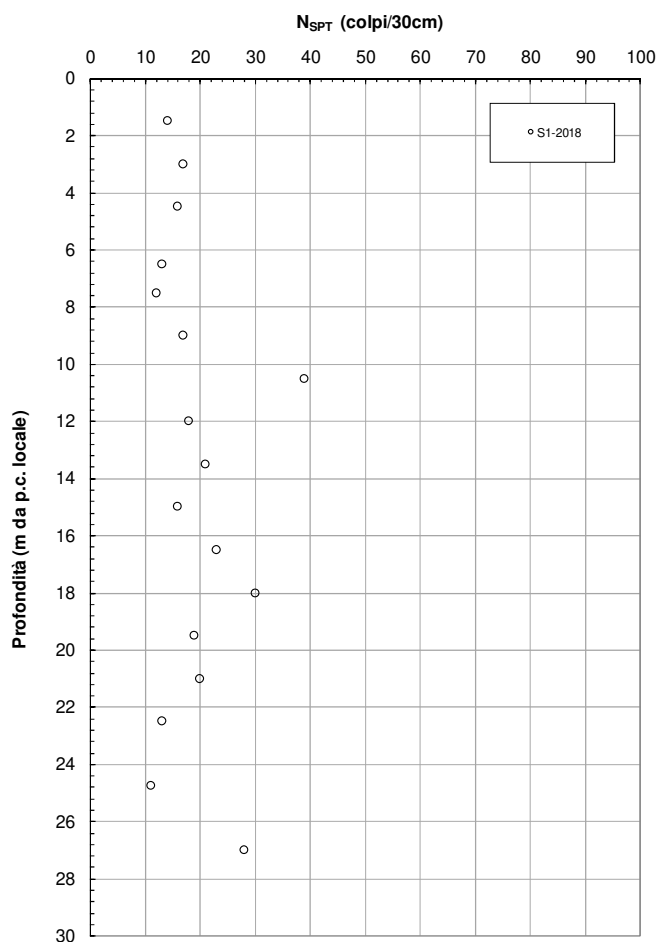


Figura 3-1: risultati prove SPT (valori misurati)

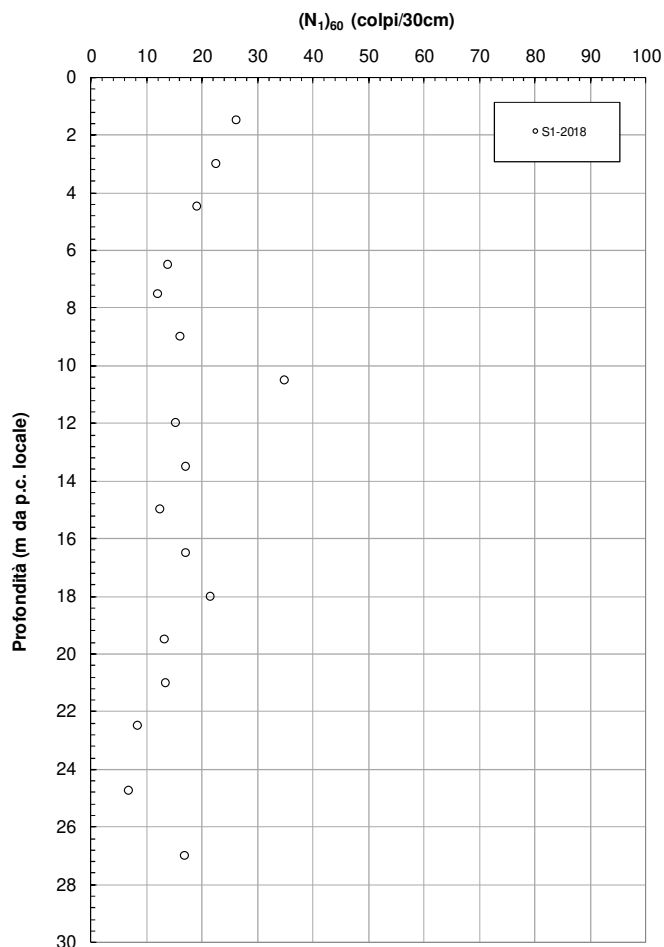


Figura 3-2: risultati prove SPT (valori normalizzati)

3.2 Prove penetrometriche statiche (CPT)

A titolo di esempio nella figura n.3.3 di cui al seguito sono riportati i risultati della prova penetrometrica statica CPTU-02 eseguita con piezocono operando dal piede dell'argine ovvero alle quote ove verranno realizzate le fondazioni della nuova opera.

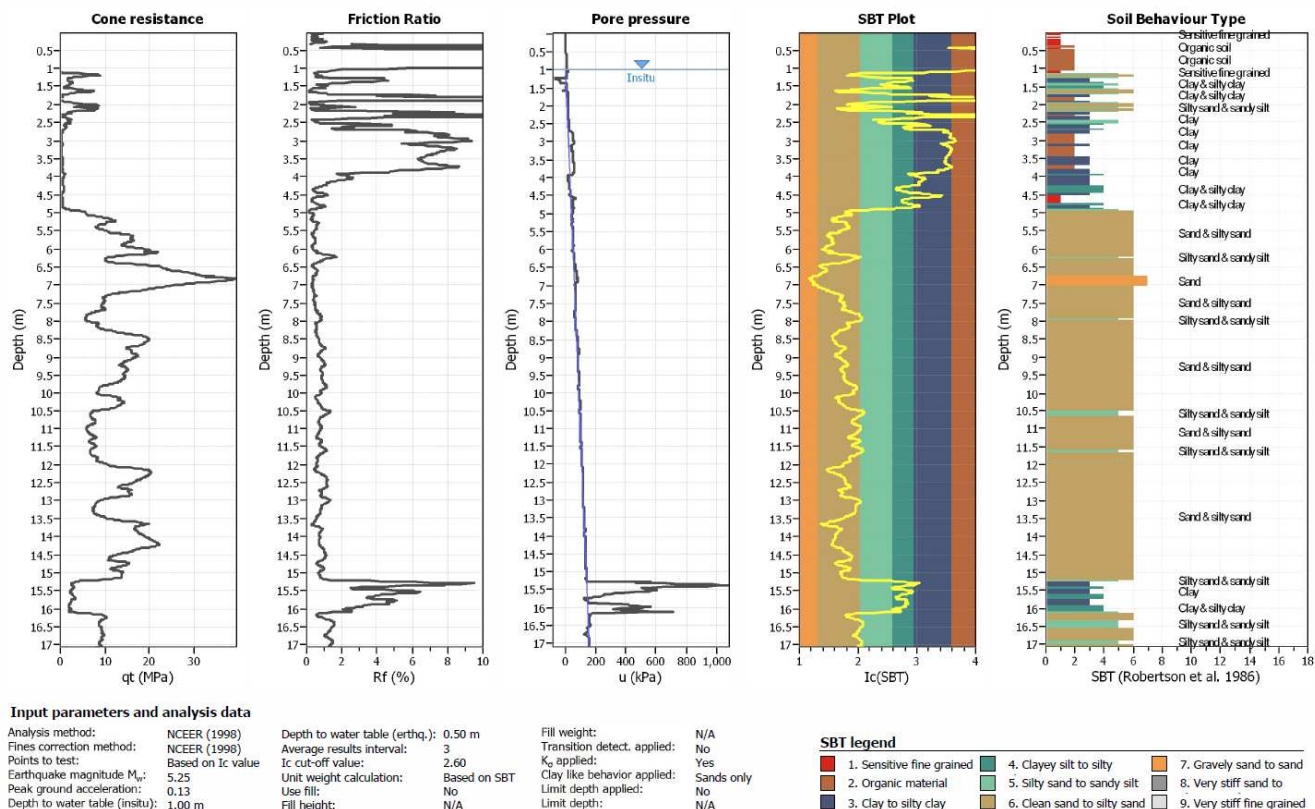


Figura 3-3: risultati prova CPT-02 (eseguita dal piede dell'argine)

3.3 Prove di laboratorio

3.3.1 Granulometrie

Si riportano di seguito i fusi granulometrici distinti in base alla natura dei materiali; per maggiori dettagli si rimanda allo specifico Rapporto tecnico.

