



S.G.M. Geologia e Ambiente S.r.l.
Via M. M. Plattis, 21 - 44124 FERRARA
internet: www.sgm-ambiente.it
e-mail: info@sgm-ambiente.it

Tel 0532/977899
Fax 0532/906907
C.F. e Partita Iva 01299560381

COMMITTENTE:
Aspiag Service S.r.l.



**INTEGRAZIONI ALLA "INDAGINE
GEOLOGICA-GEOTECNICA-AMBIENTALE"**

OGGETTO: Relazione

**LOCALITA': Via Malpasso, 14
44123 - Ferrara**



Data emissione documento
Dicembre 2015

N° Archivio
133-2015 /225-2013

Coordinatore di progetto:



Dott. Giovanni Rossi

Gruppo di progettazione:



Dott. geol. Linda Collina

Dott. Dario Biavati

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	2
1.1	Premessa.....	2
1.2	Normativa di riferimento.....	2
1.3	Documentazione consultata, raccolta e/o elaborata	3
2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	4
2.1	Classificazione sismica del sito	4
2.2	Magnitudo di riferimento	7
2.3	Classificazione sismica del sottosuolo secondo il DM 14/01/2008	9
2.4	Parametri e coefficienti sismici determinati in base al D.M. 14/01/08.....	10
3	VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE.....	17
3.1	Generalità sul fenomeno	17
3.2	Valutazione del rischio di liquefazione del sito	17
3.2.1	Suscettibilità alla liquefazione: caratteri generali	17
3.2.2	Valutazione del rischio di liquefazione del sito	20
4	CEDIMENTI POST-SISMICI	22
4.1	Premessa.....	22
4.1.1	Stima dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi	22
4.1.2	Stima dei cedimenti post-sismici nei terreni granulari saturi.....	24
4.1.3	Calcolo dei cedimenti post-sismici.....	25

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

Il presente elaborato costituisce un'integrazione del Documento "Indagine geologico-geotecnica ambientale" (relazione degli Scriventi del mese di ottobre 2013) ed è stato redatto per ottemperare alle richieste espresse nel parere della Provincia di Ferrara di cui all'art. 5 L.R. 19/08.

Verranno pertanto descritti e approfonditi gli aspetti inerenti la caratterizzazione sismica dell'area in esame, con particolare riferimento alla caratterizzazione sismica di sito, alla verifica a liquefazione e al calcolo dei cedimenti post sismici dei terreni indagati. Tali analisi si basano sui risultati ottenuti dalle n. 2 prove penetrometriche SCPTU effettuate in sito nel mese di settembre 2013 e già in parte descritte nel Documento citato in precedenza.

1.2 Normativa di riferimento

Il presente studio di caratterizzazione sismica è stato svolto in riferimento alle indicazioni fornite dal quadro normativo regionale e nazionale di seguito descritto.

- **D.M. LL. PP. 11/3/88** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce"
- **OPCM n. 3274 del 20/3/03** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- **DGR Emilia Romagna del 21 luglio 2003** con oggetto: Prime disposizioni di attuazione dell'OPCM n. 3274/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", con particolare riferimento all'allegato A, "Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia Romagna";
- **OPCM n. 3316 del 20/10/2003** "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza n. 3274 del 20/3/03";
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale. Nota esplicativa dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03. Data: 4 giugno 2003;
- Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/05;
- **D.M. 14 gennaio 2008** – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- **Delibera Assemblea Legislativa n. 112 del 02/05/2007 Regione Emilia Romagna** Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica". (Proposta della Giunta regionale in data 10 gennaio 2007, n. 1)
- **Delibera di Giunta Regionale n. 1302 del 10 settembre 2012** "Approvazione dei criteri per gli studi di microzonazione sismica ed assegnazione e concessione dei contributi di cui all'OPCM 4007/2012 a favore degli Enti locali"

IN COLLABORAZIONE CON



Fra le norme sopra elencate di particolare importanza per lo studio in oggetto sono:

- l'OPCM n. 3274 del 20/3/03: classifica il territorio nazionale in zone sismiche con 4 livelli di pericolosità;
- D.M. 14 gennaio 2008: noto come testo unico delle costruzioni, che disciplina la progettazione, esecuzione, collaudo e manutenzione delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica; dispone quindi anche riguardo all'azione sismica di progetto;
- Delibera Assemblea Legislativa n. 112 del 02/05/2007 Regione Emilia Romagna: dispone riguardo agli studi di risposta sismica locale e microzonazione sismica e alle relative modalità di procedura. Tale deliberazione è stata seguita da una *nota esplicativa redatta dai Servizi della Regione Emilia-Romagna con prot. n. 2007.0166430 del 22/06/07*, dove viene chiarita la necessità di adeguare i nuovi strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica e varianti in particolare PTCP e PSC.

1.3 Documentazione consultata, raccolta e/o elaborata

Nelle seguenti tabelle è riportato l'elenco della documentazione elaborata ai fini della redazione della presente relazione; come precisato nelle stesse tabelle, alcuni documenti e/o estratti sono stati allegati.

Tab. 1.1 – Documentazione cartografica

N.	Estremi documenti	Oggetto e/o osservazioni
Tav. 1	Carta ubicazione area d'indagine	Elaborati
Tav. 2	Carta ubicazione indagini eseguite	

Tab. 1.2 – Documentazione allegata

N.	Estremi documenti	Oggetto e/o osservazioni
All. 1	Tabulati prove penetrometriche SCPTU	Elaborazioni delle prove svolte in sito
All. 2	Calcolo V_{s30} da prove SCPTU	
All. 3	Calcolo indice del potenziale di liquefazione	



S G M Ingegneria S.r.l.

Integrazioni alla “Indagine geologica-geotecnica-ambientale”

Committente: Aspiag Service S.r.l.

Località: via Malpasso 14 - Ferrara

2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Nella logica prestazionale adottata dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08 – D.M. 14/01/2008) si impone al progettista di affrontare e risolvere problematiche specialistiche, tra cui assume una particolare rilevanza la valutazione della stabilità geotecnico-sismica del sito di costruzione e del suolo di fondazione, con l'obiettivo ultimo di definire il rischio geotecnico nell'eventualità di un terremoto.

Un ruolo chiave nella caratterizzazione geotecnico-sismica dei suoli di fondazione occupa la stima della velocità di propagazione delle onde di taglio e conseguentemente del parametro V_{S30} , normativamente idoneo all'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento, necessarie alla definizione dell'azione sismica di progetto mediante l'approccio richiesto dalle NTC08.

Nel presente capitolo è riportata la classificazione sismica del sito, la stima della velocità media di propagazione delle onde di taglio V_{S30} , l'individuazione della categoria del sottosuolo secondo la classificazione delle normative vigenti.

2.1 Classificazione sismica del sito

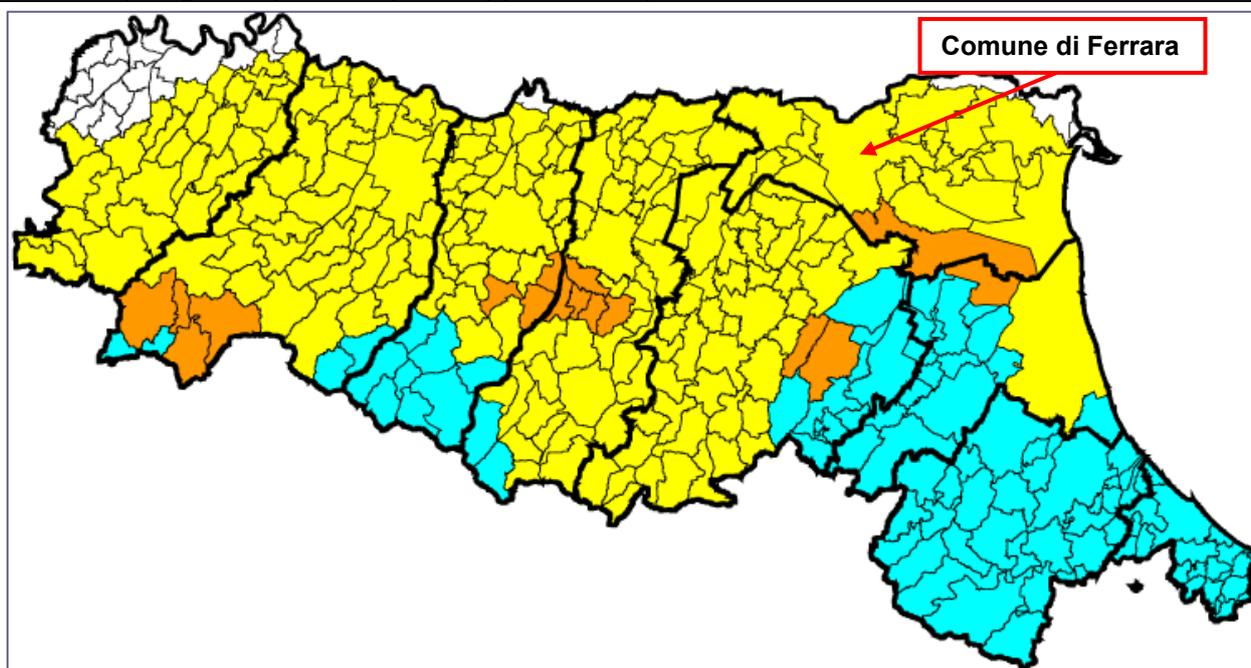
La classificazione sismica del territorio nazionale è stata rivista e aggiornata dall'**O.P.C.M. 3274/03** “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*” che suddivide il territorio nazionale in 4 Zone Sismiche, distinte in base ai valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo, con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. Ad ogni comune è stata quindi attribuita una specifica Zona, intendendo il carattere sismico decrescente andando da Zona 1 a Zona 4.

Il Comune di Ferrara risulta classificato con codice ISTAT 038008 e come zona a rischio sismico di terza categoria (Zona 3).

IN COLLABORAZIONE CON



Tab. 4.1 – Riclassificazione sismica dell'Emilia-Romagna, Ordinanza del PCM n. 3274 / 2003 (Allegato 1, punto 3 "prima applicazione")



LEGENDA

zona 2	89	precedente riclassificazione (1983 - 1984)
	16	
zona 3	214	
zona 4	22	
n. Comuni coinvolti		

In base a tale classificazione il **Comune di Ferrara** rientra tra i territori classificati in **Zona 3**, zona attribuita a Comuni nei quali il pericolo sismico è relativamente basso

In base alle norme tecniche per le costruzioni, contenute nel D.M. 14/01/08, si devono definire i parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Lo "stato limite" è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

La stima viene condotta con il foglio di calcolo **Spettri-NTC ver. 1.0.3** rilasciato dal **Consiglio dei Lavori Pubblici**. Per l'uso del suddetto foglio di calcolo occorrono le coordinate espresse in gradi sessadecimali e nel sistema di riferimento ED50; tali coordinate possono essere determinate con il software free di Geostru dal link: <http://www.geostru.com/geoapp/parametrisismici.aspx> inserendo l'indirizzo del sito (v. par. 6.2).

Individuate le coordinate ED50: *Long. 11,644607 - Lat. 44,829499* e in base ai parametri indicati nella precedente tabella si determinano i parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

IN COLLABORAZIONE CON

- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale; in funzione del periodo di ritorno come disposto dalle NTC08.

Di seguito sono riportate le elaborazioni del foglio di calcolo **Spettri-NTC ver. 1.0.3**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0,037	2,547	0,252
50	0,046	2,495	0,276
72	0,056	2,482	0,282
101	0,066	2,490	0,283
140	0,077	2,552	0,275
201	0,092	2,575	0,272
475	0,134	2,595	0,273
975	0,181	2,550	0,279
2475	0,260	2,465	0,290

Fig. 4.1 – Parametri a_g , F_o , T_c^* di cui al D.M. 14/01/2008 elaborati con *Spettri-NTC ver. 1.0.3*

Nell'Allegato A4 della D.A.L. n.112/2007 sono riportati i valori di a_{refg} (ossia i valori di a_g) di ogni comune dell'Emilia-Romagna con riferimento ad un periodo di ritorno $T_R = 475$ anni; per il Comune di Ferrara risulta:

FE	Copparo	0.092
FE	Ferrara	0.132
FE	Formignana	0.106

Nelle elaborazioni del presente studio viene fatto riferimento allo stato limite SLV con un periodo di ritorno di 475 anni assumendo il valore:

- $a_g = 0,134 \text{ g}$

2.2 Magnitudo di riferimento

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha mappato il territorio nazionale in zone sismogenetiche, tale mappatura, elaborata nel 2004, viene chiamata ufficialmente **ZS9** (v. Fig. seguente). La realizzazione della zonazione è basata su un modello cinematico di riferimento per il Mediterraneo centrale, sulle evidenze che emergono dai più recenti studi di tettonica attiva e sulla individuazione delle sorgenti sismogenetiche (tra i quali il Database of Potential Sources for Earthquakes Larger than M5.5 in Italy, DISS 2.0, Valensise e Pantosti, 2001) e sul catalogo dei terremoti CPTI04 (Gruppo di Lavoro CPTI, 2004).

