

TECNOGEOFISICA S.N.C.

COMMITTENTE:

Bertani Pierino
Via Argine n° 28
42015 Correggio (RE).

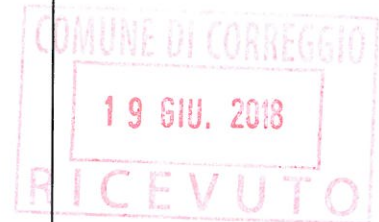
OGGETTO COMMESSA:

- Prove penetrometriche CPT
- Indagine Sismica Masw
- Verifica liquefacibilità verticali Cpt

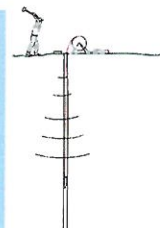
LOCALITA' INTERVENTO:

Nuovo capannone servizio attività agricola vitivinicola
via Argine n° 28 - Correggio (RE)

DATA: Maggio 2018



Via S. Cattania, 1/a
41012 Carpi (MO)
info@tecnogeofisica.com
www.tecnogeofisica.com



Lavoro:

- Prove penetrometriche CPT
- Indagine sismica Masw
- Verifica Liquefacibilita

Committente:

Bertani Pierino
Via Argine n° 28
42015 Correggio (RE).

Sommario

1.1.	PREMESSA	1
1.2.	INDAGINE GEOGNOSTICA.....	2
	METODO D'INDAGINE prova penetrometrica C.P.T.	2
1.3.	METODO D'INDAGINE rilievo sismico Masw	7
	Caratteristiche attrezzatura	8
	Metodologia d'indagine MASW.....	8
	Interpretazione dati acquisiti	11
1.4.	Categorie di suolo di fondazione (Azione sismica di progetto V_{s30})	13
1.5.	Suscettività alla liquefazione dei terreni del sottosuolo	13
	Verifica QUANTITATIVA liquefazione	14

Allegati:

- Scheda indagine sismica Masw (a fine report)
Schede prove penetrometriche CPT (allegati fuori dal testo)

1.1. PREMESSA

Su commissione del proprietario Sig. Bertani Pierino via Argine 28 Correggio, sono state eseguite indagini geognostiche e sismiche finalizzate, all'analisi del sottosuolo, in corrispondenza della prevista realizzazione di un capannone di ridotte dimensioni (15x20 m) a servizio della attività agricola vitivinicola gestita dal affittuario Sig.ra Magnani Ivana via Argine 28 Correggio, all'interno dell'area in proprietà del committente. (Fig.1-2).