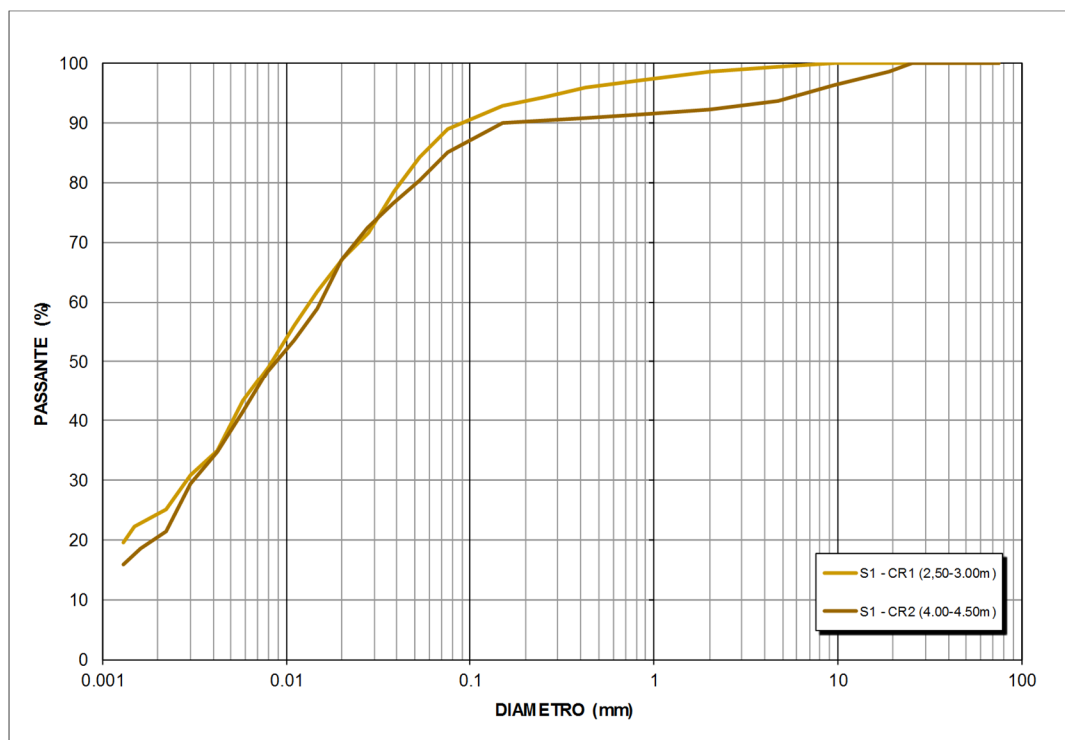


Figura 3-4: Materiale argine

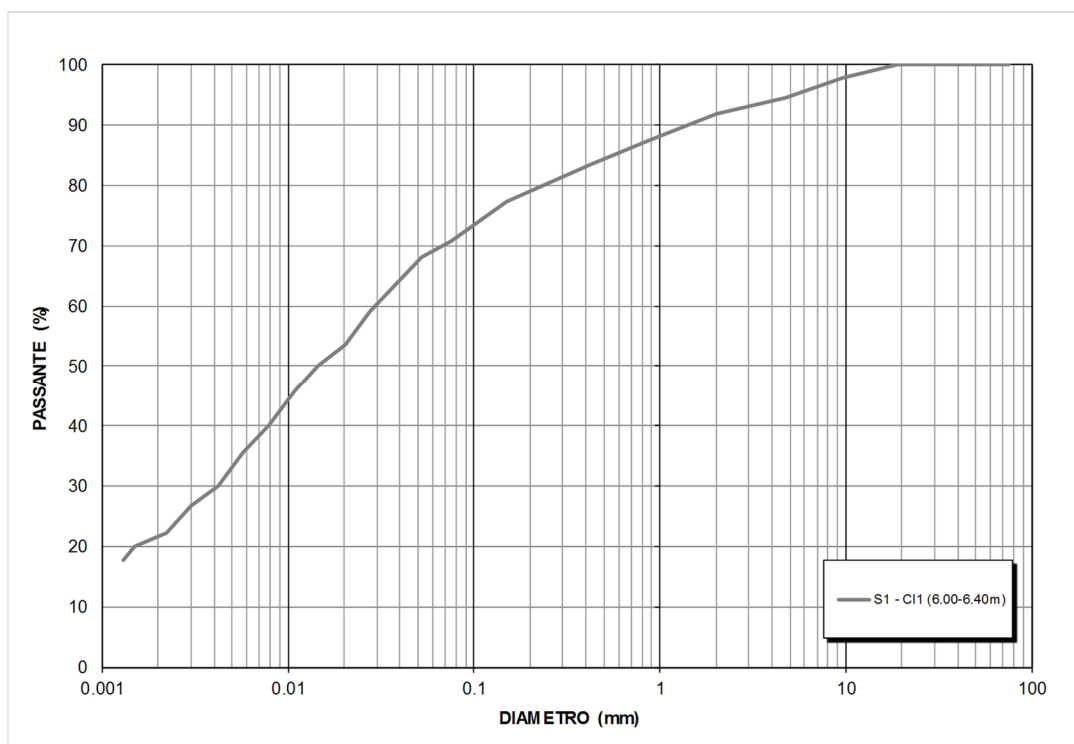


Figura 3-5: Fondo lago

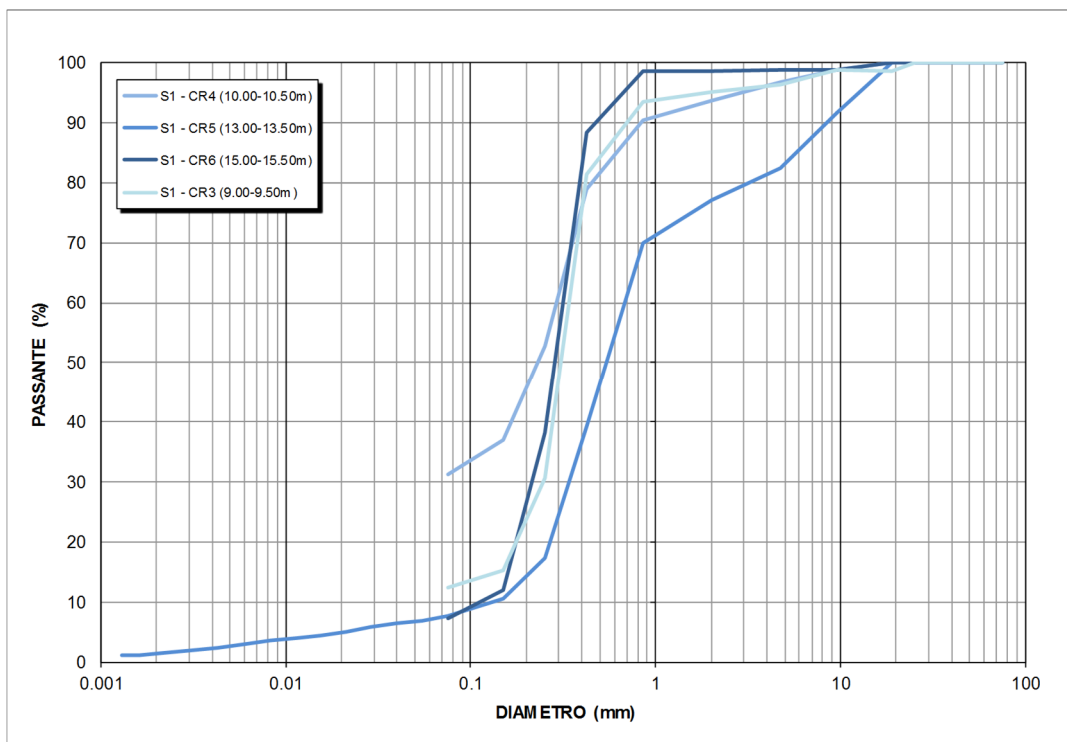


Figura 3-5: sabbia da fine a medio-grossa

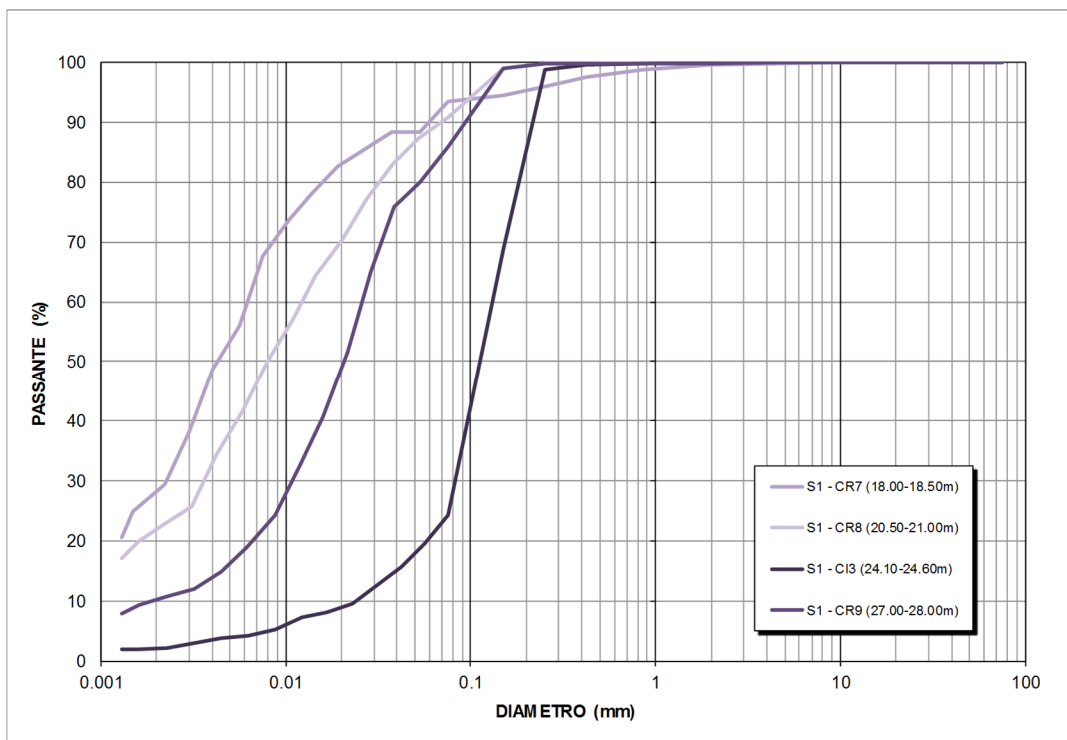


Figura 3-6: limo sabbioso/argilloso

3.3.2 Limiti di Atterberg

Segue una tabella di sintesi dei risultati ottenuti.

	CAMPIONE	W _L (%)	W _P (%)	IP (%)
ARGINE	CR1	32	17	15
	CR2	27	16	11
FONDO LAGO	CI1	28	19	9
	CI2	32	22	10
SABBIA LIMOSA	CR3	-	-	NP
	CR4	-	-	NP
	CR5	-	-	NP
	CR6	-	-	NP
LIMO SABBIOSO	CR7	49	31	18
	CR8	27	20	7
	CR9	26	-	NP
	CI03	-	-	NP

Tabella n.3.1– Limiti di Atterberg

3.3.3 Prove triassiali

In figura n.3.7 è illustrato il risultato della prova triassiale UU eseguita sul campione di CI-1 prelevato nell'ambito dei depositi di fondo del lago (6.0m dalla quota di testa dell'argine).