ZS9 è composta di 36 aree poligonali, caratterizzate da comportamento tettonico e cinematico omogeneo e definite principalmente per l'utilizzo con metodi convenzionali di valutazione in termini probabilistici della pericolosità sismica.

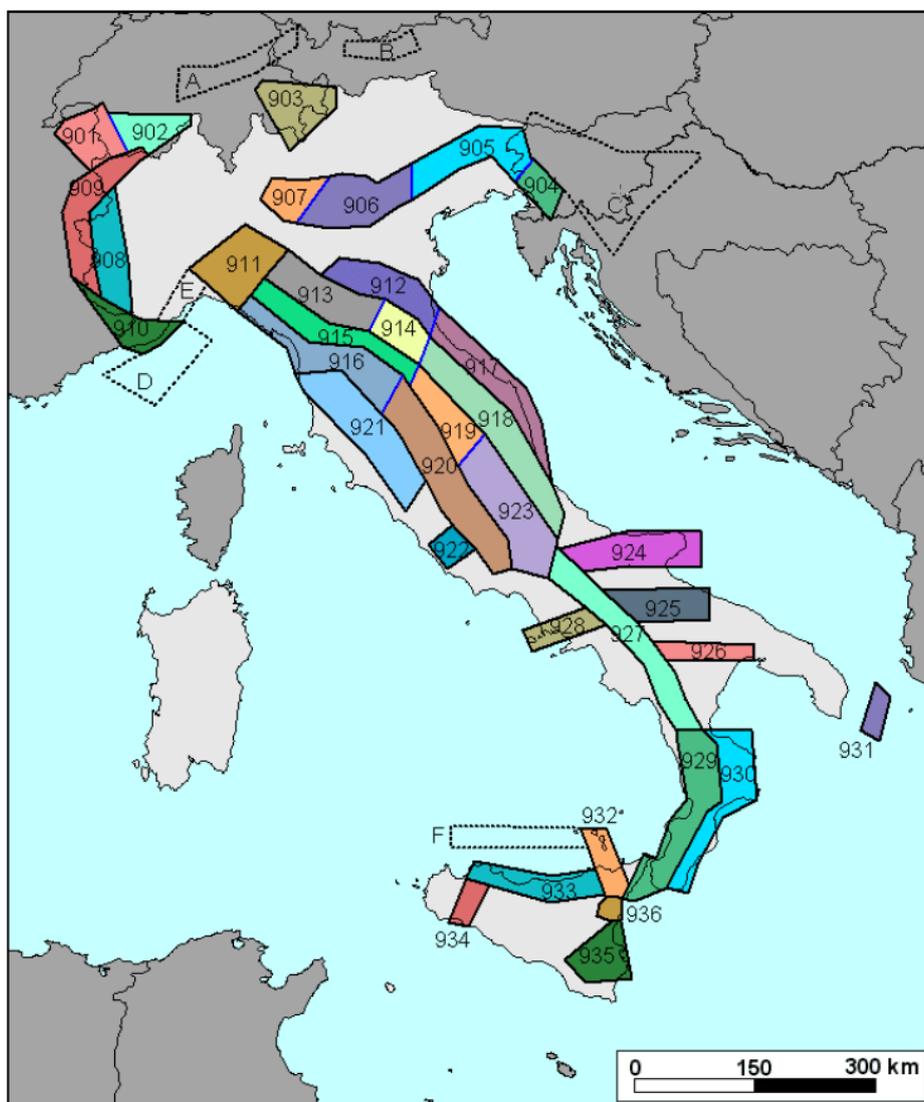


Fig. 4.2 – Zonizzazione sismogenetica ZS9 - Gruppo di lavoro per la redazione di pericolosità sismica (OPCM n. 3274) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Come si evince dalla figura la Provincia di Ferrara rientra parzialmente nella **zona sismogenetica 912** che coincide con l'area geologica denominata "**Dorsale Ferrarese**". I caratteri che contraddistinguono la zona 912 sono riportati nella seguente figura.

nome ZS	N ZS	MwMax1	Tassi AR	MwMax2	b	Tassi da CO-04.2	Tassi da GR	Azione	Tassi GR adottati
Savoia	901	5.91	0.21	6.14	-1.18	0.14	0.11	A	0.11
Vallese	902	6.14	0.14	6.14	-1.26	0.14	0.19	A	0.14
Grigioni-Valtellina	903	5.91	0.21	6.14	-1.26	0.14	0.23	A	0.14
Trieste -Monte Nevoso	904	5.68	0.42	6.14	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Friuli -Veneto Orientale	905	6.60	0.33	6.60	-1.05	0.11	0.37	B	0.37
Garda-Veronese	906	6.60	0.11	6.60	-1.14	0.11	0.11	A	0.11
Bergamasco	907	5.91	0.14	6.14	-1.71	0.14	0.03	C	0.04
Piemonte	908	5.68	0.21	6.14	-1.91	0.14	0.03	C	0.04
Alpi Occidentali	909	5.68	0.21	6.14	-1.27	0.14	0.10	A	0.10
Nizza-Sanremo	910	6.37	0.14	6.37	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Tortona-Bobbio	911	5.68	0.21	6.14	-1.47	0.14	0.05	A	0.05
Dorsale Ferrarese	912	6.14	0.12	6.14	-1.35	0.12	0.13	A	0.12
Appennino Emiliano-Romagn.	913	5.91	0.14	6.14	-1.80	0.14	0.07	A	0.07
Forlivese	914	5.91	0.57	6.14	-1.33	0.14	0.26	A	0.14
Garfagnana-Mugello	915	6.60	0.14	6.60	-1.34	0.14	0.11	A	0.11
Versilia-Chianti	916	5.68	0.21	6.14	-1.96	0.14	0.02	C	0.04
Rimini-Ancona	917	6.14	0.12	6.14	-1.04	0.12	0.43	A	0.12
Medio-Marchigiana/Abruzz.	918	6.37	0.14	6.37	-1.10	0.14	0.37	A	0.14
Appennino Umbro	919	6.37	0.25	6.37	-1.22	0.12	0.26	B	0.26
Val di Chiana-Ciociaria	920	5.68	0.28	6.14	-1.96	0.14	0.06	A	0.06
Etruria	921	5.91	0.14	6.14	-2.00	0.14	0.05	A	0.05
Colli Albani	922	5.45	0.42	5.45	-2.00	0.21	0.37	B	0.37
Appennino Abruzzese	923	7.06	0.14	7.06	-1.05	0.14	0.25	A	0.14
Molise-Gargano	924	6.83	0.17	6.83	-1.04	0.17	0.13	A	0.13
Ofanto	925	6.83	0.17	6.83	-0.67	0.17	0.28	A	0.17
Basento	926	5.91	0.21	6.14	-1.28	0.21	0.10	A	0.10
Sannio-Irpinia -Basilicata	927	7.06	0.33	7.06	-0.74	0.17	0.43	B	0.43
Ischia-Vesuvio	928	5.91	0.21	5.91	-1.04	0.21	0.35	A	0.21
Calabria Tirrenica	929	7.29	0.17	7.29	-0.82	0.17	0.33	A	0.17
Calabria Ionica	930	6.60	0.17	6.60	-0.98	0.17	0.23	A	0.17
Canale d'Otranto	931	6.83	0.21	6.83	-0.63	0.21	0.22	A	0.21
Eolie-Patti	932	6.14	0.21	6.14	-1.21	0.21	0.25	A	0.21
Sicilia settentrionale	933	6.14	0.21	6.14	-1.39	0.21	0.20	A	0.20
Belice	934	6.14	0.21	6.14	-0.96	0.21	0.20	A	0.20
Iblei	935	7.29	0.12	7.29	-0.72	0.12	0.13	A	0.12
Etna	936	5.45	0.33	5.45	-1.63	0.33	0.57	A	0.33

Fig. 4.3 – Caratteristiche principali delle zone sismogenetiche ZS9

Si deduce dalla tabella che per la zona 912 (Dorsale Ferrarese) i valori di magnitudo massima previsti, sulla base dei meccanismi focali, sono pari a **Mwmax = 6,14**.

2.3 Classificazione sismica del sottosuolo secondo il DM 14/01/2008

Secondo le disposizioni del D.M. 14/01/2008 per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Il parametro di caratterizzazione del terreno richiesto dalla norma è la cosiddetta $V_{s,30}$, velocità di propagazione delle onde di taglio media sui primi 30 metri di profondità al di sotto del piano di fondazione della struttura in progetto. Essa è calcolata come velocità equivalente che dovrebbe avere un'ideale strato di 30 m affinché un'onda di taglio lo percorra nello stesso tempo in cui percorre la reale stratigrafia in sito per la stessa profondità.

La formula è quindi riferita a strati "in serie" presenti nei primi 30 metri di profondità:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove

- h_i = spessore in metri dell'i-esimo strato;
- V_{si} = velocità delle onde di taglio per distorsioni di taglio γ dell'ordine di 10^{-6} dell'i-esimo strato

La classificazione del sottosuolo avviene quindi in base alla velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna (parametro $V_{s,30}$ calcolato con la formula sopra riportata) con riferimento alla Tabella 3.2.II delle NTC08, di seguito riportata.

Tab. 4.2 – Categorie di sottosuolo secondo il D.M. 14/01/2008 (Tabella 3.2.II)		
Categoria	Descrizione	$V_{s,30}$ (m/s)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	> 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	360 ÷ 800
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180 ÷ 360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	< 180
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).	---



S G M Ingegneria S.r.l.

Integrazioni alla "Indagine geologica-geotecnica-ambientale"

Committente: Aspiag Service S.r.l.

Località: via Malpasso 14 - Ferrara

S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < C_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	< 100
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.	---

Le prove SCPTU hanno permesso una valutazione diretta della velocità di propagazione delle onde sismiche (v. all. 2). Dall'elaborazione dei dati registrati è emersa una $V_{s,30}$ **media di circa 178 m/s** e di conseguenza il suolo risulta appartenente alla **Categoria D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti**, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

2.4 Parametri e coefficienti sismici determinati in base al D.M. 14/01/08

In base alle norme tecniche per le costruzioni, contenute nel D.M. 14/01/08, si devono definire i parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito e della classe d'uso della costruzione.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Lo "stato limite" è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

I coefficienti sismici, determinati in base alla posizione geografica del sito (latitudine e longitudine), sono funzione di parametri caratteristici definiti dalla normativa; nella seguente tabella sono elencati i valori per il caso in esame.

Sono state ipotizzati due casi, attribuendo all'edificio in esame una classe d'uso II nel primo caso e III nel secondo.

IN COLLABORAZIONE CON



Tab. 6.1 - Parametri per la determinazione dei coefficienti sismici.

Parametro	Valore		Riferimento D.M. 14/01/08	Osservazioni / Considerazioni
V_N Vita nominale	50 anni		Tabella 2.4.I "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"	La vita nominale (V _N) di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.
Classe d'uso	Caso 1	Caso 2	Punto 2.4.2	<i>Classe d'uso II</i>
	II	III		Costruzioni con normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti nelle classi III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi conseguenze rilevanti
C_U Coefficiente d'uso	1,0	1,5	Tabella 2.4.II	Il valore del coefficiente d'uso C _U è definito al variare della classe d'uso.
V_R Periodo di riferimento per l'azione sismica	50 anni		Punto 2.4.3	Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V _R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V _N per il coefficiente d'uso C _U : V_R = V_N × C_U
Categoria del sottosuolo	Categoria D		Tabella 3.2.I	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V _{s,30} inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT ₃₀ < 15 nei terreni a grana grossa e C _{u,30} < 70 kPa nei terreni a grana fina).



S G M Ingegneria S.r.l.