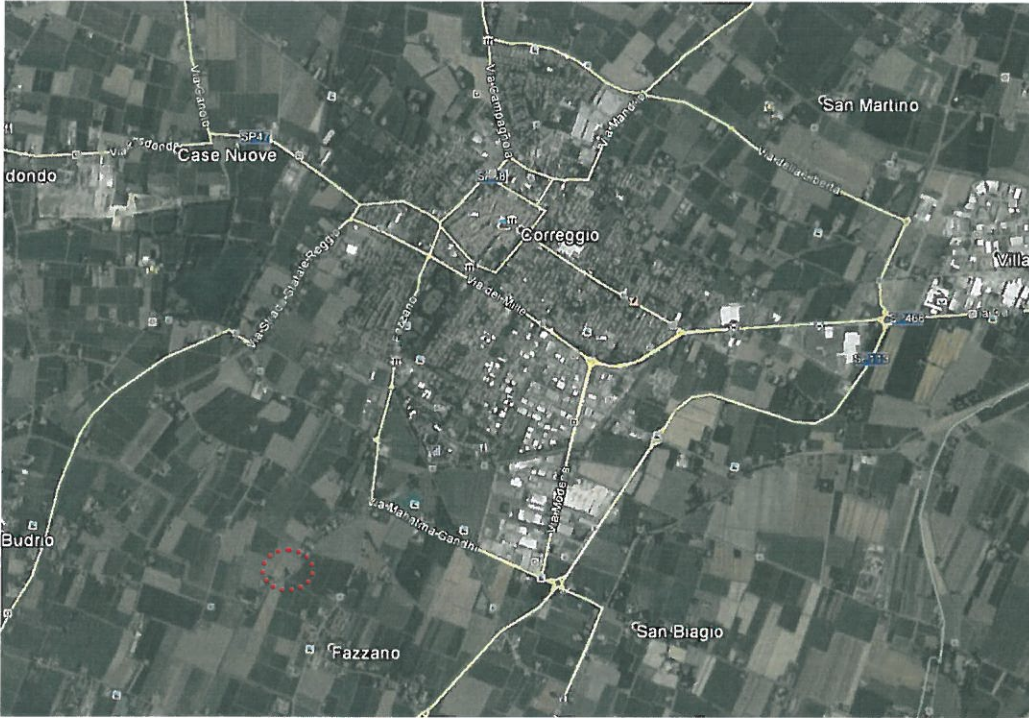


Fig. 1: ubicazione geografica

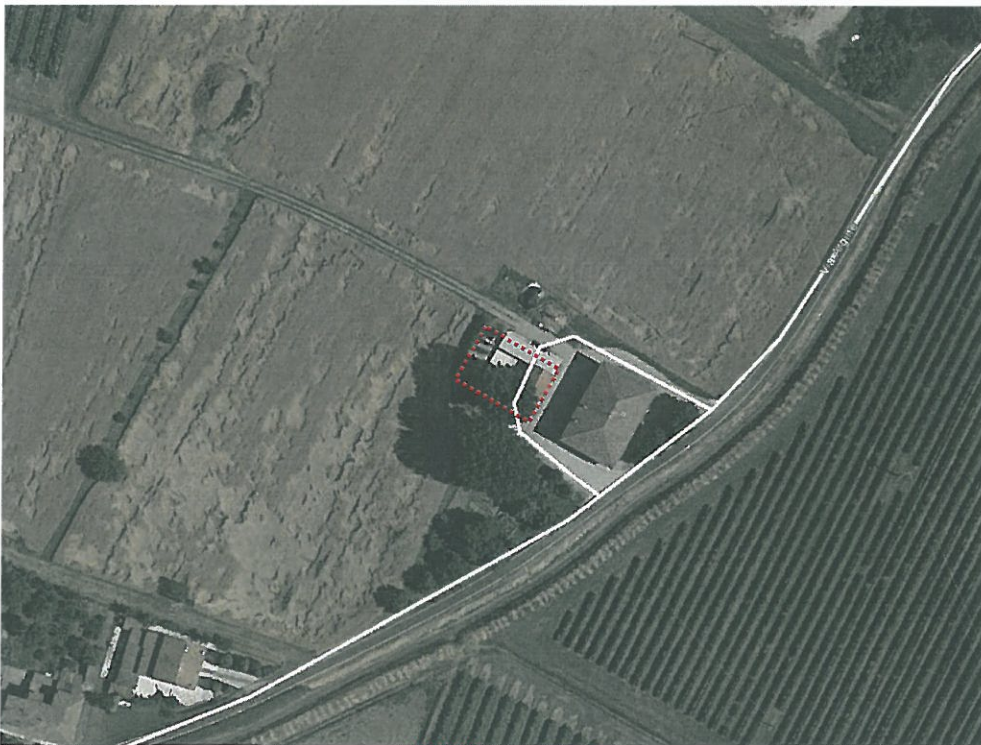


Fig.2: ubicazione prevista area di intervento



I risultati ottenuti ed i parametri geognostici rilevati trovano sintesi nelle schede e monografie riportate in allegato e descritte nel presente Report.

1.2. INDAGINE GEOGNOSTICA

METODO D'INDAGINE prova penetrometrica C.P.T.

Come richiesto da committenza-progettista, e soprattutto in base alla litologia prevalente dei terreni, con assenza di lenti o strati sabbiosi ghiaiosi ed in considerazione delle ridotte dimensioni del intervento, sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche statiche CPT, in base anche alle possibilità operative al momento di esecuzione, in corrispondenza della zona ove è prevista la realizzazione dell'edificio in progetto.



Fig. 3: ubicazione prova sismica e penetrometriche.

Le penetrometriche CPT, sono state eseguite, come sopra accennato, per l'assenza di materiali granulari e/o grossolani, poiché la prova CPT è la migliore tecnica di investigazione penetrometrica, in relazione ai terreni essenzialmente fini presenti nel sottosuolo in esame.

Le caratteristiche dello strumento utilizzato, "penetrometro statico-dinamico di tipo olandese", conforme alla certificazione CE, da 200 kN, mod. TG 73-200, sono sotto esposte:

Prove CPT

- Dispositivo di spinta: 200 kN;
- Sistema acquisizione dati con cella a trasduttore di pressione e lettura digitale;
- Punta con manicotto di Begemann (Friction Sleeve Cone);
- Anello allargatore sulla seconda asta.

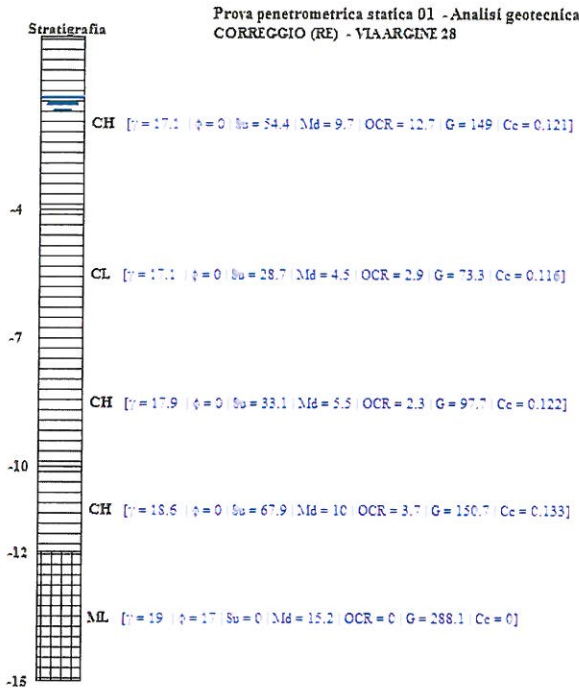
Diagrammi schede prove (fuori dal testo)

- | | | |
|-----------------------------------|---|-----------------------------|
| ◆ log di destra tratto continuo = | Resistenza alla punta: | qc (kg/cm ²). |
| ◆ istogramma di sinistra = | Resistenza unitaria ad attrito laterale: | fs (Kg/cm ²). |
| ◆ log di sinistra punti = | Rapporto di Begemann o Indice delle Resistenze: | qc/fs . |

La massima profondità raggiunta è risultata -15 m da p. campagna naturale presente al momento delle indagini (maggio 2018).

Ad esclusione circa dei primi 80 cm di sottosuolo rimaneggiato da pratiche agricole, (quindi da non utilizzare per la posa delle fondazioni) i terreni investigati possono essere raggruppati, in unità litotecniche come in seguito descritto, contraddistinte da sigle secondo la guida di classificazione USCS (Sist. Unificato-da Lancellotta 1987) sotto esposta:

Gruppo	Descrizione	Sottogruppo	Caratteristiche
G	Ghiaie La maggior parte della frazione è trattenuta al setaccio 4.	GW	fine < 5%; C > 4
		GP	fine < 5%; C < 4
		GM	fine > 12%; PI < 4, sotto retta A
		GC	fine > 12%; PI > 7, sopra retta A
S	Sabbie La maggior parte della frazione è trattenuta al setaccio 4.	SW	fine < 5%; C > 4
		SP	fine < 5%; C < 4
		SM	fine > 12%; PI < 4, sotto retta A
		SC	fine > 12%; PI > 7, sopra retta A
Terreni a grana grossa passante al 200 μ 50%			
C	Argille inorganiche	CL	$W_L < 50\%$
		CH	$W_L > 50\%$
M	Limi inorganici	ML	$W_L < 50\%$
		MH	$W_L > 50\%$
O	Limi e argille organici	OL	$W_L < 80\%$
		OH	$W_L > 80\%$
Terreni a grana fine passante al 200 μ > 80%			



γ = peso volume umido (kN/m³)

ϕ = angolo attrito ($^\circ$) di picco (terreni granulari)
mediato su 3 metodi [Hatanaka e Huchida(1996/98)-Schmertmann(1975)-Wolff(1989)].