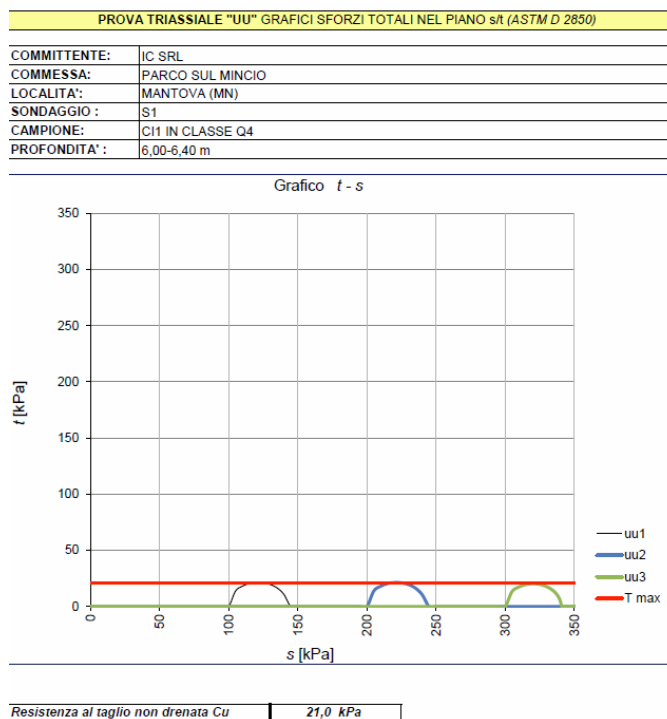


Figura 3-7: prova triassiale UU

4 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO LOCALE

4.1 *Analisi di dettaglio dei risultati della campagna di indagine*

L'analisi della stratigrafia del sondaggio e delle CPT nonché dei risultati delle prove di laboratorio consente di mettere in evidenza quanto segue (*le profondità sono riferite alla sommità dell'argine assunto a quota +21.30m s.l.m.*):

Da p.c. a circa 4.00÷5.00m

ARGINE. Si tratta sabbia fine e media di colore ocra poco addensata ($N_{SPT}=15\div20$ colpi/30cm. I primi 1.0-1.5m (massicciata stradale) sono caratterizzati dalla presenza di elementi litoidi e resti di laterizi.

Da circa 4.00÷5.00m a circa 9.00m

DEPOSITI LACUSTRI. Si tratta dei depositi più recenti di fondo del lago costituiti da terreno prevalentemente coesivo con passaggi nerastri (torbosi) e bassissima consistenza come evidenziato dalle prove penetrometriche statiche ($q_c\approx 1$ MPa).

Da circa 9.00m a circa 30.00m

SABBIA LIMOSA. Si tratta di sabbia limosa da fine a medio grossa a tratti debolmente argillosa di colore grigio mediamente addensata ($N_{SPT}=20$ colpi/30cm e $q_c=10\div15$ MPa).

Tra 18 e 25m (dalla sommità dell'argine) la sabbia è intercalata da livelli di spessore metrico (vedere sondaggio S-01 e CPTU-02 da 15 a 16m) più marcatamente coesivi costituiti da un **limo argilloso di colore grigio** con intercalazioni da centimetriche a decimetriche di argilla plastica e torba (vedere S-01 a -23.50m). Le prove penetrometriche evidenziano una resistenza alla punta $q_c\approx 2-3$ MPa).

4.2 *Livello piezometrico*

Per le verifiche geotecniche il livello piezometrico è assunto in equilibrio con il livello del lago a quota pari a +16.90m s.l.m.

5 INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE

5.1 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Il valore di progetto degli indicatori di pericolosità viene definito in funzione della “*probabilità di superamento*” in un dato “*tempo di ritorno*” (tipicamente si considera una soglia di non superamento nel 90% dei casi in 50 anni ovvero una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

E' noto che il “*tempo di ritorno*” e la “*probabilità di superamento*” sono due grandezza tra loro correlate come segue:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove:

T_R = tempo di ritorno

V_R = vita di riferimento dell'opera = 50 anni (vedere capitolo 1 della presente)

P_{VR} = probabilità di superamento nella vita dell'opera

La probabilità di superamento dipende, a sua volta, dallo stato limite di verifica. Con riferimento alle NTC (tabella n.3.2.I) si definiscono i valori di cui alla tabella n.5.1:

STATI LIMITE		P_{VR}
Stati limite di servizio	SLO (operatività)	81%
	SLD (danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (salvaguardia della vita)	10%
	SLC (collasso)	5%

Tabella n.5.1– Probabilità di superamento

La scelta dello stato limite di verifica dipende dalla classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica come suggerito in tabella n.5.2. Ai fini della presente si considerano come stati limite caratteristici lo stato di danno (**SLD**) e di salvaguardia della vita (**SLV**).

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Tabella n.5.2 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento

In tabella n.5.3 sono riassunti i valori dei tempi di ritorno per gli stati limite considerati al variare della vita di riferimento.

STATI LIMITE		$T_R = T_R(V_R)$
SLE	SLD	$T_R = V_R = 50$ anni
SLU	SLV	$T_R = 9.5 V_R = 475$ anni

Tabella n.5.3 – Tempo di ritorno in funzione della vita di riferimento (tab.C.3.2.I Istruzioni)

5.2 Accelerazione massima su suolo roccioso

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse va determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda.

In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{c1}):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito

$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora, poi, il citato reticolo non riporti il valore di accelerazione per il tempo di ritorno voluto, questo potrà essere ottenuto interpolando i dati relativi ai tempi di ritorno più prossimi come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{c1}):

$$\log(a_g) = \log(a_{g1}) + \log\left(\frac{a_{g1}}{a_{g2}}\right) x \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) x \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito per T_R

$a_{g1} - a_{g2}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo relative ai tempi di ritorno più prossimi

$T_{R1} - T_{R2}$ = tempi di ritorno più prossimi

In tabella n.5.4 è riportato il numero identificativo dei nodi considerati per il sito in esame con relative coordinate geografiche nonché la distanza dai nodi del reticolo dal sito stesso.

PUNTO	ID	LAT.	LONG.	DISTANZA (m)
1	13836	45,1531	10,7275	4751,0
2	13837	45,1547	10,7983	1164,4
3	13615	45,2047	10,7961	4858,3
4	13614	45,2031	10,7252	6692,5

Tabella n.5.4 – Reticolo di riferimento – Coordinate

Ne derivano i parametri sismici di cui alla tabella n.5.5 relativi agli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV).

PUNTO	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (-)
SLD	50	0.040	2.573	0.257
SLV	475	0.093	2.557	0.303

Tabella n.5.5 – Parametri sismici al sito – suolo tipo A affiorante

5.3 Effetti “di sito” - Generalità

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri (vedere anche figura n.5.1):

- Parametro S_s : Effetti stratigrafici
- Parametro S_T : Effetti topografici

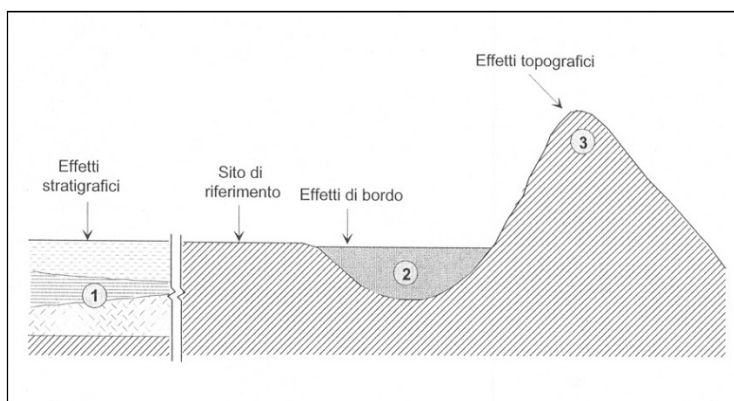


Figura n.5.1 – Possibili effetti di amplificazione

5.4 Effetti “di sito” – Amplificazione topografica

Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito si fa riferimento alla tabella n.5.6 ed alla figura n.5.2 di cui al seguito.

Categoria	Descrizione del pendio	Ubicazione struttura	S_T
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media superiore a 30°	In corrispondenza della cresta	1.4
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15 e 30°	In corrispondenza della cresta	1.2
T2	Pendii con inclinazione media superiore a 15°	In corrispondenza della sommità	1.2
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°	--	1.0

Tabella n.5.6 – Coefficiente di amplificazione topografica (DM 14/01/2008 – tabelle 3.2.IV e 3.2.VI)

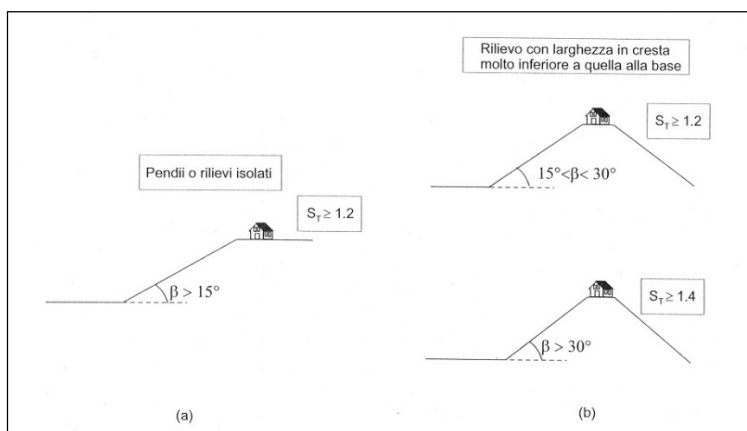


Figura n.5.2 – Coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso particolare in esame (terreno pianeggiante) si assume:

$$S_T = 1.0$$

5.5 Effetti “di sito” – Amplificazione stratigrafica

Come già anticipato la Normativa vigente (NTC-2008) definisce gli effetti di amplificazione stratigrafica mediante un parametro di sito (S_s) da calcolarsi in accordo alla seguente tabella n.5.7 in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità dal piano di imposta delle fondazioni.