Integrazioni alla "Indagine geologica-geotecnica-ambientale"

Committente: Aspiag Service S.r.l.

Località: via Malpasso 14 - Ferrara

Tab. 6.1 - Parametri per la determinazione dei coefficienti sismici.

Parametro	Valore	Riferimento D.M. 14/01/08	Osservazioni / Considerazioni
Categoria topografica	Categoria T1	Tabella 3.2.IV <i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>	È funzione delle caratteristiche della superficie topografica; per il caso in esame trattasi di superficie pianeggiante.

Al fine di determinare i parametri e coefficienti sismici, di seguito elencati, è stato utilizzato un software dedicato distribuito da Geostru Software (http://www.geostru.com/geoapp/Parametri_Sismici.aspx) utilizzando come dati di input i dati della tabella precedente.

IN COLLABORAZIONE CON



Caso 1 – Classe d'uso II

Ubicazione: Via Malpasso n. 14 - Ferrara



I valori T_r , a_g , T_c^* sono contenuti nell'Allegato B del D.M. 14/01/08, e si ricavano in base alla alla posizione del sito (latitudine e longitudine).

* I coefficienti **Ss**, **Cc**, e **St** sono determinati con riferimento al punto 3.2.3.2 ("VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA") del D.M. 14/01/08; nel prospetto sono riportati gli estremi superiori del range di variabilità.

I coefficienti sismici **Kh**, **Kv**, **Amax** e **Beta** sono funzione dell'opera:

- Opere di sostegno punto 7.11.6 del D.M.
- Stabilità dei pendii e fondazioni punto 7.11.3.5 del D.M.

Paratie punto 7.11.6.3 del D.M.

(1)* Coordinate WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)

Latitudine

Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale

(Opere provvisorie ≤ 10 , Opere ordinarie

$>= 50$,

Grandi opere $>= 100$)

Interpolazione

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0,037	2,547	0,252
Danno (SLD)	50	0,046	2,500	0,276
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,133	2,595	0,274
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,179	2,552	0,280
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			



S G M Ingegneria S.r.l.

Integrazioni alla "Indagine geologica-geotecnica-ambientale"

Committente: Aspiag Service S.r.l.

Località: via Malpasso 14 - Ferrara

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

- Muri di sostegno Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,80"/>	<input type="text" value="1,80"/>	<input type="text" value="1,80"/>	<input type="text" value="1,72"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="2,49"/>	<input type="text" value="2,38"/>	<input type="text" value="2,39"/>	<input type="text" value="2,36"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,057	0,074
kv	0,007	0,008	0,029	0,037
Amax [m/s ²]	0,648	0,810	2,345	3,013
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

IN COLLABORAZIONE CON



Caso 2 – Classe d'uso III

Ubicazione: Via Malpasso n. 14 - Ferrara



I valori T_r , a_g , T_c^* sono contenuti nell'Allegato B del D.M. 14/01/08, e si ricavano in base alla alla posizione del sito (latitudine e longitudine).

* I coefficienti **Ss**, **Cc**, e **St** sono determinati con riferimento al punto 3.2.3.2 ("VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA") del D.M. 14/01/08; nel prospetto sono riportati gli estremi superiori del range di variabilità.

I coefficienti sismici **Kh**, **Kv**, **Amax** e **Beta** sono funzione dell'opera:

- Opere di sostegno punto 7.11.6 del D.M.
- Stabilità dei pendii e fondazioni punto 7.11.3.5 del D.M.

Paratie punto 7.11.6.3 del D.M.

(1)* Coordinate WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)

Latitudine

Longitudine

Classe dell'edificio

III. Affollamento significativo...

Cu = 1.5

Vita nominale

(Opere provvisorie ≤ 10 , Opere ordinarie

$>= 50$,

Grandi opere $>= 100$)

Interpolazione

Media ponderata

Calcola

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	45	0,044	2,509	0,271
Danno (SLD)	75	0,056	2,484	0,282
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,157	2,571	0,277
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,209	2,516	0,284
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			



S G M Ingegneria S.r.l.

Integrazioni alla "Indagine geologica-geotecnica-ambientale"

Committente: Aspiag Service S.r.l.

Località: via Malpasso 14 - Ferrara

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

- Muri di sostegno Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,80"/>	<input type="text" value="1,80"/>	<input type="text" value="1,79"/>	<input type="text" value="1,61"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="2,40"/>	<input type="text" value="2,35"/>	<input type="text" value="2,38"/>	<input type="text" value="2,35"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,016	0,020	0,067	0,094
kv	0,008	0,010	0,034	0,047
Amax [m/s ²]	0,774	0,995	2,755	3,302
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

IN COLLABORAZIONE CON



3 VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

3.1 Generalità sul fenomeno

Secondo la definizione data nell'Eurocodice 8 e dall'OPCM 3274/2003:

"la liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno."

Nel contesto considerato, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa. In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove deve essere realizzata la costruzione.

Le ricerche che hanno portato all'evoluzione delle conoscenze dei parametri più significativi ed alla formulazione di metodi empirici e di analisi dinamica hanno preso avvio a partire dai terremoti di Nijgata dell'Alaska (1964).

Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento; a tali criteri hanno fatto seguito metodi più raffinati e complessi capaci di tenere conto di un numero di parametri sempre più elevato.

Il quadro dei metodi oggi disponibili è quanto mai vario e va da criteri basati su soli dati geologici qualitativi (età del deposito, origine, stratigrafia, profondità della falda, ecc.) a metodi di analisi dinamica molto sofisticati, basati sulla valutazione della pressione effettiva della risposta sismica locale e su complesse prove di laboratorio.

Questi metodi si basano sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto, ovvero fra gli stati tensionali che producono liquefazione o livelli di deformazione critici e gli stati tensionali indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione. A tal fine richiedono la determinazione di parametri relativi sia all'evento sismico sia ai terreni di fondazione, valutati questi ultimi o con prove di laboratorio o con prove in situ; la loro applicazione richiede quindi:

- la valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici in condizioni non drenate, mediante correlazioni basate su prove in situ e/o di laboratorio;
- calcolo delle sollecitazioni di taglio indotte dall'evento sismico di riferimento.

La valutazione quantitativa del rischio liquefazione viene quindi fatta dal confronto fra le tensioni indotte nel terreno dall'evento sismico e la capacità di resistenza alle azioni dinamiche del terreno.

3.2 Valutazione del rischio di liquefazione del sito

3.2.1 Suscettibilità alla liquefazione: caratteri generali

Il pericolo liquefazione deve essere accertato in base alla possibilità di **concomitanza di:**

- **fattori scatenanti** (caratteristiche dei terremoti attesi: sismicità della zona);
- **fattori predisponenti** (suscettibilità dei terreni: presenza di banchi di terreni incoerenti poco addensati e presenza di falda).

Le normative che regolano la materia sono:

- O.P.C.M. 3274/03;

IN COLLABORAZIONE CON



- D.M. 14/01/2008 (NTC08);

inoltre ai fini della valutazione quantitativa del fenomeno i riferimenti sono:

- Linee Guida AGI (2005);
- Delib. Ass. Reg. n° 112-2007 Emilia Romagna;
- Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica - Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile (2008).

Quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbia sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa, deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione in ottemperanza a:

- Art. 2.3 dell'Allegato 4 dell' O.P.C.M. 3274/03;
- Punto 7.11.3.4. del D.M. 14/01/2008 (NTC08).

Ai sensi dell' art. 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/2008:

"La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. *eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;*
2. *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;*
3. *profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*
4. *depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;*
5. *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ "*

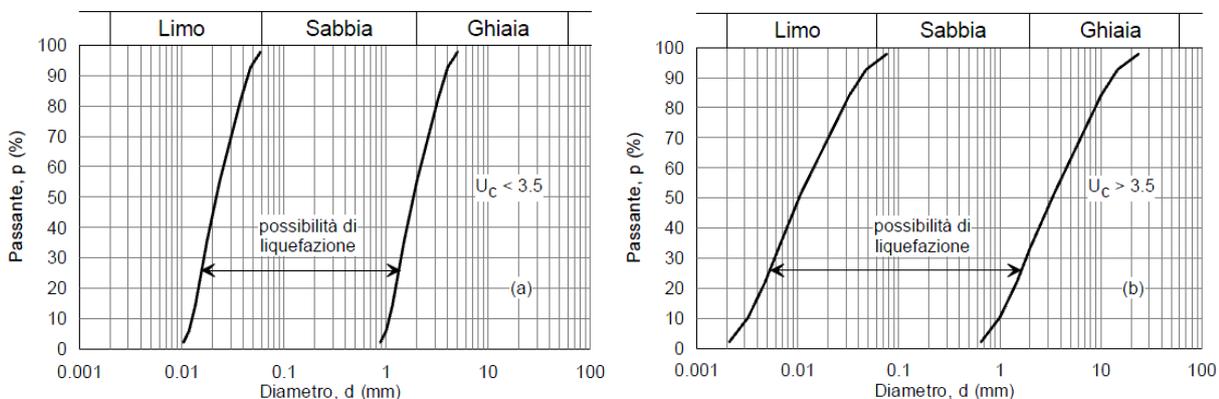


Fig. 5.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione - Figura 7.11.1(a) e Figura 7.11.1(b) del D.M. 14/01/2008

IN COLLABORAZIONE CON

Ai sensi dell'art. 2.3 dell'Allegato 4 dell' O.P.C.M. 3274/03 la verifica della suscettibilità a liquefazione può essere omessa quando:

1. *il terreno sabbioso saturo si trova a profondità superiore a 15 m dal piano campagna;*
2. *$a_g < 0,15g$ e al contempo lo strato granulare da verificare soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:*
 - *contenuto di argilla superiore al 20% con indice di plasticità > 10 ;*
 - *contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N1(60) > 20$;*
 - *frazione fine trascurabile e resistenza $N1(60) > 25$*

dove $N1(60)$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{SPT} misurato in una prova Standard Penetration Test, normalizzato ad uno sforzo efficace di confinamento e ad un fattore di rendimento energetico 0,6 nell'esecuzione della prova.

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità alla liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accattati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

La valutazione quantitativa della suscettibilità alla liquefazione può essere eseguita mediante "metodi semplificati" attraverso la stima di un coefficiente di sicurezza:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF \quad (\text{Delib. Ass. Reg. n}^\circ 112-2007 \text{ Emilia Romagna})$$

Dove:

- **CRR** (Cyclic Resistange Ratio) **rappresenta la capacità di resistenza del terreno alla liquefazione**; è la resistenza normalizzata: $CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma_{v0}}$; e può essere valutata in funzione

di parametri desunti da prove SPT, CPT e da misure della velocità delle onde di taglio V_{S30} ;

- **CSR** (Cyclic Stress Ratio) **rappresenta la domanda di resistenza ciclica del terreno alla liquefazione**; è la tensione indotta dal terremoto: $CSR = \frac{\tau_{medio}}{\sigma_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot r_d$

dove:

- $a_{max,s}$ è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ_v' sono rispettivamente la tensione verticale totale e la tensione verticale efficace alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo (in letteratura vari autori hanno proposto relazioni per la sua stima);
- **MSF** è un fattore di scala funzione della magnitudo dei terremoti attesi. In letteratura vari autori hanno proposto relazioni per la sua stima. Nel programma utilizzato descritto al paragrafo seguente le opzioni sono per gli autori Robertson, Idriss & Boulanger (2008) e Moss (2006).

Se il fattore $F_L > 1$ la liquefazione è da escludere; se il fattore $F_L < 1$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione. È da osservare che anche quando $F_L > 1$ si possono avere dopo il terremoto cedimenti permanenti del terreno.

3.2.2 Valutazione del rischio di liquefazione del sito

La valutazione del rischio di liquefazione del sito è stata eseguita con il programma *Cliq* sulla base dei dati desunti dalle prove penetrometriche eseguite.

Per poter eseguire la valutazione del rischio occorre definire:

- il sisma atteso per il sito ossia occorre individuare una magnitudo di riferimento – v. par. 4.2;
- l'accelerazione massima attesa sul sito in esame. Per calcolarla si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel paragrafo 7.11.3.2 delle NTC 2008.