S_u = resistenza al taglio non drenata (kPa)
mediato su 3 metodi [Terzaghi e Peck(1948)-Bruschi Alberto (2004)-Sotelo e Bosch(1999)].

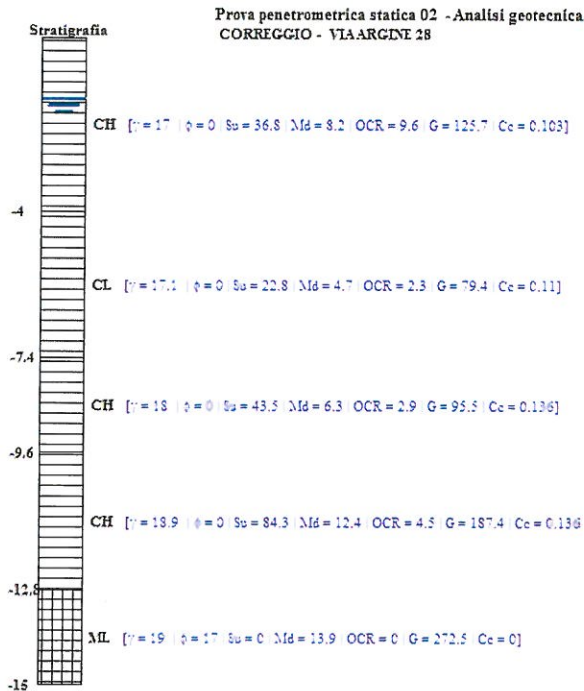
OCR = grado sovraconsolidazione

M_d = modulo confinato (MPa)
terreni incoerenti Mayne e Frost (1988) e per terreni coesivi Shultze e Menzenbach(1961)].

E = modulo di Young (MPa)
modulo elastico operativo (E25%) metodo di Stroud(1989) – Jamiolkowski per sabbie e metodo del decadimento modulo di taglio G_0 mediato su 3 metodi.

G = modulo di Taglio (MPa)
Modulo a basse deformazioni Wroth e Sabatini (2002).

C_c = indice compressibilità



In relazione a quanto sopra ed in particolare all'andamento dei valori di q_c rilevati, al interno del volume significativo, per definire la categoria di sottosuolo sismica, è competenza del progettista valutare l'applicabilità della Tab. 3.2.11 per la definizione dell'azione sismica come indicato in art. 3.2.3 NTC18.

L'adozione delle normali tecniche costruttive (fondazioni superficiali), è condizionata ed adottabile solo in considerazione della compatibilità dei carichi strutturali, con le capacità portanti e di compressibilità del sottosuolo.

Nel contesto dell'interazione manufatto-terreno, per pressioni compatibili con i caratteri geomeccanici del sottosuolo, è fondamentale che i cedimenti dei terreni di sottofondazione, rientrino nell'accettabilità.

Per l'analisi geomeccanica dei terreni, partendo dai valori di resistenza di terreno (q_c , f_s) desunti dalle prove cpt direttamente eseguite in situ, è possibile ottenere i valori di coesione non drenata, c_u , e angolo d'attrito interno apparente, ϕ' , dalle formulazioni sopra indicate.

I valori dei parametri meccanici da utilizzare per l'elaborazione numerica, devono poi essere determinati con riferimento ai valori medi di resistenza alla penetrazione (q_c) relativi alla zona d'influenza sotto la fondazione e lateralmente alla stessa (che secondo Meyerhof in genere variano da 0,5 B sopra la base, sino ad almeno 0,8-1,5/3 B sotto/lateralmente ad essa in terreni a normal consolidazione).

Tale porzione di terreno, è considerata quindi "solidale" alla fondazione, e si considera unitamente al volume definito come "involuppo della spirale logaritmica delle sollecitazioni", generato dal cono di penetrazione delle fondazioni, nel contesto dell'insieme opera-terreno.

In base agli scopi e dal incarico ricevuto, si ricorda che il progettista sotto la propria responsabilità, potrà utilizzare i parametri fisico – meccanici indicativamente sopra riportati e nelle tabelle sotto allegate, ai fini della definizione della resistenza di progetto del sistema geotecnico (paragrafo 6.2.2 D.M. 17.01.2018).

In fase di verifica esecutiva dovrà inoltre essere effettuata (da ing. progettista), l'analisi di scorrimento sul piano di fondazione, successivamente alla definizione delle sollecitazioni strutturali verticali ed orizzontali alla base della fondazione stessa in relazione ai nuovi carichi strutturali (come indicato dal NTC18).

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono poi deformazioni sul piano di posa, e le componenti verticali di tali spostamenti (cedimenti) assumono valori valutabili in relazione alle dimensioni fondali e devono corrispondere ai valori fissati per le caratteristiche prestazionali, scelte per la struttura in elevazione.

Il progettista delle strutture in accordo con la committenza, dovrà verificare la congruità fra carico strutturale di progetto (E_d), cedimento S_d calcolato (o di progetto) e quest'ultimo dovrà risultare congruente alla soglia massima tollerabile (S_c) stabilita dal progettista-committente, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura in analisi.

[Si ricorda che la verifica agli stati limite di esercizio (SLE) potrebbe risultare più restrittiva di quella allo stato limite ultimo (SLU)].