Per il calcolo della velocità delle onde di taglio (v_s) si fa riferimento alla correlazione di Otha e Goto (1978) di cui al seguito (vedere anche figura n.5.2):

$$V_s = 68.79 \cdot (N_{SPT})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot F_A \cdot F_G \quad [m/s]$$

Dove:

z = profondità da p.c. locale (m)

$F_A = 1.000$ (Olocene)

$F_G = 1.086$ – Sabbia fine (tabella n.5.8)

Sabbia fine	Sabbia Media	Sabbia Grossa	Sabbia e ghiaia	Ghiaia
1.086	1.066	1.135	1.153	1.448

Tabella n.5.8 - Parametro F_G (da Otha e Goto – 1978)

Si ottiene $v_s = 180-360m/s$ da cui (tabella n.5.7) viene a corrispondere un terreno tipo “C”:

Terreno tipo C

$$S_s = 1.50$$

Ad analogo risultato si sarebbe giunti qualora si fosse calcolato il valore medio degli SPT eseguiti nei primi 30m di profondità:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,N} h_i}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

Categoria	Descrizione (tabelle 3..2.II e 3.2.III - NTC)	S_s (tabella 3.2.V – NTC)	N_{SPT} (colpi/30cm)	c_u (kPa)	V_{s-30} (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m	1.00	--	--	> 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$1.00 \leq 1.4 - (0.4 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.20$	> 50	> 250	360÷800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$1.00 \leq 1.7 - (0.6 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.50$	15÷50	70÷250	180÷360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	$0.90 \leq 2.4 - (1.5 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.80$	< 15	< 70	< 180
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20m posti sul substrato di riferimento.	$1.00 \leq 2.0 - (1.1 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.60$	--	--	--
S1	Depositi che includono uno strato di almeno 8m di terreno a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche.	(*)	--	10÷20	< 100
S2	Depositi soggetti a liquefazione, argille sensitive, ecc.	(*)	--	--	--

(*) – Da definire sulla base di specifici studi

Tabella n.5.7 – Effetti stratigrafici – Categorie del suolo e parametro S_s (DM 14/01/2008)

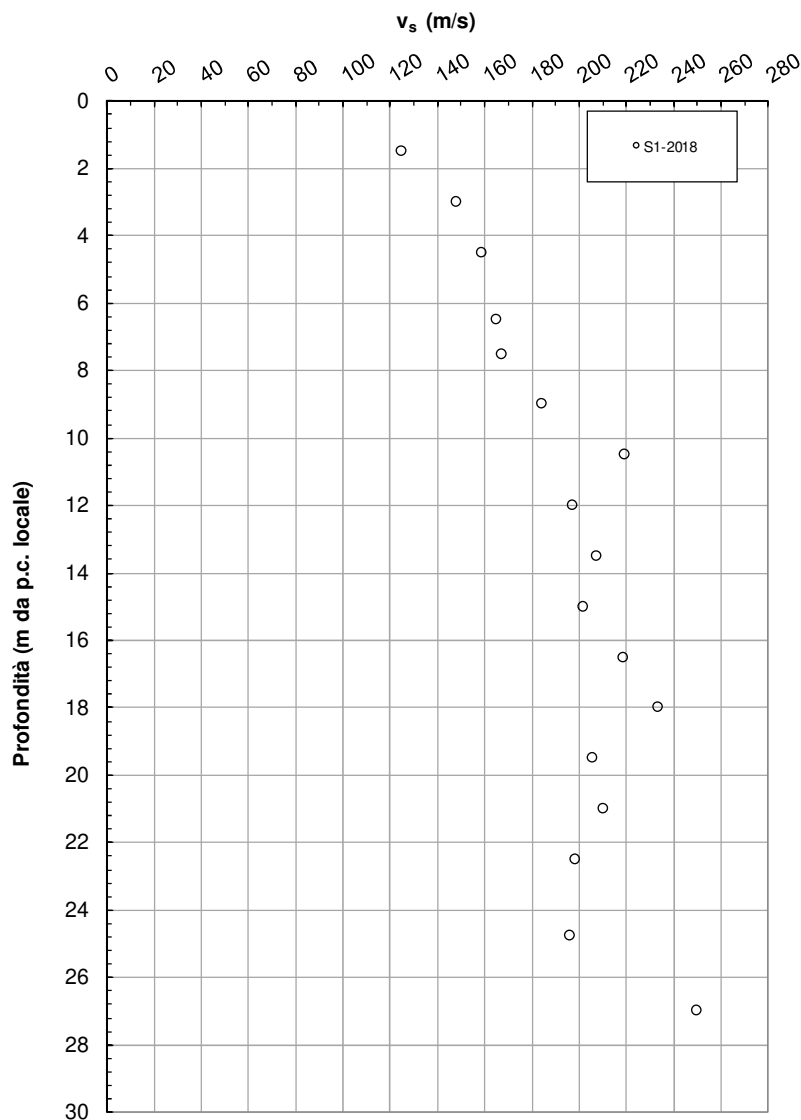


Figura n.5.2 – Velocità delle onde di taglio derivate dalle prove SPT

5.6 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato (a_g) e dei fattori di amplificazione (S_s ed S_T). Si ottiene pertanto:

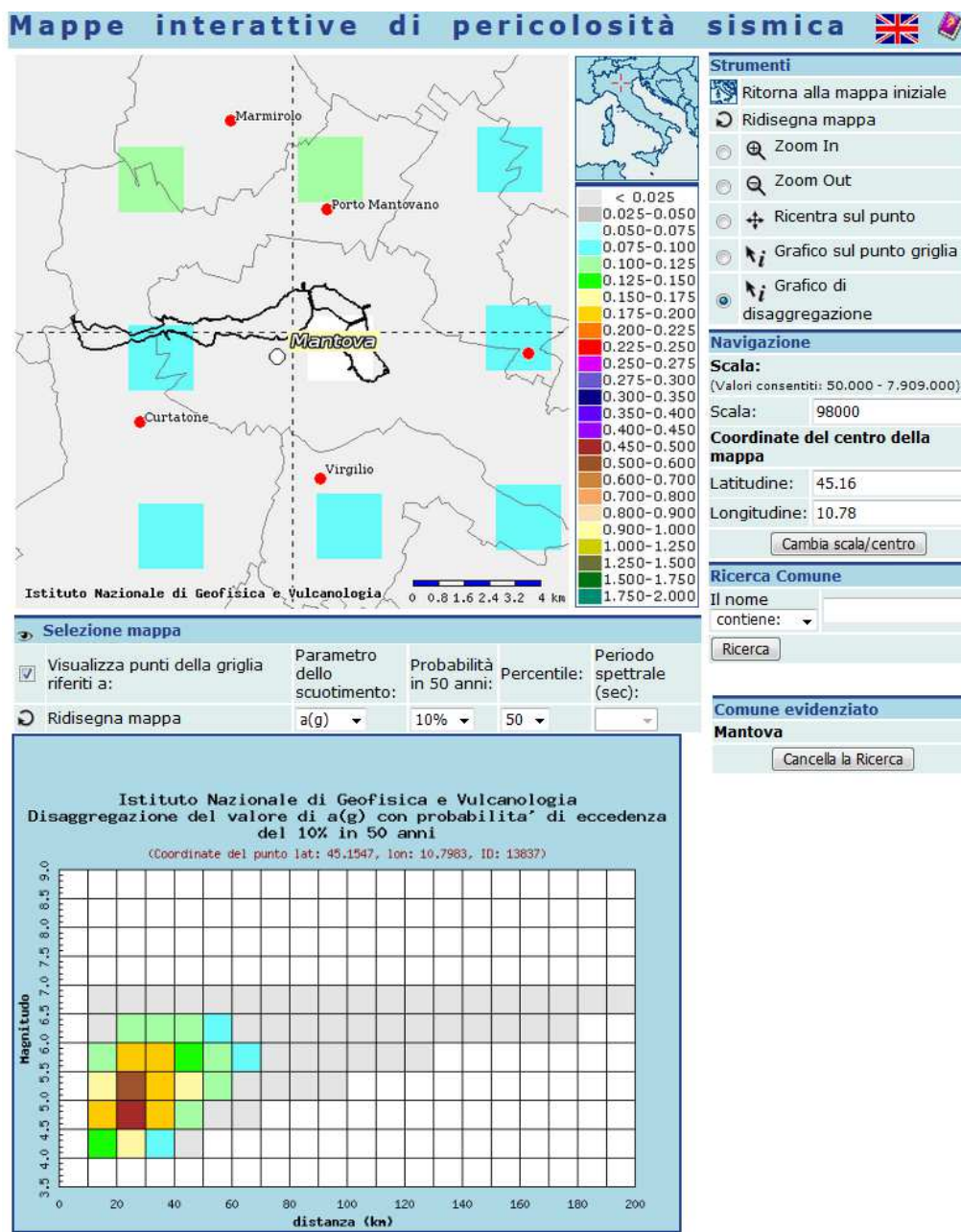
$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_T \times S_s = 0.1395g \text{ (SLV)}$$

5.7 Magnitudo

Il valore della magnitudo (dalla quale dipende la durata significativa del moto) è un parametro di pericolosità sismica difficilmente correlabile con l'accelerazione massima a meno che non sia nota anche la distanza epicentrale (in questo caso si può ricorrere alla nota relazione statisticamente rappresentativa dei terremoti italiani proposta da Sabetta e Pugliese - 1987).