In particolare la formula utilizzata è la seguente:

$$a_{max} = S * a_g$$

dove S è un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Nel caso in esame risulta:

$$a_{max} = (1 * 1,80) * 0,134 = 0,241g = 2,37 \text{ m/s}^2$$

Programma utilizzato

I dati acquisiti con le prove SCPTU sono stati elaborati con il programma *Cliq* della Geologismiki Geotechnical Software. Tale programma utilizza correlazioni empiriche per valutare i parametri geotecnici alla base dei fenomeni di liquefazione e restituisce il calcolo dell'indice di potenziale liquefazione e dei cedimenti post terremoto.

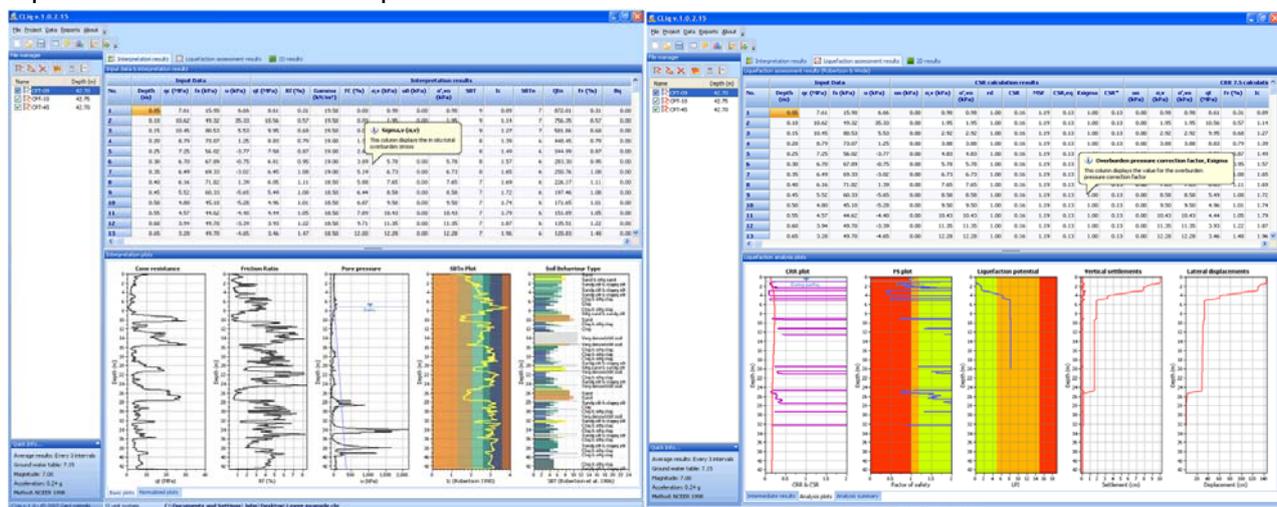


Fig. 5.2 – Esempi di schermate tratte dal software *Cliq*

IN COLLABORAZIONE CON



Valutazione degli effetti della liquefazione

Come indicato nella Determinazione dell'Assemblea Legislativa Regione Emilia Romagna n°112 del 2007 e nelle Linee Guida AGI "Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche" (2005) alcune metodologie semplificate consentono, seppure con sensibile approssimazione, di stimare gli effetti della liquefazione. In particolare si riporta di seguito il metodo Iwasaki et Al. (1982) che fornisce una valutazione "integrale" degli effetti della liquefazione.

Tale metodo introduce un indice degli effetti della liquefazione, detto **indice del potenziale di liquefazione (I_L)** definito mediante la seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz \quad (\text{Det. Ass. Leg. N°112/2007 Regione Emilia Romagna})$$

dove:

$$w(z) = 10 - 0.5 z$$

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.0 \text{ ovvero } F = 0 \text{ se } F_L > 1.0$$

con F_L coefficiente di sicurezza alla liquefazione

Gli autori suggeriscono che se:

- I_L ≤ 5 il rischio di liquefazione è basso;
- 5 < I_L ≤ 15 il rischio di liquefazione è elevato;
- I_L > 15 il rischio di liquefazione è estremamente elevato.

Dall'elaborazione dei risultati delle prove penetrometriche eseguite all'interno del sito risulta un **basso rischio di liquefazione**.

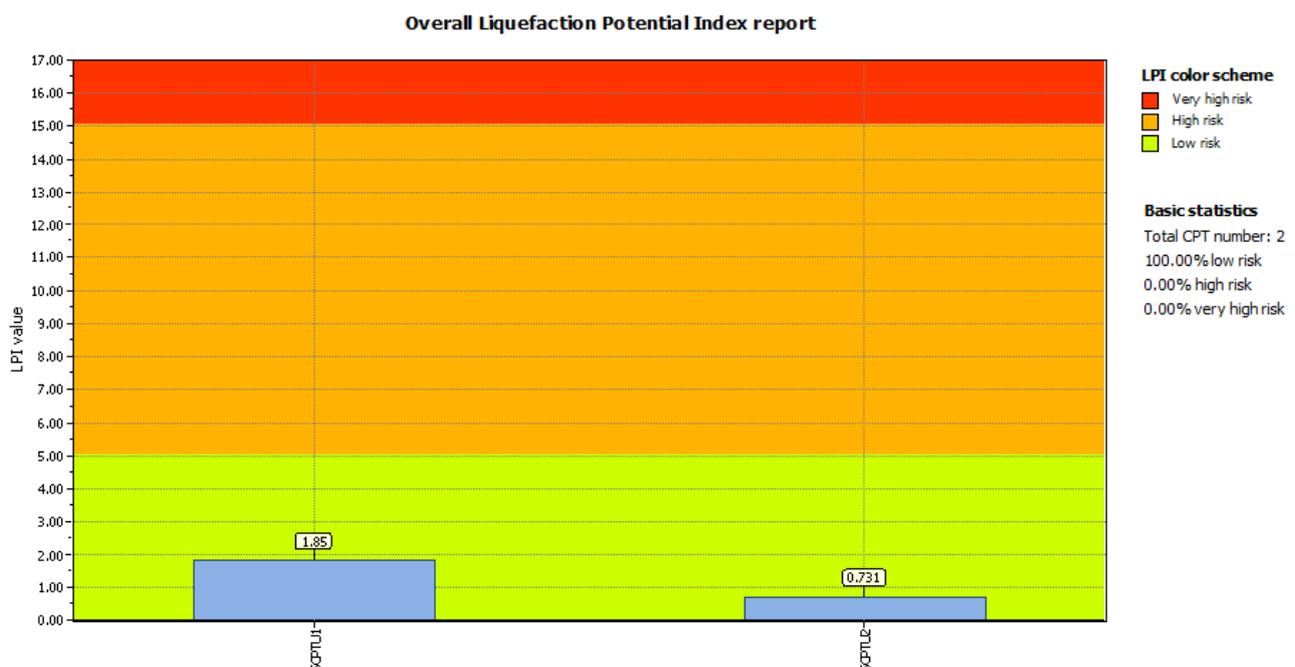


Fig. 5.3 – Risultati calcolo indice di potenziale liquefazione (programma Cliq)

IN COLLABORAZIONE CON

4 CEDIMENTI POST-SISMICI

4.1 Premessa

Nel presente capitolo viene fatta una stima dei cosiddetti cedimenti post-sismici, ossia dei cedimenti permanenti di riconsolidazione conseguenti ad un terremoto.

Un'azione dinamica, quale quella dovuta a un evento sismico, può produrre in terreni molli (terreni coesivi) o poco addensati (terreni granulari) un riordino dello scheletro solido che si traduce in un addensamento e quindi in una consolidazione, determinando così un cedimento, denominato appunto "cedimento post-sismico".

Il cedimento post-sismico:

- è conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali (pressioni neutre) che si possono accumulare durante un terremoto (la dissipazione di tali pressioni neutre può generare dei cedimenti permanenti anche se non si raggiunge la condizione di liquefazione);
- può verificarsi sia in terreni granulari poco addensati e in presenza di falda ad una certa profondità dal piano campagna (generalmente a quote inferiori ai 15 metri da p.c.), sia in terreni coesivi soffici.

La stima viene effettuata con riferimento a disposizioni normative e a metodi proposti da vari autori della letteratura scientifica che hanno analizzato il fenomeno.

A livello normativo la **D.A.L. 112/2007 della Regione Emilia Romagna all'Allegato 3** fornisce le "Procedure di riferimento per le analisi di terzo livello di approfondimento", la delibera stabilisce i criteri per una caratterizzazione sismica piuttosto spinta, quali la stima del potenziale di liquefazione, i cedimenti post-sismici in terreni granulari (saturi e non) e coesivi, l'identificazione dei pendii potenzialmente instabili. Le procedure indicate dalla D.A.L. 112/2007 sono sostanzialmente identiche a quelle indicate nel documento "Indirizzi e criteri per la MICROZONAZIONE SISMICA – Parte I e Parte II" della Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile (Settembre 2008).

Nello studio in questione la stima dei cedimenti post-sismici è stata condotta con riferimento:

- alla procedura di cui all'**Allegato 3 della D.A.L. 112/2007 della Regione Emilia Romagna per i terreni coesivi**;
- al **metodo di Tokimatsu e Seed (1987) per gli strati di terreno granulari saturi**.

4.1.1 Stima dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi

Punto E) Allegato 3 – D.A.L. 112/07

Il cedimento post-sismico viene valutato in depositi coesivi molto soffici ($C_u \leq 70$ kPa) e plastici ($I_p \geq 30\%$) in cui si prevede un incremento di pressioni interstiziali $\frac{\Delta u}{\sigma_0} \geq 0,3$ durante il terremoto di riferimento. L'entità dei cedimenti di riconsolidazione (cedimenti post-sismici) può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} \cdot H$$

IN COLLABORAZIONE CON



dove H è l'altezza dello spessore dello strato ed ε_{vr} è la deformazione volumetrica post-ciclica data dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha \cdot Cr}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

- α = costante sperimentale compresa tra 1 a 1,5;
- e_0 = indice dei vuoti iniziale;
- Cr = indice di riconsolidazione post-ciclica ricavabile in prima approssimazione dalla relazione: $Cr = 0,225 \cdot Cc$ dove Cc è il l'indice di compressione;
- $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ = incremento delle pressioni interstiziali durante il sisma.

In prima approssimazione Cc può essere stimato con la relazione empirica $Cc = 0,0348 + 0,0162 \cdot lp$.

Dalla bibliografia risulta che tale parametro può essere anche stimato tramite la relazione:

$$Cc = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma_{va}}{0,435 \cdot M_o} \quad (\text{Lambe e Whitman 1969})$$

dove

M_o = modulo di deformazione edometrico.

σ_{va} = carico verticale efficace.

Il rapporto di pressione interstiziale $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ può essere valutato con l'abaco di Figura 3 dell'Allegato

A3 della DAL 112/2007 in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio massima

$\gamma_{max} = 0,65 \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$ indotta dal terremoto.

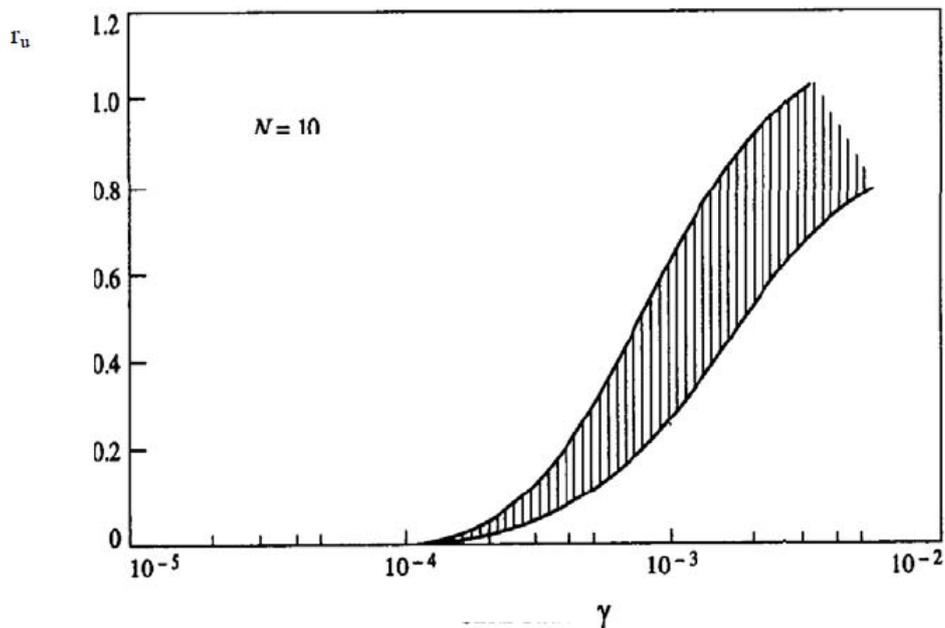


Fig. 7.1 Valore del rapporto di pressione interstiziale $ru = \frac{\Delta u}{\sigma_0}$ in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terremoto γ_{max} (Figura 3 – Allegato 3 DAL 112/2007)

4.1.2 Stima dei cedimenti post-sismici nei terreni granulari saturi

Metodo di Tokimatsu e Seed (1987)

Il calcolo dei cedimenti post-sismici in terreni granulari saturi, secondo il metodo Tokimatsu e Seed (1987), ha origine dalla seguente formula:

$$\Delta H = \varepsilon_v \cdot H_0$$

in cui H_0 è la potenza dello strato deformabile e ε_v è la deformazione volumetrica unitaria.