A seguire i tabulati per ogni strato di terreno investigato, derivati dalla elaborazione secondo l'applicazione delle formulazioni indicate nei riquadri a tratteggio sopra esposti:

z	litologia	Qc (MPa)	fs (kPa)	gamma	ld (%)	Angolo d'attrito picco (°)	Angolo d'attrito volume costante (°)	Su (kPa)	E (MPa)	M (MPa)	Cc (-)	Go (MPa)
	0.2 Torba	2.2	200	17.1				121.8		18	0.187	270
	0.4 Torba	2.1	180	17.4				116.1		17.2	0.181	258
	0.6 Torba	1.3	167	17.6				71.4		10.6	0.237	159
	0.8 Torba	1.4	160	17.8				76.8		11.3	0.219	170
	1 Torba	1.3	120	17.7				71		10.5	0.189	158
	1.2 Torba	0.9	53	17				48.6		7.2	0.145	108
	1.4 Argilla limosa	1.5	60	17.2				81.7		12.1	0.12	182
	1.6 Torba	1.2	93	17.7				64.9		9.6	0.17	144
	1.8 Argilla limosa	1.1	40	16.9				59.1		8.7	0.115	131
	2 Sabbia limosa	1	27	16.5	14	33	33		4	5.4		97
	2.2 Torba	0.6	47	17.1				30.9		4.5	0.17	68
	2.4 Argilla limosa	0.8	27	16.6				41.8		6.2	0.111	93
	2.6 Argilla limosa	1	33	16.9				52.7		7.8	0.111	117
	2.8 Argilla	1	47	17.3				52.5		7.8	0.129	117
	3 Argilla limosa	1.7	53	17.4				91.2		13.5	0.108	203
	3.2 Sabbia	1.5	27	16.8	20	34	33		6	7.9		129
	3.4 Sabbia	1.9	33	17	26	35	32.9		7.6	9.5		140
	3.6 Sabbia	1.6	33	17.1	21	34	32.9		6.4	8.3		138
	3.8 Argilla	0.6	27	16.9				29.3		4.3	0.126	65
	4 Argilla limosa	0.7	20	16.6				34.7		5.1	0.105	77
	4.2 Argilla	0.7	27	17				34.5		5.1	0.117	77
	4.4 Argilla	0.9	40	17.4				45.4		6.7	0.126	101
	4.6 Torba	0.6	33	17.2				28.5		4.2	0.14	63
	4.8 Sabbia limosa	0.9	20	16.8	12	29	29		3.6	5		136
	5 Torba	0.5	27	17.1				22.6		3.3	0.137	50
	5.2 Torba	0.5	27	17.1				22.4		3.3	0.137	50
	5.4 Argilla limosa	0.6	20	16.8				27.7		4.1	0.111	61
	5.6 Argilla	0.7	33	17.4				33.1		4.9	0.13	74
	5.8 Argilla	0.7	33	17.4				32.9		4.8	0.13	72
	6 Torba	0.6	33	17.4				27.1		4	0.14	60
	6.2 Argilla	0.7	27	17.2				32.5		4.8	0.117	72
	6.4 Argilla	0.7	27	17.3				32.29		4.7	0.117	71
	6.6 Argilla	0.7	27	17.3				32.1		4.7	0.117	71
	6.8 Argilla	0.8	33	17.5				37.4		5.5	0.122	83
	7 Argilla	0.8	33	17.6				37.2		5.5	0.122	83
	7.2 Argilla	0.8	40	17.8				37		5.4	0.133	81
	7.4 Argilla limosa	0.8	27	17.4				36.79		5.4	0.111	81
	7.6 Argilla limosa	1.1	40	17.8				53.3		7.9	0.115	119
	7.8 Torba	0.8	53	18.2				36.4		5.4	0.155	81
	8 Torba	0.7	47	18				30.7		4.5	0.155	68
	8.2 Sabbia limosa	1	27	17.5	11	28	28		4	5.6		185
	8.4 Torba	0.8	53	18.2				35.79		5.3	0.155	80
	8.6 Argilla	0.9	40	17.9				41.2		6.1	0.126	92
	8.8 Torba	0.7	60	18.4				35.9		4.4	0.181	66
	9 Sabbia limosa	1.2	27	17.6	12	28	28		4.8	6.6		204
	9.2 Torba	0.9	67	18.6				40.6		6	0.165	90
	9.4 Torba	0.7	47	18.2				35.1		4.3	0.155	65
	9.6 Torba	0.9	53	18.4				40.2		5.9	0.145	89
	9.8 Argilla limosa	1.2	47	18.2				56.7		8.4	0.118	126
	10 Argilla	1.5	67	18.6				73.09		10.8	0.126	162
	10.2 Argilla limosa	2	80	18.9				100.7		14.9	0.12	224
	10.4 Argilla limosa	2.3	93	19.1				117.2		17.3	0.12	260
	10.6 Torba	1.6	113	19.3				78.09		11.5	0.161	173
	10.8 Torba	0.9	60	18.6				39		5.7	0.155	86
	11 Torba	0.9	60	18.6				38.79		5.7	0.155	86
	11.2 Argilla	1.1	47	18.4				49.7		7.3	0.123	110
	11.4 Argilla limosa	1.5	47	18.4				71.7		10.6	0.108	159
	11.6 Torba	1.2	73	18.9				54.9		8.1	0.148	122
	11.8 Argilla limosa	1.9	73	18.9				93.5		13.8	0.118	207
	12 Argilla limosa	2.9	93	19.2				148.9		22.1	0.109	332
	12.2 Argilla	2.9	140	19.7				148.69		22	0.131	330
	12.4 Argilla limosa	3	133	19.6				154.1		22.8	0.126	342
	12.6 Sabbia limosa	3.1	80	19.1	25	32	30.7		10.8	15.2		314
	12.8 Sabbia limosa	3.1	67	18.9	25	32	30.8		10.8	15.2		317
	13 Sabbia limosa	2.3	60	18.8	18	31	31		9.2	11.9		297
	13.2 Sabbia limosa	2.3	53	18.7	18	31	31		9.2	11.9		300
	13.4 Sabbia limosa	2.2	60	18.8	17	30	30		8.8	11.4		299
	13.6 Argilla limosa	1.9	80	19.1				91.7		13.6	0.123	204
	13.8 Argilla	1.4	60	18.8				63.8		9.4	0.124	141
	14 Argilla limosa	2.2	73	19.1				108		16	0.111	240
	14.2 Sabbia limosa	2.8	80	19.2	22	31	30.3		11.2	14		329
	14.4 Sabbia	2.9	60	18.9	22	31	30.3		11.6	14.5		334
	14.6 Sabbia limosa	2.9	67	19	22	31	30.3		11.6	14.5		337
	14.8 Sabbia	2.8	53	18.8	22	31	30.3		11.2	14		337