Nel caso in analisi si è pertanto fatto ricorso alle “mappe di disaggregazione” proposte per il territorio Italiano da INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) di cui si riportano di seguito alcuni dettagli e dalle quali si evince che (per $T_R=475$ anni) vale:

$$M=5.25$$



Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilit� di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.1547, lon: 10.7983, ID: 13837)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	3.370	6.740	4.080	2.000	0.823	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	4.690	11.500	9.020	5.620	2.460	0.272	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	1.920	6.550	6.960	5.550	2.540	0.296	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.260	2.580	4.020	3.970	2.050	0.261	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.576	2.180	2.530	1.310	0.185	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.038	0.853	1.350	0.662	0.101	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.236	0.709	0.396	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.031	0.263	0.155	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.001	0.083	0.095	0.021	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.105	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.096	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.067	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.040	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

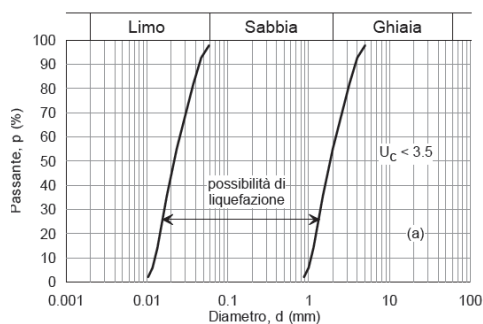
Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.250	33.300	1.440

5.8 Effetti "di sito" - Potenziale di liquefazione

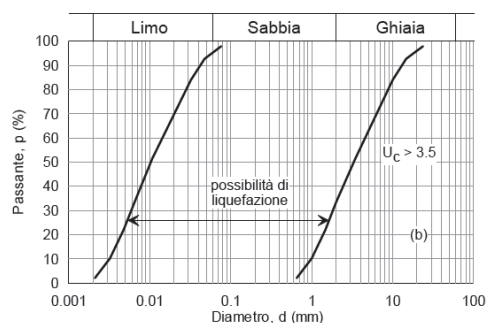
Con il termine liquefazione si intende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche, in terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni sismiche (cicliche dinamiche). L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacit  portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC-2008 di cui al D.M. 14-01-2008 la verifica di liquefazione pu  essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. Accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1g;
3. Profondit  media stagionale della falda superiore a 15.0m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$   il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e q_{c1N}   il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformit  $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformit  $U_c > 3.5$.



a)



b)

Come si osserva facilmente **nessuno dei criteri di esclusione è rispettato** e pertanto occorre eseguire un'analisi di liquefazione del sito ciò che è documentato nei paragrafi seguenti.

5.8.1 Codice di calcolo

Le analisi del potenziale di liquefazione sono state svolte con l'ausilio del codice di calcolo commerciale "CLiq" (Geologismiki, vers. 1.7.6.49).

5.8.2 Metodo di calcolo

Per valutare la possibilità di liquefazione del terreno si è adottata la procedura di *Robertson* (2010) basata sul metodo di *Robertson & Wride* (1998), che prevede la valutazione di un coefficiente di sicurezza, F_r , definito come rapporto fra una stima della resistenza disponibile alla liquefazione (CRR) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica (CSR).

$$F_r = \frac{CRR}{CSR}$$

Si può affermare che la probabilità di liquefazione è trascurabile se il fattore di sicurezza è superiore a **1.25** (valore suggerito in Eurocodice 8).

Il rapporto di tensione ciclica **CSR**, per una determinata profondità, viene valutato attraverso la seguente espressione (rif. Youd et al. (2001) :

$$CSR = \frac{\tau_m}{\sigma_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

a_{max} = accelerazione di picco in superficie del terremoto di progetto;

g = accelerazione di gravità ($\cong 9.81m/s^2$);

σ_v = tensione totale verticale alla profondità considerata;

σ'_v = tensione efficace verticale alla profondità considerata;

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica, stimabile in funzione della sola profondità z come (rif. Youd et al. 2001):

se	$z \leq 9.15\text{m}$	$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z$
se	$9.15\text{m} < z \leq 23\text{m}$	$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z$
se	$23\text{m} < z \leq 30\text{m}$	$r_d = 0.744 - 0.008 \cdot z$
se	$z > 30\text{m}$	$r_d = 0.5$

Questa procedura è stata tarata per eventi di magnitudo 7.5. Per terremoti di diversa magnitudo si utilizza il fattore di correzione, che può essere determinato in diversi modi di seguito riportati.

Le espressioni di CSR disponibili in letteratura sono riferite a terremoti con $M=7.5$. Per tenere in considerazione anche terremoti di diversa magnitudo occorre ricondurre il valore di CSR, al valore di magnitudo proprio del sito in esame; ciò può essere fatto mediante la seguente formulazione:

$$CSR_M = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

in cui il valore di MSF da considerare è dato per esempio da (Youd et al. (2001):

se $M > 7.5$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

se $M < 7.5$

$$MSF = \left[\frac{\frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} + \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3}}{2} \right]$$

In conclusione, il fattore di sicurezza (F_{SL}), valutato nei confronti della liquefazione, per i casi considerati relativi alle prove CPT, è determinato a mezzo della seguente equazione:

$$F_{SL} = \frac{\tau_f}{\tau_{media}} = \frac{CRR}{CSR_{M=7.5}}$$

Il rapporto di resistenza ciclica può essere valutato direttamente a partire dai risultati ottenuti dalle prove CPT mediante la procedura iterativa proposta da *Robertson* nel 2010 e pubblicata in *NCEER-97-0022*. La resistenza alla punta q_c viene preliminarmente corretta e normalizzata per tenere conto dell'influenza della pressione verticale efficace alla profondità di prova, secondo le seguenti equazioni:

$$q_{iN} = C_N \cdot \left(\frac{q_t - \sigma_v}{p_a} \right)$$

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma_{vo}} \right)^n$$

con:

q_t = resistenza statica alla punta in kPa;

σ_{vo} = tensione verticale in sito in kPa;

p_a = pressione di riferimento pari a 100kPa;

poi corretta nuovamente, per considerare la frazione di fine presente nelle sabbie. Nel presente caso, q_{c1N} viene corretto nel valore equivalente per sabbie pulite $(q_{c1N})_{cs}$, adottando la seguente procedura:

$$(q_{tN})_{cs} = K_c \cdot q_{tN}$$

in cui K_c è un fattore di correzione funzione di I_c (indice di Robertson) determinato nel modo seguente:

- se $I_c \geq 2.70$ il terreno è a grana fine e non è soggetto a liquefazione;
- se $2.60 < I_c < 2.70$ il fattore di correzione viene calcolato secondo:

$$k_c = 6 \times 10^{-7} \cdot I_c^{16.76}$$

- se $1.64 < I_c < 2.60$ il terreno ha un contenuto di fini non trascurabile che ne condiziona la resistenza penetrometrica, ma non tale da escludere il verificarsi della liquefazione e il fattore di correzione viene calcolato secondo:

$$k_c = -0.403 \cdot I_c^4 + 5.581 \cdot I_c^3 - 21.63 \cdot I_c^2 + 33.75 \cdot I_c - 17.88$$

- se $I_c \leq 1.64$ il terreno ha un basso contenuto di materiale fine e non occorre nessuna correzione, quindi:

$$k_c = 1.0$$

Il valore del coefficiente I_c , che viene utilizzato anche per classificare il tipo di terreno, è usualmente valutato secondo la relazione seguente:

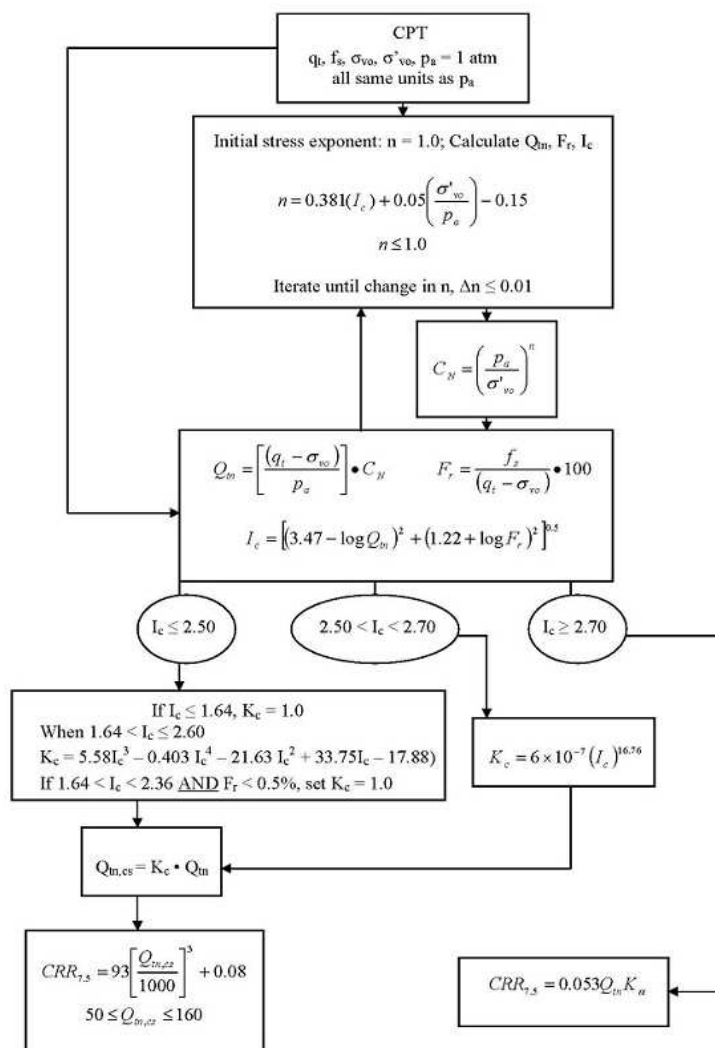
$$I_c = \sqrt{(1.22 + \log F_r)^2 + (3.47 - \log q_{tN})^2}$$

Il CRR (valido per terremoti di magnitudo momento 7.5) è in definitiva stimabile attraverso il valore calcolato di resistenza penetrometrica normalizzata equivalente per sabbie pulite $(q_{tN})_{cs}$, con le seguenti equazioni:

$$\text{se } (q_{tN})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left[\frac{(q_{tN})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{se } 50 < (q_{tN})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[\frac{(q_{tN})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

La procedura iterativa sopra descritta per il calcolo di CRR è illustrata nel seguente schema a blocchi.