I cedimenti indotti dipendono dallo stato di addensamento, dall'entità della deformazione di taglio e dell'incremento delle pressioni neutre Δu indotte dal sisma.

La deformazione volumetrica ε_v viene stimata attraverso un abaco proposto dai citati Tokimatsu e Seed (1987), ricavato per sabbie pulite.

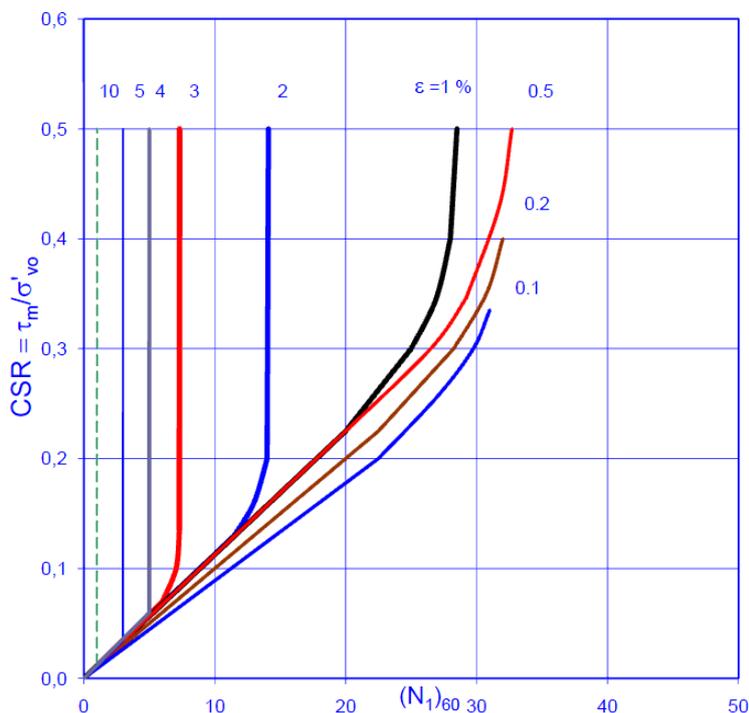


Fig. 7.2 – Abaco di Tokimatsu e Seed (1987): Relazione tra CSR, $(N_1)_{60}$ per sabbie sature e pulite e per un terremoto di magnitudo $M = 7,5$

Per la stima della deformazione volumetrica ε_v tramite l'abaco occorre conoscere il valore dei parametri:

- $CSR_{M=7,5}$ la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, normalizzata per terremoti di magnitudo $M=7,5$;
- $(N_1)_{60}$ = numero di colpi N_{SPT} corretto.

La procedura suggerisce che la stima delle deformazioni venga eseguita per terreni incoerenti con densità relativa $< 75\%$.

4.1.3 Calcolo dei cedimenti post-sismici

Dalle indagini svolte risulta la presenza, a partire da piano campagna, di uno strato di terreno sabbioso-limoso superficiale di spessore variabile da 1 a 2 metri, seguito da uno argilloso e argilloso-limoso fino a 30 m di profondità.

Ai fini della stima dei cedimenti post-sismici sono state assunte condizioni cautelative sia riguardo alle potenze degli strati sia riguardo ai valori dei parametri sismici e geotecnici adottati.

Dall'analisi dei risultati delle indagini svolte sul sito, considerando ai fini della stima i primi 15 m di profondità, risulta una successione stratigrafica costituita da uno strato di **terreno granulare da -0,01 m fino a -1,00/-2,00 m da p.c.**, seguito da un livello di **argille e argille limose da -1,00/-2,00 a -15,00 m da p.c.**

IN COLLABORAZIONE CON

Così come previsto dalla D.A.L. 112/2007 il calcolo dei cedimenti post sismici è stato effettuato solo sui livelli coesivi molto soffici con $C_u < 70$ kPa.

- **Stima del cedimento post-sismico dello strato coesivo dai dati delle due prove (da -1,00/-2,00 m a -15,00 m da p.c.)**

Parametri assunti:

- $\alpha = 1,25$ - valore medio fra 1 e 1,5;
- $e_0 = 1,5$ - l'indice dei vuoti e_0 , in base ai dati di letteratura, viene assunto, in via cautelativa, pari a 1,5 con $c_u > 50$ kPa e pari a 2,0 per depositi più soffici, con $c_u \leq 50$ kPa;
- $M_0 = 92 \text{ Kg/cm}^2$ - valore desunto dalla media delle prove effettuate;
- $C_c = 0,067$ valore stimato con la relazione $C_c = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma_{va}}{0,435 \cdot M_0}$ (Lambe e Whitman 1969);
- $Cr = 0,015$ valore stimato con la relazione ($Cr = 0,225 \cdot C_c$);
- $\gamma_{max} = 9,15 \cdot 10^{-4}$ - valore ricavato dalla formula $\gamma_{max} = 0,65 \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$
 - $a_{max,s} = 0,241 \text{ g}$ - valore ricavato dalla formula $a_{max,s} = ag^*S$;
 - $\sigma_v = 1,080 \text{ Kg/cm}^2$ - tensione verticale nella sezione media dello strato ($\sigma_v = \gamma_t \cdot z$ assumendo $\gamma_t \cong 1700 \text{ kg/m}^3$ e $z = 6,35 \text{ m}$);
 - $rd = 0,905$ - valore determinato alla quota media dello strato ($rd = 1 - 0,015 z$ alla quota $z = 6,35 \text{ m}$);
 - $G = 167 \text{ kg/cm}^2$ - valore stimato in base alla Tabella 3 dell'Allegato 3 della D.A.L. 112/2007; $G / G_0 = 0,42$ con $G_0 = 398,5 \text{ kg/cm}^2$ desunto dalle prove penetrometriche;
- $ru = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} \cong 0,6$ (valore ricavato dall'abaco di Fig. 7.3 in base al valore di γ_{max})

IN COLLABORAZIONE CON

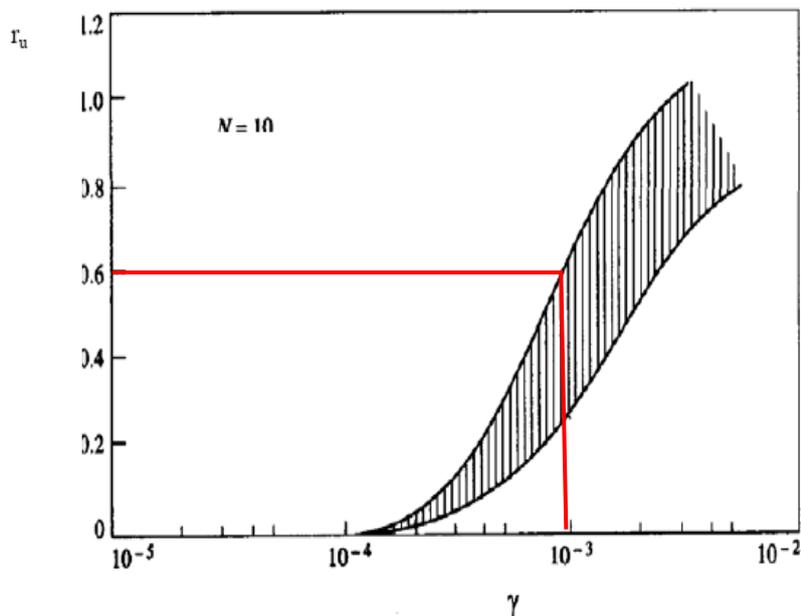


Fig. 7.3 Valore del rapporto di pressione interstiziale $ru = \frac{\Delta u}{\sigma_0}$ in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terremoto γ_{max} (Figura 3 – Allegato 3 DAL 112/2007)

In base alle considerazioni e alle elaborazioni risulta:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha \cdot Cr}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma_0}} \right) = \frac{1,25 \cdot 0,015}{1 + 1,5} \log \left(\frac{1}{1 - 0,6} \right) = 0,0030$$

pertanto si stima un cedimento post-sismico pari a:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} \cdot H = 0,0030 \cdot 1270 = 3,8 \text{ cm}$$

Pur trattandosi di deformazioni apprezzabili in valore assoluto, occorre precisare che le stesse hanno carattere areale. Pertanto, considerando che nel caso in esame non vi sono eteropie geologiche molto rilevanti e che le strutture previste sono dimensionalmente contenute, tali cedimenti non dovrebbero provocare danneggiamenti importanti.



S G M Ingegneria S.r.l.

Integrazioni alla "Indagine geologica-geotecnica-ambientale"

Committente: Aspiag Service S.r.l.

Località: via Malpasso 14 - Ferrara

➤ **Stima del cedimento post-sismico negli strati granulari**

Poiché dai calcoli effettuati non è emersa la possibilità di liquefazione per gli intervalli granulari indagati, non è stato necessario, per questi ultimi, calcolare i cedimenti post-sismici.

Ferrara, Dicembre 2015

Dott. Geol. Linda Collina



IN COLLABORAZIONE CON





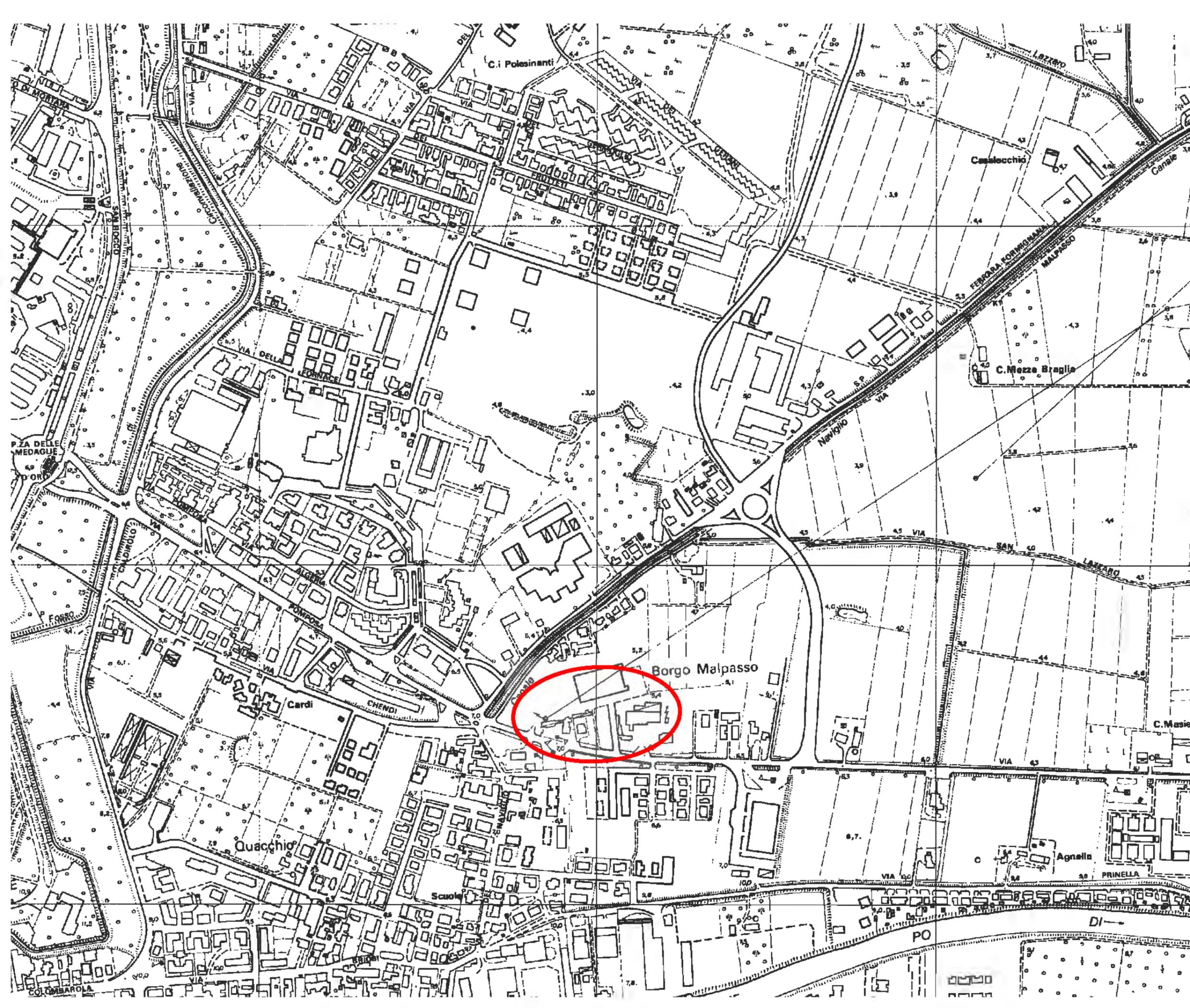
TAVOLE

IN COLLABORAZIONE CON



S G M Ingegneria S.r.l.