z	litologia	Qc (MPa)	fs (kPa)	gamma	ld (%)	Angolo d'attrito		Su (kPa)	E (MPa)	M (MPa)	Cc (-)	Go (MPa)
						picco (°)	volume costante (°)					
	0.2 Torba	1.8	147	16.7				99.6		14.7	0.175	221
	0.4 Torba	1.4	153	17.2				77.2		11.4	0.212	171
	0.6 Argilla	1	147	17.4				54.7		8.1	0.262	122
	0.8 Torba	1.2	127	17.5				65.7		9.7	0.207	146
	1 Torba	0.9	87	17.3				48.8		7.2	0.195	108
	1.2 Sabbia limosa	1.2	33	16.5	21	35	33.5		4.8	6.3		87
	1.4 Torba	0.7	47	16.9				37.29		5.5	0.155	83
	1.6 Sabbia limosa	0.8	20	16.1	13	32	32		3.2	4.5		85
	1.8 Argilla	0.7	33	16.7				36.9		5.4	0.13	81
	2 Sabbia limosa	0.9	20	16.2	14	32	32		3.6	5		94
	2.2 Torba	0.7	40	17				36.5		5.4	0.143	81
	2.4 Argilla	0.9	40	17				47.4		7	0.126	105
	2.6 Sabbia limosa	1	27	16.6	15	32	32		4	5.5		107
	2.8 Argilla limosa	1.1	33	16.9				58.1		8.6	0.107	129
	3 Sabbia	1.4	27	16.7	19	33	32.2		5.6	7.3		123
	3.2 Sabbia limosa	2.4	60	17.6	32	36	32.7		9.6	11.6		145
	3.4 Torba	1.9	133	18.5				101.9		15.1	0.16	227
	3.6 Sabbia	2.2	33	17.1	29	35	32.3		8.8	10.8		149
	3.8 Argilla	0.8	33	17.1				40.4		6	0.122	90
	4 Torba	0.5	27	16.9				23.6		3.4	0.137	51
	4.2 Torba	0.5	27	17				23.4		3.4	0.137	51
	4.4 Argilla	0.4	13	16.3				21.1		2.6	0.111	39
	4.6 Argilla limosa	0.7	20	16.7				34.1		5	0.105	75
	4.8 Torba	0.4	27	17				20.7		2.5	0.155	38
	5 Torba	0.4	20	16.8				20.39		2.5	0.133	38
	5.2 Argilla	0.5	20	16.8				22.4		3.3	0.12	50
	5.4 Argilla	0.6	27	17.1				27.7		4.1	0.126	61
	5.6 Torba	0.6	40	17.6				27.5		4	0.155	60
	5.8 Sabbia limosa	1.9	47	17.8	21	33	32.1		7.6	9.8		181
	6 Sabbia	1.5	27	17.2	16	31	31		6	8		173
	6.2 Sabbia limosa	1.4	33	17.5	16	31	31		5.6	7.5		173
	6.4 Argilla limosa	0.9	27	17.3				43.4		6.4	0.106	96
	6.6 Torba	0.6	53	18				26.5		3.9	0.185	59
	6.8 Torba	0.6	40	17.7				26.3		3.9	0.155	59
	7 Argilla	0.6	27	17.3				31.3		3.8	0.126	57
	7.2 Torba	0.7	40	17.8				31.5		4.6	0.143	69
	7.4 Argilla	1	40	17.8				47.9		7.1	0.12	107
	7.6 Argilla	1.1	53	18.1				53.3		7.9	0.131	119
	7.8 Torba	0.6	60	18.3				30.4		3.7	0.2	56
	8 Argilla	0.8	33	17.7				36.2		5.3	0.122	80
	8.2 Argilla	0.9	40	17.9				41.6		6.1	0.126	92
	8.4 Argilla	0.9	40	17.9				41.4		6.1	0.126	92
	8.6 Argilla	0.8	40	17.9				35.6		5.2	0.133	78
	8.8 Argilla	1	47	18.1				46.5		6.9	0.129	104
	9 Argilla	1.3	53	18.3				63		9.3	0.121	140
	9.2 Torba	1.1	73	18.7				51.7		7.6	0.155	114
	9.4 Torba	0.8	73	18.7				34.79		5.1	0.188	77
	9.6 Argilla	1.3	60	18.5				62.4		9.2	0.128	138
	9.8 Argilla	1.6	73	18.7				78.9		11.7	0.127	176
	10 Argilla	1.8	107	19.2				89.8		13.3	0.145	200
	10.2 Argilla	2.3	113	19.3				117.4		17.4	0.132	261
	10.4 Argilla	2.1	113	19.3				106.1		15.7	0.138	236
	10.6 Argilla	1.5	93	19.1				72.5		10.7	0.149	161
	10.8 Torba	0.9	73	18.8				39		5.7	0.175	86
	11 Argilla	1.1	53	18.5				49.9		7.4	0.131	111
	11.2 Argilla limosa	1.4	47	18.4				66.4		9.8	0.111	147
	11.4 Argilla	1.1	53	18.5				49.5		7.3	0.131	110
	11.6 Argilla	1.2	67	18.8				54.9		8.1	0.14	122
	11.8 Argilla limosa	2.2	73	18.9				110.2		16.3	0.111	245
	12 Argilla limosa	2.8	113	19.4				143.3		21.2	0.12	318
	12.2 Argilla	2.7	133	19.6				137.6		20.4	0.132	306
	12.4 Argilla limosa	2.7	127	19.6				137.4		20.4	0.129	306
	12.6 Sabbia limosa	2.8	87	19.2	23	32	31.1		11.2	14		306
	12.8 Sabbia limosa	2.6	67	18.9	21	31	30.4		10.4	13.2		303
	13 Argilla	1.9	87	19.2				92.3		13.7	0.127	206
	13.2 Sabbia limosa	2.4	73	19	19	31	30.8		9.6	12.2		303
	13.4 Sabbia limosa	2.3	53	18.7	18	30	30		9.2	11.9		302
	13.6 Argilla limosa	1.6	53	18.7				75.09		11.1	0.111	167
	13.8 Argilla limosa	1.5	53	18.7				69.3		10.2	0.114	153
	14 Sabbia limosa	2.4	60	18.8	18	30	30		9.6	12.4		314
	14.2 Argilla limosa	2.7	120	19.7				135.6		20.1	0.126	302
	14.4 Argilla limosa	2.7	100	19.5				135.4		20.1	0.116	302
	14.6 Sabbia limosa	3	67	19	23	32	31.2		12	14.7		340
	14.8 Sabbia limosa	3.1	67	19	24	32	31		10.8	15.2		346