Procedura iterativa adottata nel calcolo di CRR (Robertson, 2010)

5.8.3 Indice del potenziale di liquefazione (LPI)

L'indice del potenziale di liquefazione (LPI) è stato introdotto da Iwasaki et al. (1982) allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una intera verticale e può essere così calcolato:

$$LPI = \int_{z_{cr}}^0 (F(z) \cdot W(z)) dz$$

Dove:

z_{cr} = profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione = 20m

$W(z)$ = funzione di "pesi" = 10-0.5z

$F(z)$ = funzione che esprime il potenziale di liquefazione di ciascun singolo strato e viene calcolata in funzione del fattore di sicurezza prescelto

Una volta calcolato il valore dell'indice IPL per una singola verticale di indagine è possibile associare al sito corrispondente una classe di pericolosità secondo le classificazioni proposte in letteratura. Nello specifico si considera:

$LPI \leq 5$	Bassa probabilità di liquefazione
$5 < LPI \leq 15$	Media probabilità di liquefazione
$LPI > 15$	Alta probabilità di liquefazione

Una più articolata e restrittiva classificazione è stata proposta da Sonmez (2003) e può essere così sintetizzata:

$LPI \leq 0$	Pericolosità nulla
$0 < LPI \leq 2$	Pericolosità bassa
$2 < LPI \leq 5$	Pericolosità moderata
$5 < LPI \leq 15$	Pericolosità alta
$LPI > 15$	Pericolosità molto alta

5.8.4 Parametri di pericolosità sismica

Le analisi di liquefazione sono state svolte nelle seguenti ipotesi di pericolosità sismica:

Tempo di ritorno dell'evento di riferimento	$T_R = 475$ anni
Accelerazione su suolo roccioso	$a_g = 0.093g$
Accelerazione massima al sito	$PGA = 0.139g$
Magnitudo	$M = 5.25$

5.8.5 Risultati dell'analisi

L'analisi del potenziale di liquefazione è stata svolta per la verticale CPTU-2 eseguita al piede del rilevato nella zona dove verranno fondate le nuove opere d'arte.

Nel seguito si riporta una sintesi dei risultati ottenuti.



I.C. srl
 Via Frua, 22 - Milano
 Via Kufstein, 1 - Trento
 www.ingegnericonculenti.eu

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

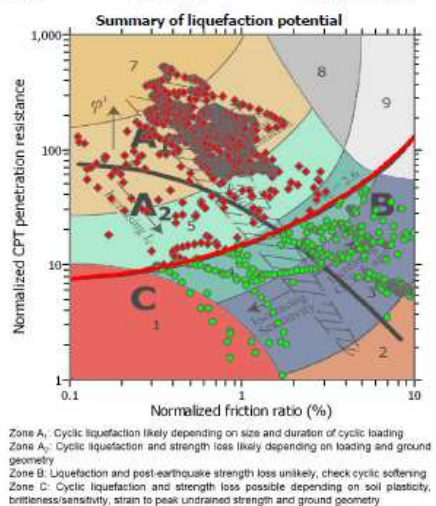
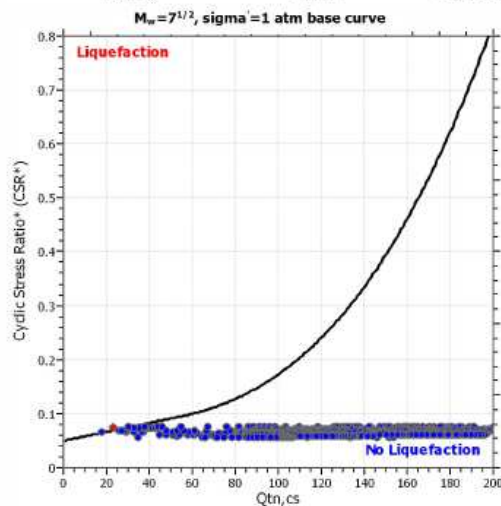
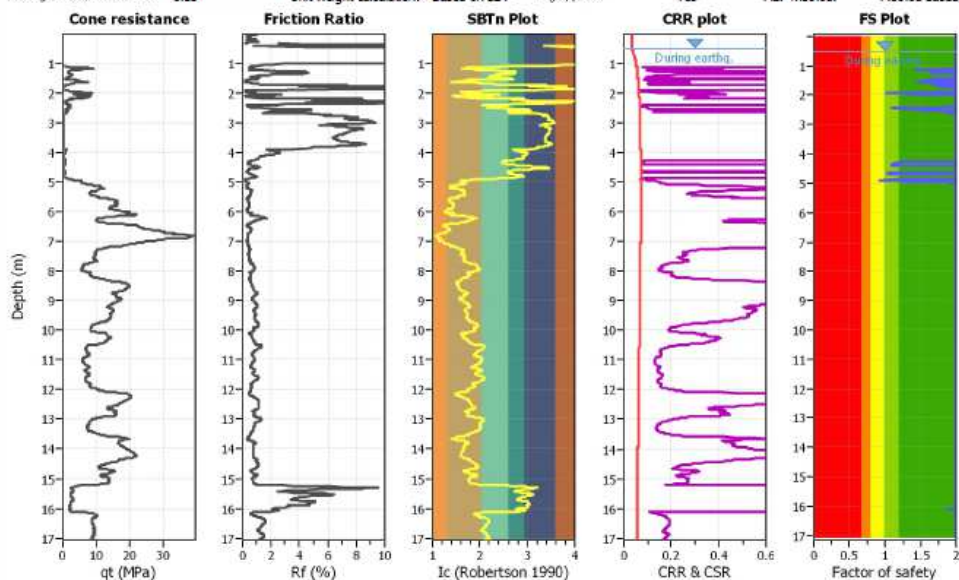
Project title : Pontenziale di liquefazione

Location : Mantova

CPT file : CPTU

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	0.50 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	5.25	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.13	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes	MSF method:	Method based



In aggiunta a quanto sopra si illustra:

- ✓ Figura n.5.3 - Andamento dell' "indice del potenziale di liquefazione" (LPI) al variare dell' accelerazione massima al sito ($0.10 > PGA > 0.15$).
- ✓ Figura n.5.4 - Analisi parametrica dell' entità dell' "indice del potenziale di liquefazione" (LPI) al variare della accelerazione massima al sito ($0.10 > PGA > 0.15$) e della magnitudo ($6.0 > M > 5.0$).

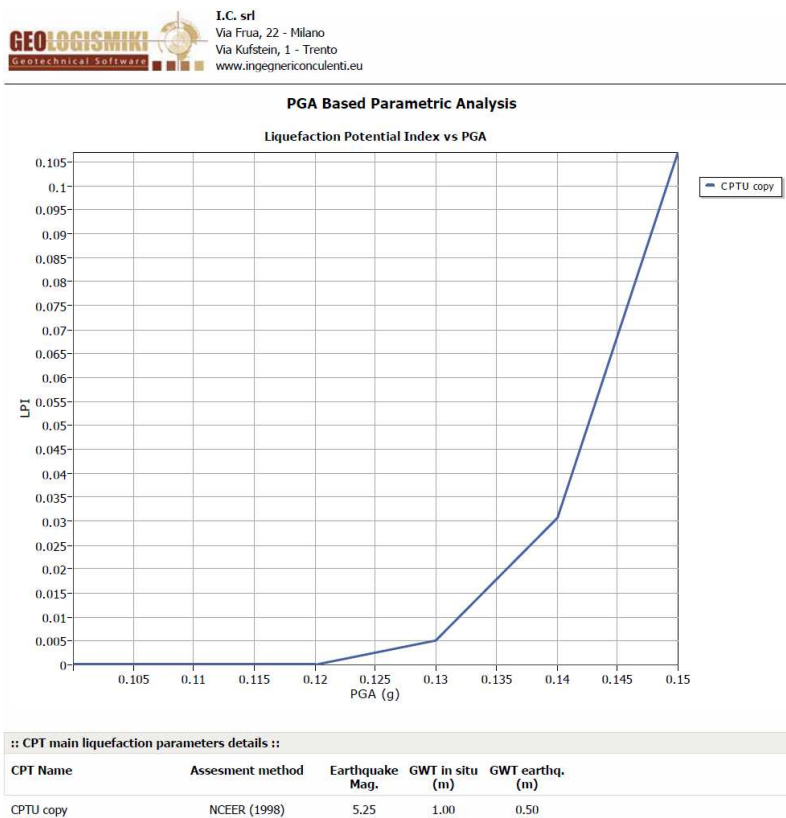


Figura n.5.3 - Variazione di LPI con l'accelerazione massima al sito ($0.4 > \text{PGA} > 0.3$)

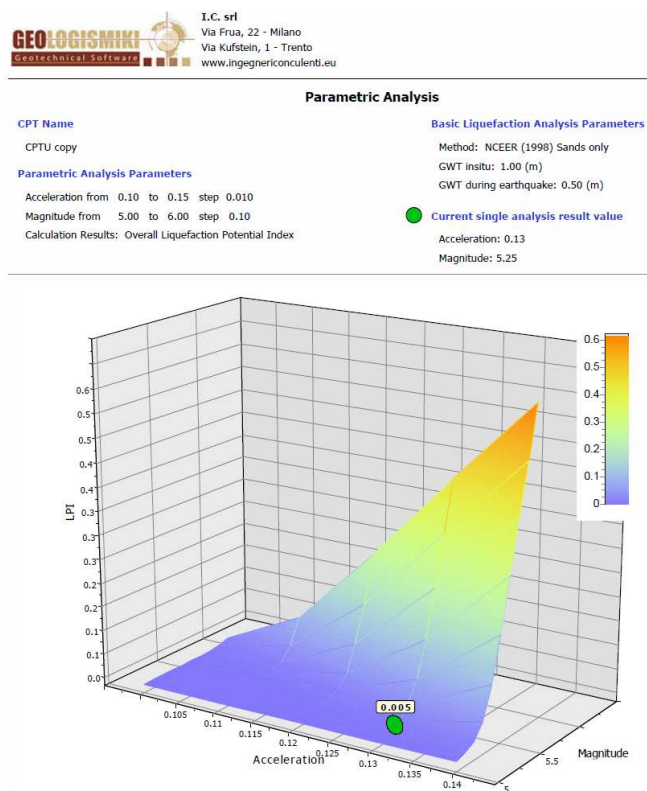


Figura n.5.4 Analisi di sensibilità del valore di LPI al variare di PGA e di M



5.8.6 *Considerazioni conclusive*

Osservando i risultati ottenuti con particolare riferimento alle figure di cui al paragrafo precedente (e rammentando che il sito in analisi è caratterizzato da $PGA=0.139$ e $M=5.25$) si può osservare che il sito presenta un potenziale di liquefazione praticamente nullo:

$$LPI = 0.005 < 1$$

Come descritto nel §5.8.3 i valori dell'indice LPI evidenziano una **BASSA PROBABILITA'** di liquefazione in quanto molto inferiori al valore di soglia pari a 5.