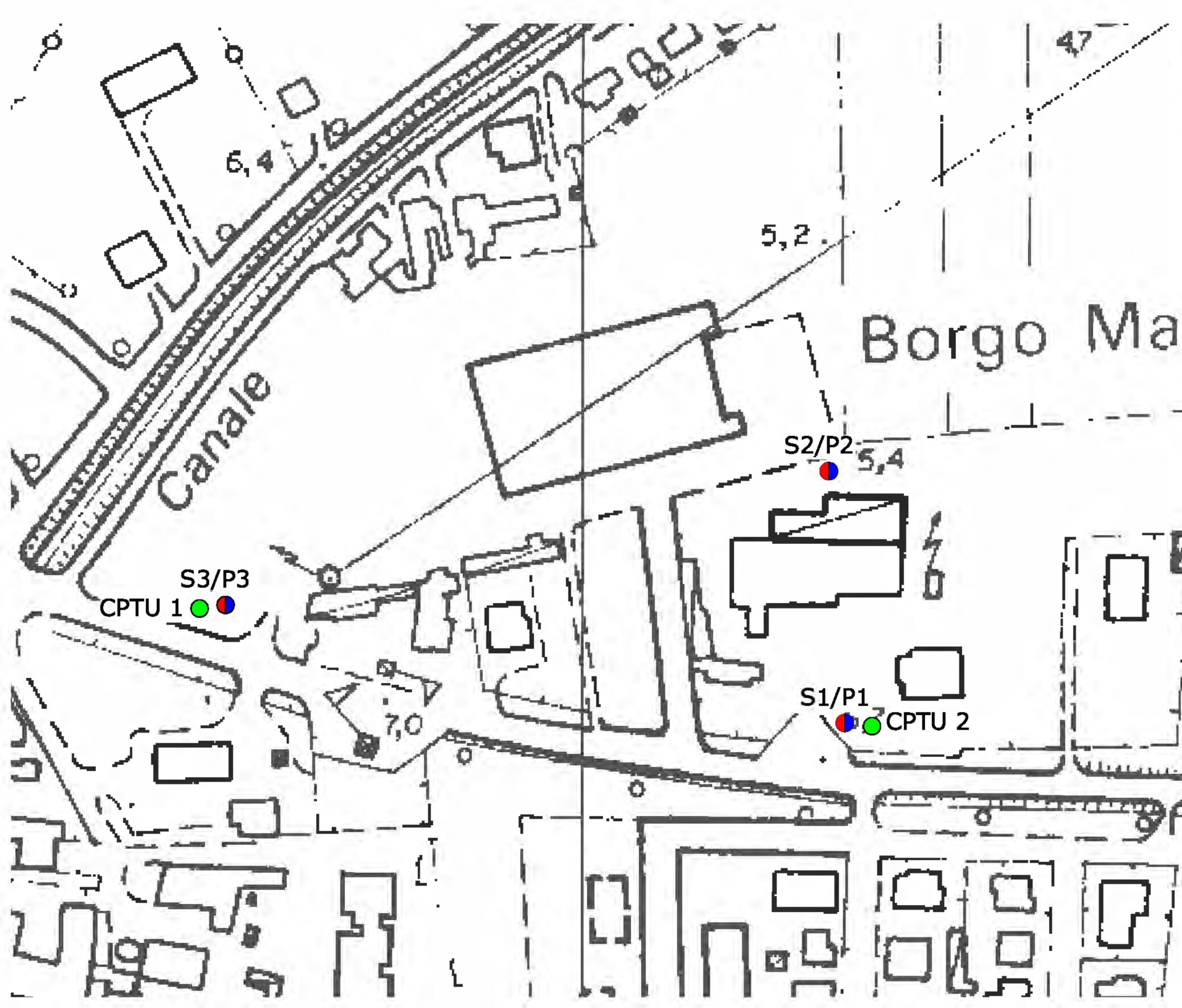
IN COLLABORAZIONE CON:



LEGENDA

 Area d'indagine

**CARTA UBICAZIONE
AREA D'INDAGINE**



S3/P3
CPTU 1 ●●

S2/P2 ●● 5,4

S1/P1 ●● CPTU 2

LEGENDA

- Sondaggi effettuati / piezometri installati
- Prove CPTU

CARTA UBICAZIONE INDAGINI ESEGUITE

Tavola 2 Scala 1:1000



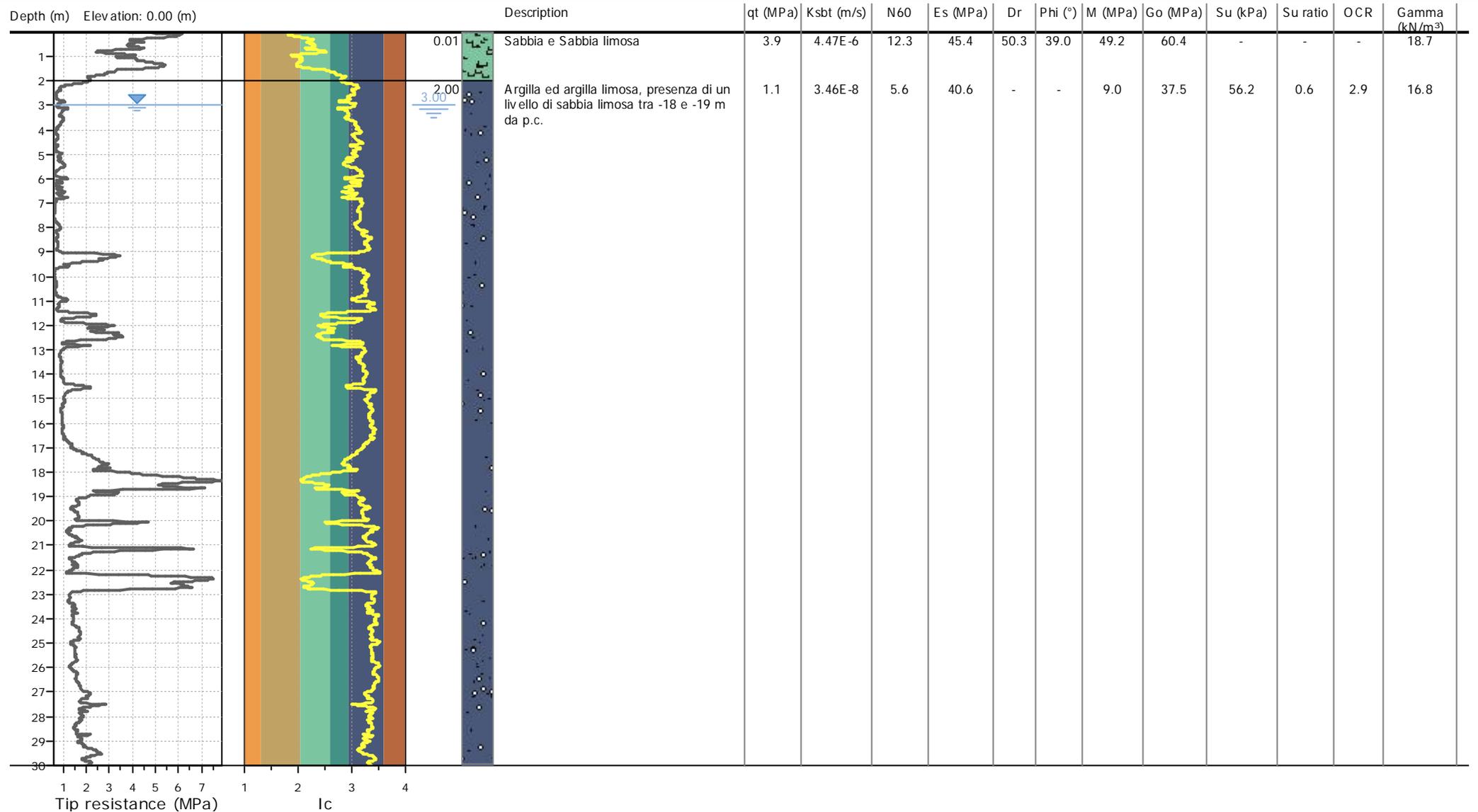
ALLEGATO 1

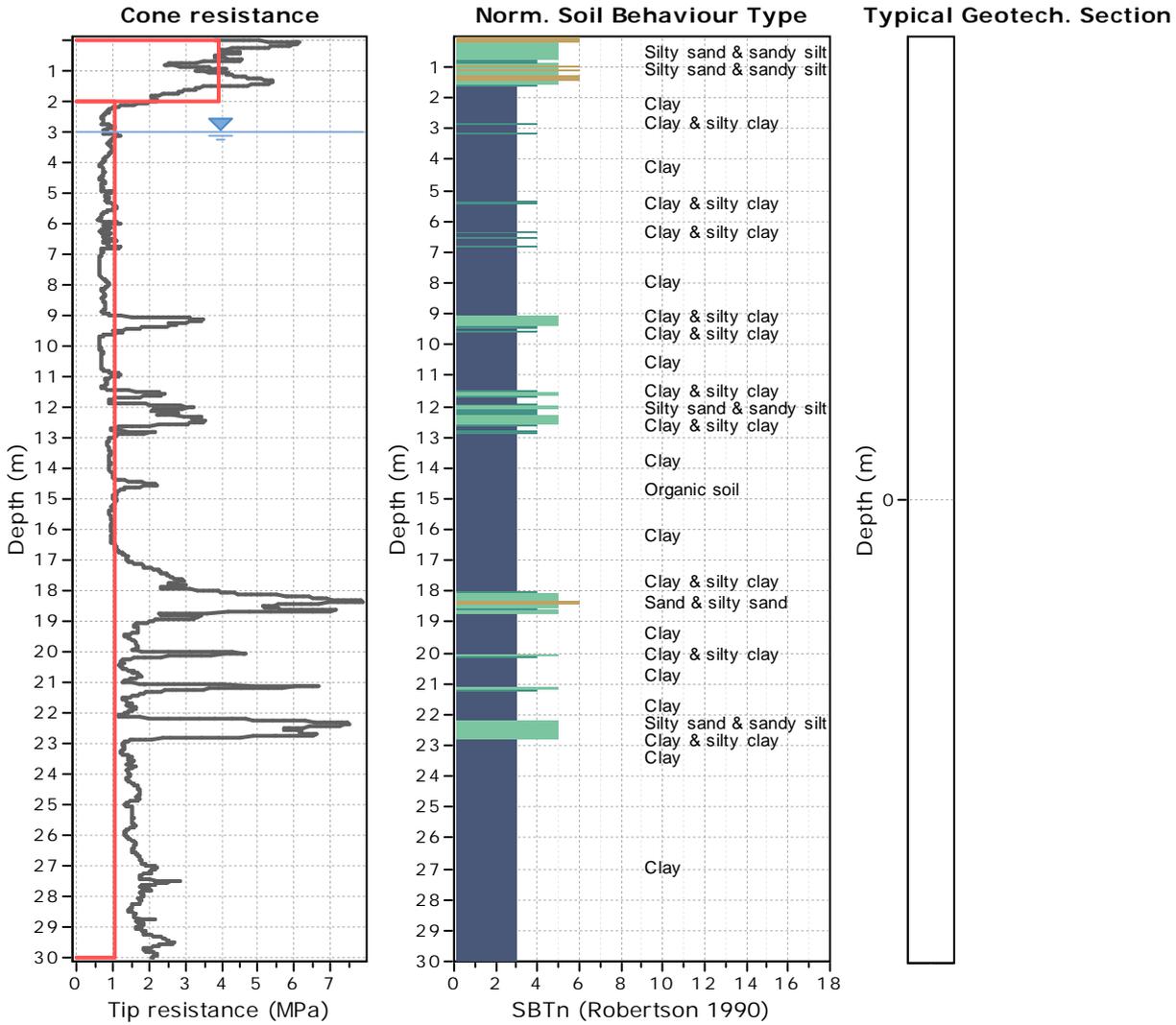
IN COLLABORAZIONE CON



S G M Ingegneria S.r.l.