1.3. METODO D'INDAGINE rilievo sismico Masw

Nel mese di Maggio 2018, è stata effettuata una indagine sismica tipo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Waves), in merito allo studio per la costruzione di un edificio industriale.

La prova è stata ubicata in base alle possibilità operative come indicato in Fig. 3 sopra esposta e nella scheda allegata a fine testo.

L'indagine MASW è indirizzata a misurare le velocità delle onde sismiche (V_s) del sottosuolo e la valutazione del parametro $V_{s,30}$ come prescritto da:

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003
- D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Si ricorda che la normativa (par. 3.2.2 NTC18) richiede l'effetto della risposta sismica locale valutata mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. dell'NTC18.

All'interno del territorio nazionale sono state individuate 4 zone sismiche, contraddistinte dal valore a_g dell'accelerazione di picco al suolo, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (v. Allegato 1 ord. 3274 del 2003 e succ. modifiche). La classificazione del suolo (tabella 3.2.II) è invece convenzionalmente eseguita sulla base delle condizioni stratigrafiche e della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Caratteristiche attrezzatura

Le indagini in sito sono state eseguite utilizzando un sismografo multicanale ad incrementi di segnale, della P.A.S.I. mod. 16SG24 a 24 canali. Le specifiche tecniche dello strumento sono:

-processore:	Pentium 200 MMx Intel,	
-Trattamento dati:	Floating Point 32-Bit,	
-Ambiente operativo:	Windows XP	
-Canali:	24	
-Display:	VGA colori LCD_TFT 10,4"	
-Supporto memorizz.:	Hard Disk 2,1 Gb	
-Risoluzione acquisizione:	6/24 bit	
-Sonde ambiente interne:	temperatura, umidità relativa	
-Formato dati:	Pasi (.osv) e SEG-2 (.dat),	
-Durata acquisizioni:	Rifrazione, 32÷2048 ms	Riflessione, 32÷16384 ms,
-Tempi campionamento:	da 16 µs a 2 ms	
-Filtri digitali:	Passa alto (25÷400 Hz)	Passa Basso (100÷250 Hz) Notch (50÷180 Hz)
-Attivazione filtri:	in acquisizione o manualmente	
-Trigger:	inibizione impulsi dovuti a rimbalzi	

Altra strumentazione:

- 24 geofoni da 4,5 Hz
- un cavo con lunghezza 65 m per collegare in serie i geofoni
- Sorgente impulsiva: mazza battente da 10 Kg con piastra metallica 15x15 cm su cui battere, da disporre sul terreno.
- Bindella metrica per posizionare i ricevitori.

Metodologia d'indagine MASW

L'indagine sismica di tipo MASW, consente la determinazione diretta della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio - onde Sh/Sv) dei terreni del sottosuolo in esame in modo da ottenere una corretta caratterizzazione della categoria sismica del sottosuolo dell'area in oggetto (V_{s30}). L'indagine sismica adottata, Masw (in sismica attiva) è stata scelta in funzione delle limitazioni che affliggono in genere misure di onde Sh in metodi a rifrazione tradizionali (come ad es. difficoltà di generazione di onde polarizzate Sh o inversioni di velocità identificabili con difficoltà e/o valutabili con costosi lunghi ed impegnativi metodi sismici in foro es. Cross-Hole e Down-Hole).

La tecnica sismica Masw, è stata ampiamente testata (perfezionata già dal 1999) ed è contemplata fra le indagini per la definizione rigorosa del profilo di Vs per caratterizzazione sismica del sito (*NTC-08 e ad es. Lai, Foti e Rota "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione - IUSS Press Eucentre 2009*) e risulta migliore per la caratterizzazione del primo sottosuolo; le tecniche basate su utilizzo di registrazioni di microtremiti di origine naturale e/o antropica (tecniche passive) possono caratterizzare infatti il sottosuolo più in profondità, da diverse decine, sino alle volte, anche a centinaia di metri (*Lai et alii - IUSS Press Eucentre 2009*) ma con minor risoluzione per la zona prossima alla superficie che invece più ci interessa. Inoltre diversi autori (*Lachet e Bard 94, Bard 99, De Ferrari et alii - Università studi di Genova 2008*), segnalano che sistemi d'acquisizione in sismica passiva sono poco idonei per terreni alluvionali, in quanto l'utilizzo di tecniche passive, è possibile o consigliabile nel caso di:

- intenso "rumore antropico" (che impedisce o maschera l'acquisizione dei dati in sismica attiva)
- discreto contrasto di impedenza sismica (>2,5-3) fra il substrato (sismico) ed il materasso alluvionale sovrastante
- è importante l'interramento del sensore sismico passivo (per migliorare l'accoppiamento sensore-terreno), quindi altri autori (*Konno e Ohmachi 98, Bard 99, Bindi et alii 2000, Parolai et alii 2002*) consigliano di evitare terreni caratterizzati da: erba, fango, terreno saturo, neve, ghiaccio, materiali incoerenti in superficie (ghiaia, ciottoli, quindi piazzali rilevati ecc.), coperture artificiali con piastrelle, superfici sintetiche, ecc.