Anche qualora si prendesse in considerazione la più penalizzante classificazione di Sonmez (2003) si ricadrebbe comunque in un ambito di **BASSA PERICOLOSITA'** in quanto l'indice LPI risulta comunque inferiore a 2.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito è stata svolta sulla base dei risultati delle prove CPT e SPT e delle prove di laboratorio.

6.1 Densità relativa (livelli di sabbia)

Si può fare riferimento a quanto indicato in Skempton (1986) per sabbie silicee e non cementate:

$$D_R = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

Dove:

D_R = densità relativa [-]

N_{SPT} = colpi prova SPT [colpi/30cm]

σ'_{vo} = tensione verticale efficace [kg/cm²]

$k_o = k_o(OCR)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo

OCR = grado di sovraconsolidazione [-]

A e B = coefficienti empirici

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

Nel caso in esame si sono considerati i valori dei coefficienti A e B relativi a “sabbie fini normal-consolidate”. I risultati ottenuti sono rappresentati in figura n.6.1 di cui al seguito. Si osserva che la densità relativa varia tra 50 e 60%.

Qualora si intenda ricavare la densità relativa sulla base dei risultati delle prove CPTU si può ricorrere alla correlazione proposta da Jamiolkowski et Al. (1985):

$$D_R = -98 + 66 \cdot \log_{10}(q_c / \sigma'_{vo}{}^{0.5})$$

dove:

q_c = resistenza alla punta [t/m²]

σ'_{vo} = tensione efficace verticale in sito [t/m²]

D_R = densità relativa [%]

6.2 Angolo di attrito (livelli di sabbia)

Noto il valore della densità relativa (vedere §6.1) si risale al valore dell'angolo di attrito seguendo l'approccio indicato da Bolton (1986) che prevede di stimare il valore dell'angolo a "volume costante" (assenza di dilatanza) in base al grado di uniformità ed alla forma dei grani (figura n.6.1) 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 (figura n.6.2):

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

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

Con:

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

$Q = 10$

p' = pressione media.

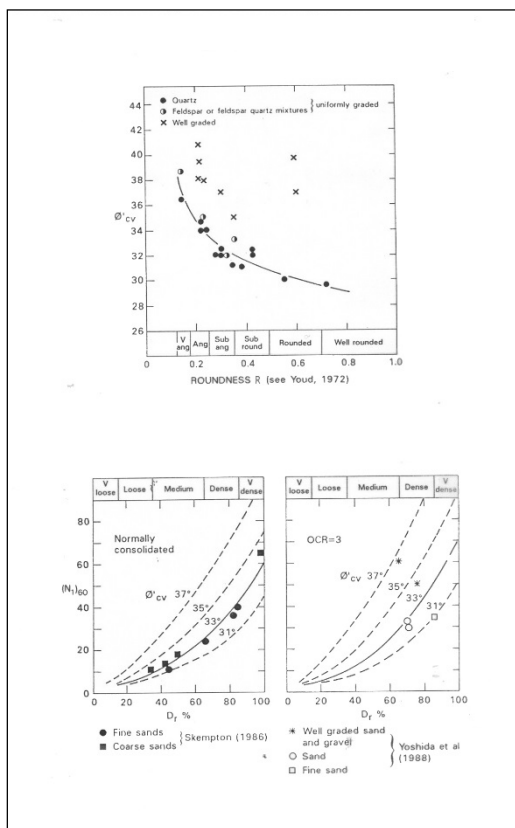


Figura n.6.1 – Da Bolton (1986)

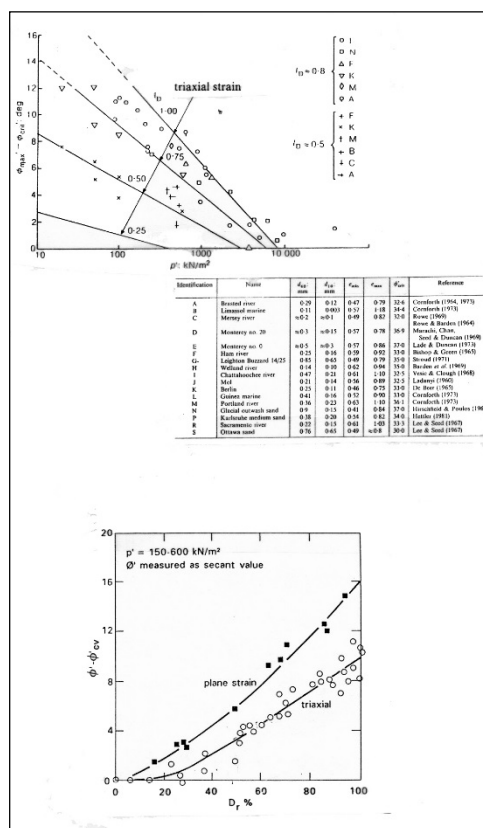


Figura n.6.2 – Da Bolton (1986)

Si osserva 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".

Per i terreni ove la matrice limosa risulta non trascurabile, le citate correlazioni proposte da Bolton (tarate su sabbie pulite) devono essere riviste criticamente alla luce delle indicazioni fornite da An-Bin Huang et al. (1999).

In particolare si deve tenere in conto che:

- L'angolo di attrito a "volume costante" (ϕ'_{cv}) è comparabile con i minimi valori indicati da Bolton (1986) per sabbie pulite (circa 30°).
- L'influenza della dilatanza sul valore dell'angolo di attrito di picco (ϕ'_p) è pari al limite inferiore del campo di variazione indicato da Bolton (1986) per sabbie pulite (figura n.6.3).

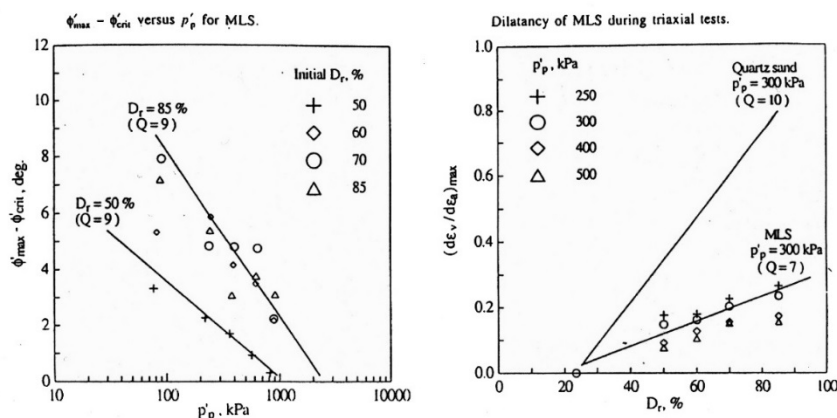


Figura n.6.3 – Da An-Bin Huang et al. (1999)

6.3 Modulo elastico (sabbia)

Nel caso di deformazioni attese molto limitate (fondazioni su pali) e generalmente comprese tra 0.01% e 0.1% è prassi assumere (Randolph, 1981):

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

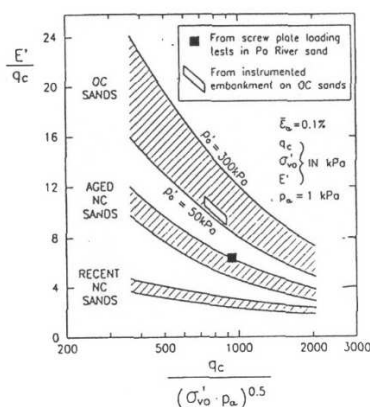
dove:

G = modulo di taglio

Da cui (per ν = coefficiente di Poisson $\cong 0.25$):

$$E' = G \cdot 2(1+\nu) \cong 2.5 N_{SPT}$$

In alternativa si può ricorrere alla correlazione proposta da Berardi (1991) e di seguito rappresentata.