Project: Aspiag Service S.r.l.
Location: Area Despar - via Pomposa - Ferrara





Tabular results

::: Layer No: 1 :::		
Code: 1	Start depth: 0.01 (m), End depth: 2.00 (m)	
Description: Sabbia e Sabbia limosa		
Basic results		
Total cone resistance:	3.94 ±1.10 MPa	
Sleeve friction:	102.78 ±50.80 kPa	
SBT _n :	5	
SBT _n description:	Silty sand & sandy silt	
Estimation results		
Permeability:	4.47E-06 ±6.15E-06 m/s	Constrained Mod.: 49.23 ±11.12 MPa
N60:	12.25 ±1.77 blows	Go: 60.40 ±9.83 MPa
Es:	45.42 ±6.64 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
Dr (%):	50.28 ±4.45	Su ratio: 0.00 ±0.00
φ (degrees):	38.98 ±0.85 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
Unit weight:	18.68 ±0.55 kN/m ³	

:: Layer No: 2 ::**Code:** 2 **Start depth:** 2.00 (m), **End depth:** 30.00 (m)**Description:** Argilla ed argilla limosa, presenza di un livello di sabbia limosa tra -18 e -19 m da p.c.**Basic results**

Total cone resistance: 1.06 ±0.58 MPa

Sleeve friction: 31.03 ±20.23 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 3.46E-08 ±1.25E-07 m/s

N60: 5.60 ±1.88 blows

Es: 40.59 ±5.96 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

ö (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 16.78 ±0.63 kN/m³

Constrained Mod.: 8.99 ±9.37 MPa

Go: 37.48 ±10.47 MPa

Su: 56.18 ±23.08 kPa

Su ratio: 0.63 ±0.35

O.C.R.: 2.92 ±1.60

Project: Aspiag Service S.r.l.

Location: Area Despar - via Pomposa - Ferrara

Summary table of mean values

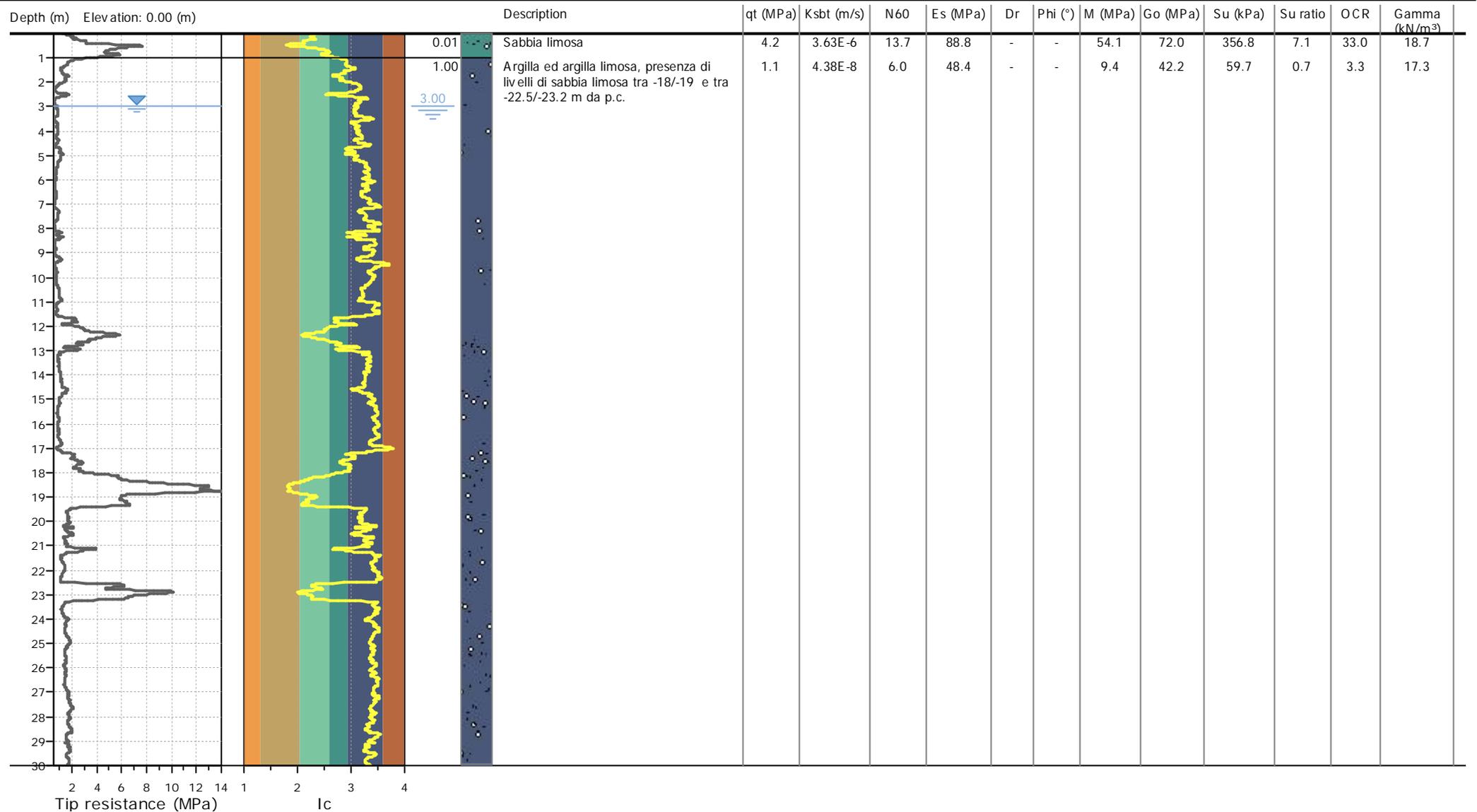
From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.01	1.99	4.47E-06	12.3	45.4	50.3	39.0	49.2	60.4	0.0	0.0	0.0	18.7
2.00		(±6.15E-06)	(±1.8)	(±6.6)	(±4.4)	(±0.8)	(±11.1)	(±9.8)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.6)
2.00	28.00	3.46E-08	5.6	40.6	0.0	0.0	9.0	37.5	56.2	0.6	2.9	16.8
30.00		(±1.25E-07)	(±1.9)	(±6.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±9.4)	(±10.5)	(±23.1)	(±0.3)	(±1.6)	(±0.6)

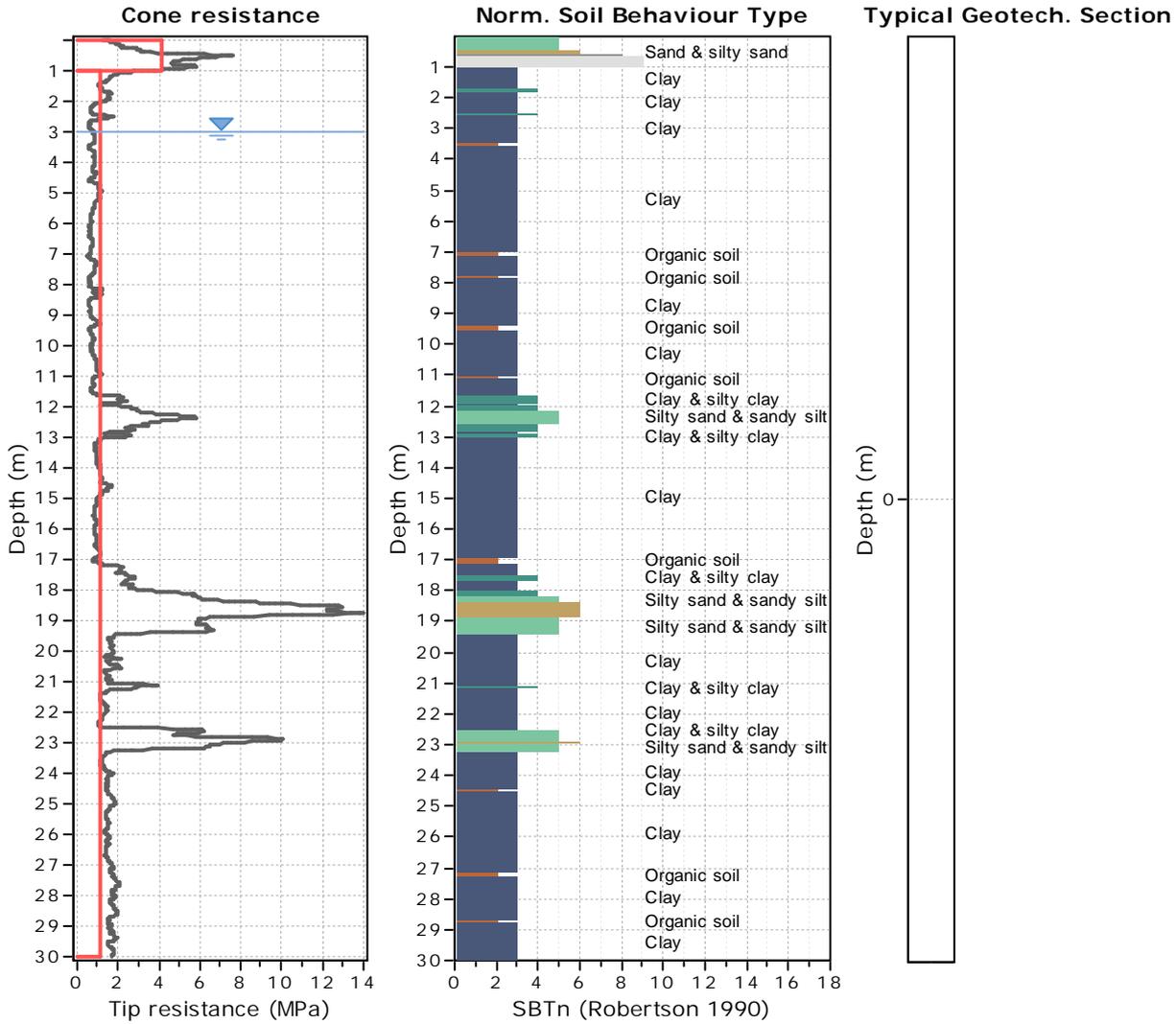
Depth values presented in this table are measured from free ground surface



Project: Aspiag Service S.r.l.

Location: Area Despar - via Pomposa - Ferrara





Tabular results

::: Layer No: 1 :::		
Code: 1	Start depth: 0.01 (m), End depth: 1.00 (m)	
Description: Sabbia limosa		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 4.16 ±1.73 MPa	Permeability: 3.63E-06 ±7.67E-06 m/s	Constrained Mod.: 54.09 ±21.29 MPa
Sleeve friction: 172.13 ±150.93 kPa	N60: 13.74 ±5.82 blows	Go: 72.00 ±35.57 MPa
SBT _n : 4	Es: 88.82 ±3.98 MPa	Su: 356.84 ±40.11 kPa
SBT _n description: Clay & silty clay	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 7.14 ±0.80
	ø (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 32.97 ±3.71
	Unit weight: 18.74 ±1.53 kN/m ³	

:: Layer No: 2 ::**Code:** 2 **Start depth:** 1.00 (m), **End depth:** 30.00 (m)**Description:** Argilla ed argilla limosa, presenza di livelli di sabbia limosa tra -18/-19 e tra -22.5/-23.2 m da p.c.**Basic results**

Total cone resistance: 1.08 ±0.73 MPa

Sleeve friction: 45.69 ±27.47 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 4.38E-08 ±3.11E-07 m/s

N60: 5.97 ±2.22 blows

Es: 48.39 ±10.45 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

ö (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 17.26 ±0.54 kN/m³

Constrained Mod.: 9.37 ±11.21 MPa

Go: 42.24 ±10.64 MPa

Su: 59.71 ±33.01 kPa

Su ratio: 0.71 ±0.54

O.C.R.: 3.27 ±2.49

Project: Aspiag Service S.r.l.