Valutando le sopracitate motivazioni per caratterizzare il sottosuolo dal punto di vista del profilo Vs/profondità è stata realizzata una prospezione Masw, (rilevazione onde di Rayleigh - tecnica in sismica attiva).

Dal punto di vista operativo l'indagine è stata eseguita stendendo lungo una linea 24 ricevitori (geofoni), ad una distanza intergeofonica costante ed energizzando ad una estremità dello stendimento con una mazza su una piastra di alluminio. La distanza tra il punto di energizzazione e il primo geofono è denominata "offset".



Fig. 4 Schema illustrativo prova Masw

La linea Masw eseguita, per le possibilità operative presenti in corrispondenza del sito di intervento, presenta (Compreso il punto di shot) la con geometria come sotto indicato:

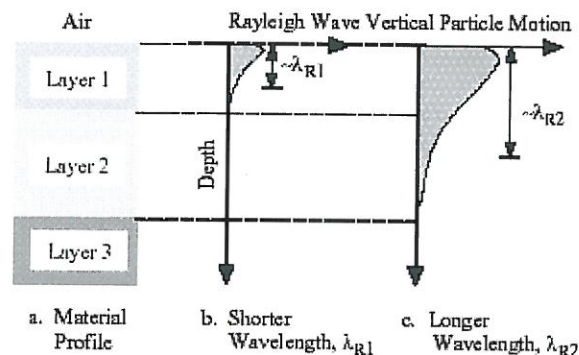
- Numero geofoni 24
- Distanza Intergeofonica 2,0 m
- Lunghezza stendimento geofonico 46 m
- Distanza punto di shot da ultimo geofono "offset" 10 m
- Lunghezza complessiva 56 m

Si ricorda che data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 20 Hz), la tecnica di acquisizione per onde di superficie necessita di geofoni (ad asse verticale) con frequenza di taglio non superiore a 4,5 Hz.

Quindi le basi teoriche della tecnica di Acquisizione delle Masw, (analisi ed elaborazione delle onde di superficie di Rayleigh) sono completamente diverse dalle onde P od S degli stendimenti di simica a riflessione o rifrazione). Perciò nell'acquisizione con tecnica Masw, non è possibile caratterizzare la tecnica con un classico coefficiente geometrico che esprime la profondità di investigazione in funzione della lunghezza della stesa sismica, (come nella riflessione o nella rifrazione), ove infatti le metodiche di interpretazione si basano sui tempi di arrivo ai geofoni delle onde riflesse o rifratte (quindi si misurano dei tempi). Nella tecnica Masw non si misurano dei tempi, ma viene eseguita una trattazione spettrale dei sismogrammi e mediante trasformata di Fourier si restituisce lo spettro del segnale sismico nel dominio frequenza (f) n° d'onda (k) detto anche dominio f-k. La lunghezza dello stendimento dipende sia dal numero di ricevitori utilizzabili, sia dallo spazio disponibile.

Normalmente si dispongono i ricevitori ad interasse costante compreso tra 0,5 m e 3,0 m. (con array a parità di numero di ricevitori un interasse di 3,0 m consente di avere uno stendimento di ricevitori più lungo e quindi una maggiore risoluzione della curva di dispersione lungo la coordinata numero d'onda k; tuttavia si riduce il numero d'onda di Nyquist oltre cui non si ha certezza sull'affidabilità del segnale misurato.

Viceversa un interasse piccolo può essere necessario in piccoli spazi e consente un intervallo più ampio di numeri d'onda, ma comporta una minore risoluzione della curva di dispersione lungo i numeri d'onda.



La profondità investigata dalle onde di Rayleigh dipende più propriamente dalla lunghezza d'onda, dalla velocità delle onde di taglio Vs e dalla frequenza. (Stokoe II and Santamarina, 2000).

La relazione quindi che meglio consente di valutare la profondità di indagine di un'indagine masw, è legata più che alla dimensione dello stendimento, al valore della Vs assegnata ad una determinata profondità z dal piano campagna, calcolata in funzione della lunghezza d'onda, cioè:

$$z = \frac{\lambda}{(1,5 / 2,0)}$$

Dalle tecniche di analisi-interpretazione (analisi spettrale), mediante utilizzo del software (SWAN® vers. 2008) in seguito descritta più in dettaglio, dal grafico "Experimental Dispersion Curve" (dominio Frequenza-Velocità) è possibile ottenere la lunghezza d'onda delle onde di Rayleigh, analizzate nell'indagine eseguita, che per il sito in esame risultano avere una lunghezza d'onda $\lambda \approx 55$ m, ed in base alla formulazione sopra indicata, se ne può dedurre una profondità di indagine pari a circa 27.5/37 m.

inoltre si evidenzia che:

Con la tecnica Masw (indagine sismica non invasiva di superficie) si ottiene una modellazione del sottosuolo, basandosi sulla propagazione delle onde di Rayleigh, oggi realizzata mediante approcci multi stazioni, che risultano robusti ed efficienti (Foti, 2000; Lai e Wilmanski, 2005) rispetto ai primi approcci del metodo, che si basavano essenzialmente su 2 ricevitori (Prova Sasw - Stoke et al., 1994).

Queste prove (masw-sasw) sfruttano la proprietà della dispersione geometrica, che rende la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh (V_R) dipendente dalla frequenza di eccitazione in mezzi verticalmente eterogenei.