Type of deposit	Reference secant modulus (related strain)	E'/q_c
man-made fill very recent NC	$E'(\epsilon_a = 0.25\%)$	2.0 to 3.5
NC aged	$E'(\epsilon_a = 0.10\%)$	3.5 to 6.0
OC	$E'(\epsilon_a = 0.10\%)$	6.0 to 12.0
For a given soil E'/q_c decreases with increasing D_R		

6.4 Coesione non drenata (livelli coesivi)

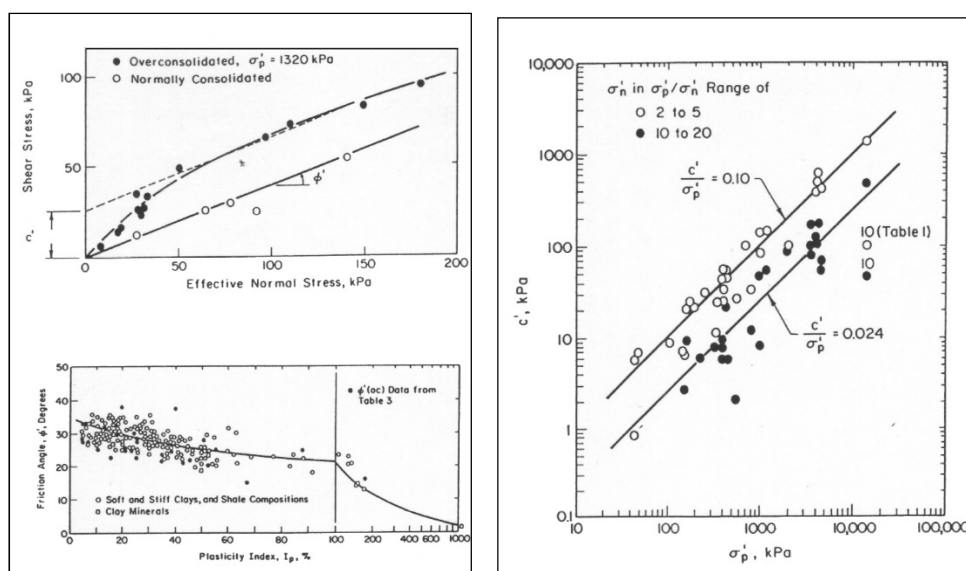
Quanto alla resistenza al taglio non drenata (c_u) si può ricorrere alla nota correlazione (AA.VV.):

$$c_u \equiv (q_t - \sigma_{vo}) / N_k$$

dove N_k rappresenta un fattore correttivo variabile tra 10 e 18 in funzione dell'indice di rigidità (I_R) e del livello di deformazione (Laifa [1997]) da tararsi sulla base dei risultati delle prove di laboratorio.

6.5 Parametri di resistenza al taglio efficaci (livelli coesivi)

Quanto ai parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ' e c') si fa riferimento a quanto descritto in Mesri et al.(1993) ed illustrato di seguito.



6.6 Modulo edometrico (livelli coesivi)

Si fa ricorso a quanto indicato da Mitchell e Garder (1978) e di seguito sinteticamente riassunto:

$$M / q_c = \alpha$$

Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0.7\text{MPa}$	$8 > \alpha > 3$
	$2\text{MPa} > q_c > 0.7\text{MPa}$	$5 > \alpha > 2$
	$q_c > 2\text{MPa}$	$5 > \alpha > 2$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2\text{MPa}$	$3 > \alpha > 1$
	$q_c > 2\text{MPa}$	$6 > \alpha > 3$
Limi e argille di alta plasticità (MH, CH)	$q_c < 2\text{MPa}$	$6 > \alpha > 2$
Limi organici	$q_c < 1.2\text{MPa}$	$8 > \alpha > 2$
Torba e argilla organica	$100 > W_n > 50$	$4 > \alpha > 1.5$
	$200 > W_n > 100$	$1.5 > \alpha > 1.0$
	$W_n > 200$	$1.0 > \alpha > 0.4$

6.7 Parametri geotecnici “caratteristici”

Sulla base di quanto documentato nei paragrafi precedenti si riportano di seguito i valori “*caratteristici*” dei parametri geotecnici di resistenza al taglio (criterio di rottura *di Mohr-Coulomb*) e di deformabilità (parametri elastici) dei terreni in sito (le quote si intendono riferite alla sommità dell'argine).

Da p.c. locale a 4.00÷5.00m

SABBIA FINE (ARGINE). Si tratta di limo argilloso sovraconsolidato di colore ocra mediamente consistente; i primi 1.0÷1.5m (massicciata stradale) sono caratterizzati dalla presenza di elementi litoidi e resti di laterizi.

$N_{SPT} =$	12÷18colpi/30cm
$(N_1)_{60} =$	20÷25colpi/30cm
$q_c \approx$	2MPa
$\gamma =$ peso di volume =	18÷19kN/m ³
CG = contenuto di ghiaia =	0÷10%
CS = contenuto di sabbia =	10÷20%
CL = contenuto di limo =	45÷50%
CA = contenuto di argilla =	35÷40%
IP = indice plastico =	10÷15%
$\phi'_{op} =$ angolo di attrito <i>caratteristico</i> =	26÷28°
$c'_k =$ coesione efficace =	0÷5kPa
M = modulo edometrico =	15÷20MPa
$\nu' =$ coefficiente di Poisson =	0.25÷0.30

Da circa 4.00÷5.00m a circa 9.00m

FONDO DEL LAGO. Si tratta dei depositi più recenti di fondo del lago costituiti da terreno prevalentemente coesivo con passaggi nerastri (torbosi) e bassissima consistenza come evidenziato dalle prove penetrometriche statiche ($q_c \approx 1\text{MPa}$).

$q_c \approx$	1MPa
$\gamma =$ peso di volume =	17÷18kN/m ³
CG = contenuto di ghiaia =	0÷5%
CS = contenuto di sabbia =	20÷25%
CL = contenuto di limo =	35÷40%
CA = contenuto di argilla =	30÷35%
IP = indice plastico =	8÷10%
$\phi'_{op} =$ angolo di attrito <i>caratteristico</i> =	26÷28°
$c'_k =$ coesione efficace =	0.0kPa
$c_u =$ coesione non drenata =	15÷20kPa

M = modulo edometrico = 10÷20MPa
 ν' = coefficiente di Poisson = 0.25÷0.30

Da circa 9.00m a 30.00m (f.f.)

SABBIA LIMOSA. Si tratta di sabbia limosa da fine a medio grossa limosa a tratti debolmente argillosa di colore grigio mediamente addensata.

N_{SPT} = 15÷25colpi/30cm
 $(N_1)_{60}$ = 10÷20colpi/30cm
 $q_c \geq$ 10÷15MPa
 γ = peso di volume = 19(÷20)kN/m³
 CG = contenuto di ghiaia = 0÷20%
 CS = contenuto di sabbia = 60÷70%
 CF = contenuto di fine = 15÷20%
 IP = indice plastico = non plastico
 D_R = densità relativa > 50÷60%
 ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante = 30÷32°
 $\psi = (A \cdot I_R) =$ 1÷2°
 $\phi'_p = \phi'_{cv} + \psi =$ 31÷34°
 ϕ'_{op} = angolo di attrito *caratteristico* = 30(÷32)°
 c'_k = coesione efficace = 0.0kPa
 v_s = velocità onde di taglio = 150÷250m/s (crescente con la profondità)
 $E'_{0.01\%}$ = modulo elastico operativo = 35÷50MPa
 ν' = coefficiente di Poisson = 0.25÷0.30

Livelli di limo argilloso tra 18.0 e 25.0m

N_{SPT} = 10÷12colpi/30cm
 $(N_1)_{60}$ = 5÷8colpi/30cm
 $q_c \geq$ 2÷3MPa
 γ = peso di volume = 19(÷20)kN/m³
 CG = contenuto di ghiaia = 0%
 CS = contenuto di sabbia = 10÷30%
 CL = contenuto di limo = 20÷60%
 CA = contenuto di argilla = 20÷70%
 IP = indice plastico = 5÷15%
 ϕ'_{op} = angolo di attrito *caratteristico* = 26÷28°



c'_k = coesione efficace =	0(÷5)kPa
M = modulo edometrico =	5÷10MPa
ν' = coefficiente di Poisson =	0.30

7 CONSIDERAZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione impongono il ricorso a fondazioni profonde. Nello specifico si suggerisce l'impiego di pali trivellati di piccolo diametro (micropali) di diametro 220÷240mm armati con tubazione metallica senza saldatura longitudinale. I pali saranno dotati di valvole "a manchettes" per l'iniezione a pressione del bulbo di fondazione.

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo e verifica della portata assiale dei micropali.

7.1 Portata assiale limite dei micropali – Criteri di calcolo

Per il calcolo della portata assiale dei micropali realizzati con fusto iniettato a pressione si ricorre a quanto indicato da Bustamante e Doix (1985) sulla base di una serie di prove sperimentali.

In questo caso la resistenza ultima (Q_{lim}) può essere definita sulla base dei grafici forniti dagli autori in relazione alle caratteristiche geotecniche dei materiali di fondazione e al tipo di iniezione (semplice o multipla):

$$Q_{lim} = \pi \cdot D_b \cdot L_b \cdot q_{a,c}$$

dove:

D_p = diametro di perforazione

D_b = diametro medio del bulbo = $\alpha \cdot D_p$

L_b = lunghezza del bulbo

$q_{a,c}$ = aderenza limite bulbo–terreno "di calcolo"

I valori dei parametri q_a e α dipendono dal tipo di iniezione (semplice e/o multipla e ripetuta) e dal tipo di terreno e possono essere definiti sulla base delle tabelle fornite dagli Autori citati. Nel caso particolare in studio si può assumere (*iniezioni multiple e ripetute in pressione*):

$$\alpha = 1.3 \div 1.4$$

$$q_a = 120 \text{ kPa}$$

7.2 Verifica di capacità portante

Si fa riferimento al paragrafo n. 6.4.3.1 e 7.11.5.3.2 delle NTC. La verifica di capacità portante del terreno viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo: 2

Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$N_d \leq R_k / \gamma_{R3}$$

Dove:

N_d = azione di calcolo

R_k = resistenza limite caratteristica del terreno

γ_{R3} = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo come da tabella seguente

		Pali trivellati
Base	γ_b	1.35
Laterale compressione	γ_s	1.15
Laterale trazione	γ_{st}	1.25
Totale (solo prove di carico)	γ_t	1.30

Da tabella n.6.4.II NTC

La resistenza caratteristica viene definita a partire dai valori di resistenza calcolati ($Q_{lim} = R_{c,cal}$) applicando i seguenti coefficienti di correlazione:

$$R_k = Min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

	N° VERTICALI INDAGATE						
	1	2	3	4	5	7	> 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Fattori di correlazione per approccio analitico (tabella 6.4.IV NTC)