Location: Area Despar - via Pomposa - Ferrara

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.01	0.99	3.63E-06	13.7	88.8	0.0	0.0	54.1	72.0	356.8	7.1	33.0	18.7
1.00		(±7.67E-06)	(±5.8)	(±4.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±21.3)	(±35.6)	(±40.1)	(±0.8)	(±3.7)	(±1.5)
1.00	29.00	4.38E-08	6.0	48.4	0.0	0.0	9.4	42.2	59.7	0.7	3.3	17.3
30.00		(±3.11E-07)	(±2.2)	(±10.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±11.2)	(±10.6)	(±33.0)	(±0.5)	(±2.5)	(±0.5)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface



ALLEGATO 2

IN COLLABORAZIONE CON

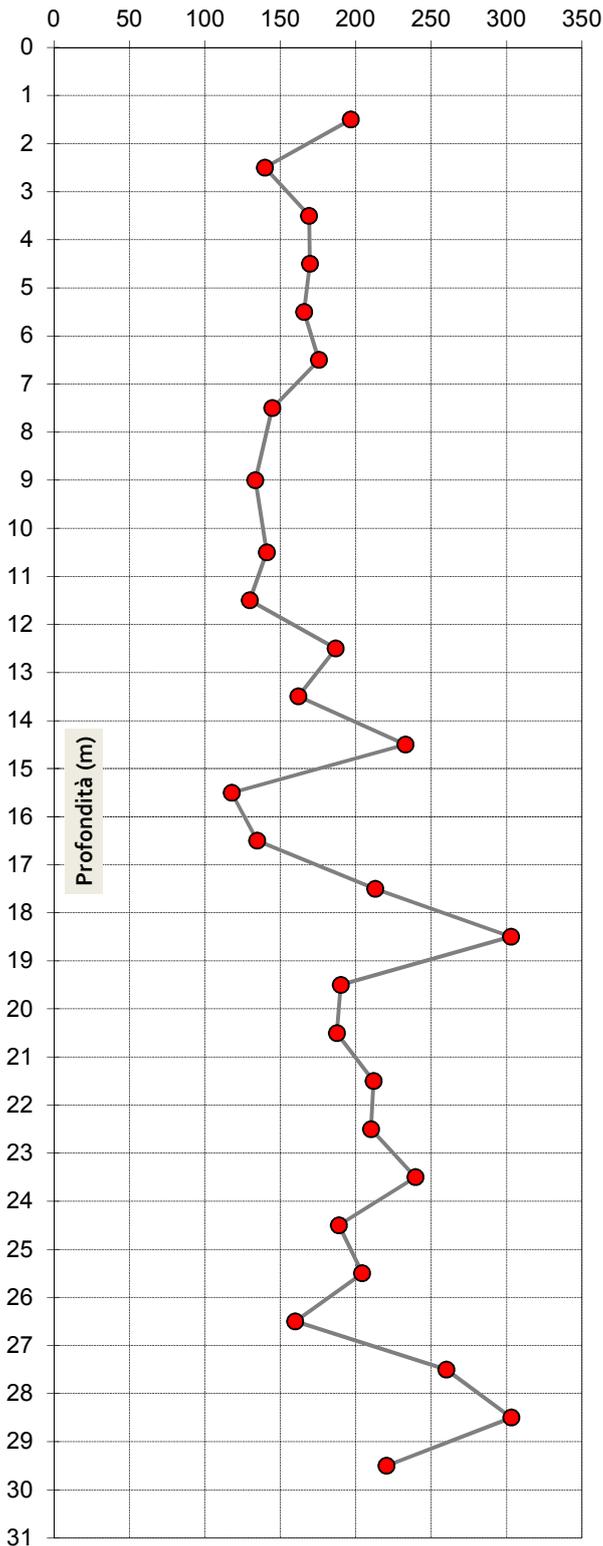


S G M Ingegneria S.r.l.

Committente: **Aspiag Service S.r.l.**
 Cantiere: **Via Malpasso n. 14 - Ferrara (FE)**
 Prova: **SCPTu1**
 Data prova: **27 settembre 2013**

Distanza sorgente da verticale misura: **0,50 metri**
 Profondità sorgente da piano campagna: **0,00 metri**

Velocità onde di taglio V_{SVH} (m/s)



Prof. misura da	Prof. dato a	Prof. dato m	Velocità m/s	Time Shift msec	Accuratezza
		0,00			
1,0	2,0	1,50	196,80	5,016	0,651
2,0	3,0	2,50	139,72	6,980	0,913
3,0	4,0	3,50	169,11	5,841	0,985
4,0	5,0	4,50	169,58	5,858	0,969
5,0	6,0	5,50	165,80	6,039	0,984
6,0	7,0	6,50	175,63	5,693	0,979
7,0	8,0	7,50	144,74	6,914	0,956
8,0	10,0	9,00	133,47	14,966	0,979
10,0	11,0	10,50	141,10	7,079	0,929
11,0	12,0	11,50	129,66	7,706	0,954
12,0	13,0	12,50	186,76	5,379	0,957
13,0	14,0	13,50	162,01	6,188	0,966
14,0	15,0	14,50	232,97	4,389	0,962
15,0	16,0	15,50	117,71	8,547	0,936
16,0	17,0	16,50	134,56	7,442	0,931
17,0	18,0	17,50	212,96	4,901	0,925
18,0	19,0	18,50	302,95	3,30	0,93
19,0	20,0	19,50	190,15	5,26	0,96
20,0	21,0	20,50	187,60	5,33	0,88
21,0	22,0	21,50	211,91	4,92	0,90
22,0	23,0	22,50	210,08	4,77	0,96
23,0	24,0	23,50	239,55	4,49	0,97
24,0	25,0	24,50	188,77	5,31	1,00
25,0	26,0	25,50	204,30	4,90	0,99
26,0	27,0	26,50	159,91	6,25	0,99
27,0	28,0	27,50	260,08	3,84	0,99
28,0	29,0	28,50	303,17	3,32	0,99
29,0	30,0	29,50	220,50	4,54	0,99

Intervallo, in metri da piano campagna, considerato per il calcolo delle Vs30 :

da	a	Vs30 (m/sec)
0,00	30,00	176,82
1,00	31,00	177,39
1,40	31,40	177,62
1,60	31,60	177,74

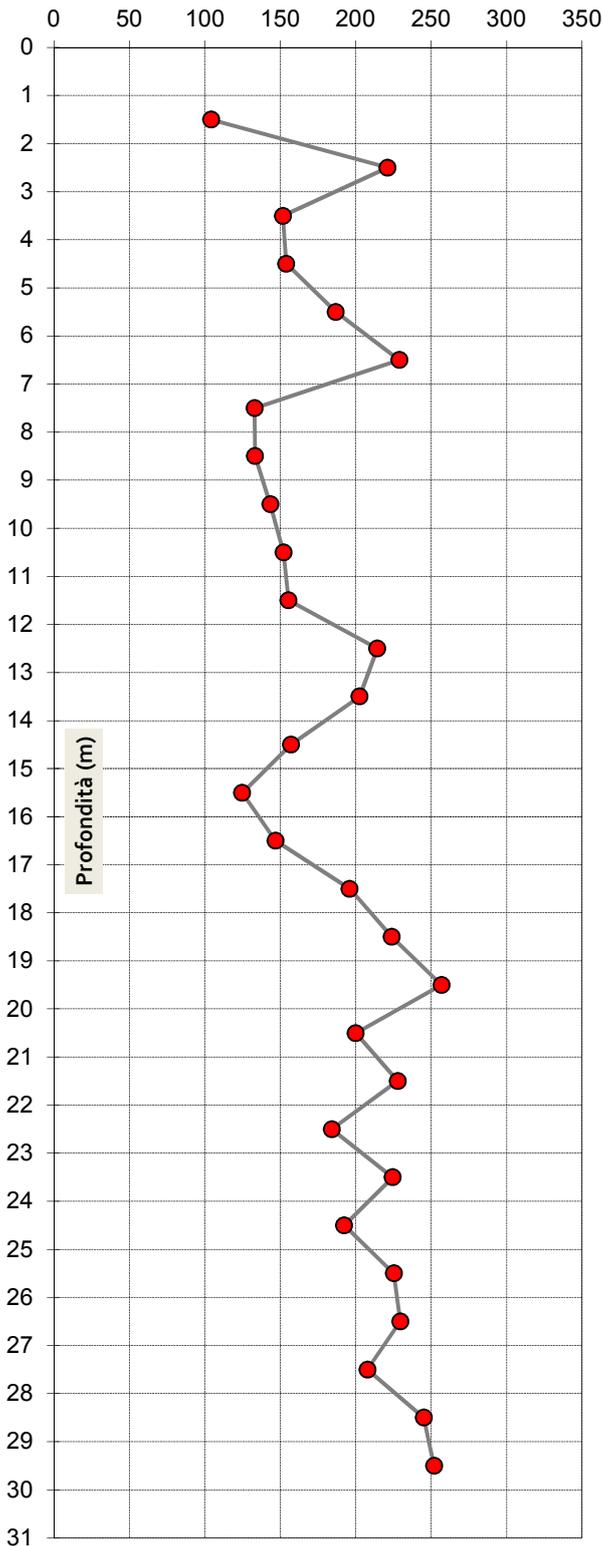
Categoria di sottosuolo : (DM 14.01.08)

D

Committente: **Aspiag Service S.r.l.**
 Cantiere: **Via Malpasso n. 14 - Ferrara (FE)**
 Prova: **SCPTu2**
 Data prova: **27 settembre 2013**

Distanza sorgente da verticale misura: **0,50 metri**
 Profondità sorgente da piano campagna: **0,00 metri**

Velocità onde di taglio V_{SVH} (m/s)



Prof. misura da	Prof. dato a	Prof. dato m	Velocità m/s	Time Shift msec	Accuratezza
		0,00			
1,0	2,0	1,50	104,18	6,781	0,915
2,0	3,0	2,50	221,12	4,521	0,879
3,0	4,0	3,50	151,73	6,534	0,844
4,0	5,0	4,50	153,96	6,485	0,769
5,0	6,0	5,50	186,72	5,363	0,769
6,0	7,0	6,50	228,90	4,439	0,762
7,0	8,0	7,50	132,89	7,590	0,932
8,0	9,0	8,50	133,25	7,491	0,907
9,0	10,0	9,50	143,46	6,963	0,958
10,0	11,0	10,50	152,10	6,567	0,970
11,0	12,0	11,50	155,44	6,485	0,967
12,0	13,0	12,50	214,28	4,769	0,967
13,0	14,0	13,50	202,56	4,934	0,934
14,0	15,0	14,50	156,95	6,369	0,946
15,0	16,0	15,50	124,74	8,019	0,974
16,0	17,0	16,50	146,72	6,815	0,961
17,0	18,0	17,50	195,95	5,12	0,94
18,0	19,0	18,50	223,72	4,47	0,89
19,0	20,0	19,50	256,79	3,89	0,87
20,0	21,0	20,50	200,00	5,02	0,95
21,0	22,0	21,50	227,83	4,39	0,99
22,0	23,0	22,50	184,04	5,45	0,90
23,0	24,0	23,50	224,40	4,54	0,91
24,0	25,0	24,50	192,34	5,23	0,96
25,0	26,0	25,50	225,26	4,44	0,96
26,0	27,0	26,50	229,58	4,36	0,97
27,0	28,0	27,50	207,73	4,85	0,97
28,0	29,0	28,50	245,12	4,09	0,98
29,0	30,0	29,50	251,97	3,98	0,99

Intervallo, in metri da piano campagna, considerato per il calcolo delle Vs30 :

da	a	Vs30 (m/sec)
0,00	30,00	178,59
1,00	31,00	184,78
1,40	31,40	187,38
1,60	31,60	188,71

Categoria di sottosuolo : (DM 14.01.08)

C



ALLEGATO 3

IN COLLABORAZIONE CON



S G M Ingegneria S.r.l.

Project title : Verifica a liquefazione

Location : via Malpasso n. 14 - Ferrara

Overall Liquefaction Potential Index report