L'onda di Rayleigh, costituisce un particolare tipo d'onda sismica ed è facilmente individuabile in quanto ha una velocità differente dai treni d'onda delle onde P ed S risultando più lenta anche di queste ultime, con una velocità di propagazione $V_R \approx 0,9 \div 0,96 V_s$ (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO)

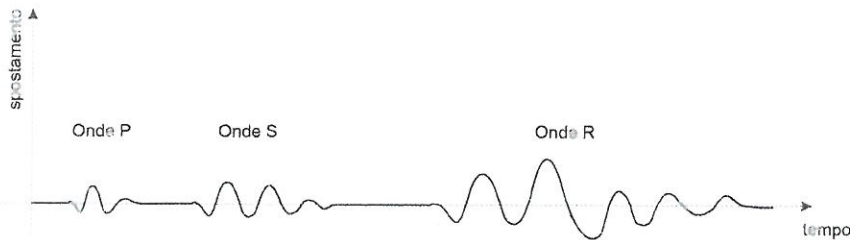


Fig. 5: sismogramma che evidenzia l'arrivo distinto di onde P, S e di Rayleigh (da Crespellani e Facciorusso "Dinamica dei terreni")

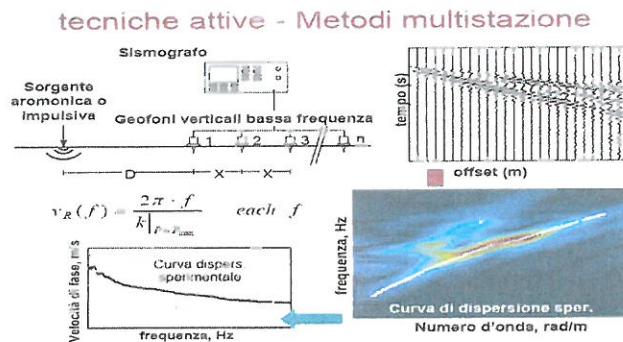
L'onda di Rayleigh si trasmette infatti sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo ed è il risultato dell'interferenza e della combinazione d'onde sismiche di pressione (P-waves) e onde di taglio polarizzate verticalmente (SV-waves).

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione (piccolo sisma) e nel registrare le vibrazioni prodotte sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

Il profilo di Vs viene determinato attraverso la soluzione di un problema matematico di inversione della curva di dispersione (V_R in funzione della frequenza).

In un mezzo reale stratificato avviene una dispersione delle onde prodotte; in altre parole, una deformazione del treno d'onda, dovuto alla variazione della velocità di propagazione, con la frequenza, che varia in relazione alle caratteristiche di "rigidezza" di ogni singolo strato.

Nella figura sotto esposta (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO) è ben riassunto il processo di acquisizione ed il passaggio alla curva di dispersione:



Gli elementi a bassa frequenza penetrano quindi più in profondità, con velocità di fase in genere più alta, rispetto alle componenti ad alta frequenza.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, visualizzato dai grafici $V(fase)/f(frequenza)$, tramite elaborazioni e programmi dedicati, è convertito in profili V_s / profondità.

Interpretazione dati acquisiti

L'interpretazione delle tecniche di rilievo sismico MASW traggono spunto come sopra accennato dalle prime tecniche studiate da Nazarian e Stokoe (1984-94) che per primi hanno presentato il metodo SASW che utilizzava una sorgente d'impulso e 2 soli sismometri di rilevazione (1 Hz).

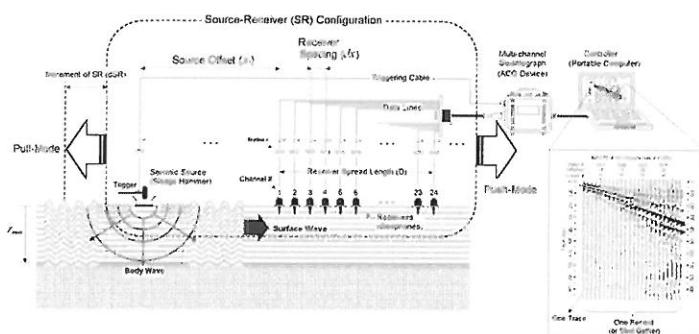
Tale tecnica come d'altronde anche la Masw, è basata sul fatto che osservando il segnale che si propaga nel suolo a seguito di una energizzazione, è notorio che la quasi totalità dell'energia (circa 2/3 o più) si propaga tramite onde superficiali (onde di Rayleigh).

A tale scopo Park et Alii (1999) hanno studiato e sviluppato il metodo MASW, per sopperire alle difficoltà d'applicazione, della tecnica Sasw in diverse situazioni.

La differenza principale è l'utilizzo simultaneo di 24 (o più) geofoni (sismometri polarizzati verticalmente - frequenza massima 4,5 Hz) per consentire di ricavare numerosi profili di velocità V_s , ricavati dallo studio delle velocità di fase, dei numerosi treni d'onda di Rayleigh che sono registrati ai sismometri.

I geofoni possono essere spazati da 0,5 sino ad un massimo di circa 2-3 m e forniscono una ridondanza statistica delle misure delle velocità di fase, avvalorandone quindi la veridicità (rispetto al metodo Sasw che si basava solo su di un'unica misura).

Le tracce dei sismogrammi, possono essere salvate nel dominio temporale, permettendo quindi di distinguere ed evidenziare (nel record di registrazione) le onde di Rayleigh, caratterizzate da elevata ampiezza di segnale (la quasi totalità dell'energia prodotta si ripartisce nelle onde di Rayleigh).



Dal sismogramma tramite una trasformata nel dominio, **frequenza (f) – numero d'onda (k)**, le tracce cui corrispondono i massimi spettrali (senza trascurare i modi superiori se presenti) si può così risalire alla curva di dispersione (cioè un grafico ampiezza/frequenza) mediante la relazione:

$$V_R(f) = f/k.$$

che consente di individuare il segnale proprio, relativo alle onde superficiali che interessano tale metodologia.

Il processo iniziale di individuazione della curva di dispersione caratteristica del sito in esame, è ottenuto tramite il software (**SWAN®** vers. 2008) seguito poi da una fase di elaborazione-interpretazione, eseguendo una "analisi spettrale" si procede sostanzialmente nella risoluzione del cosiddetto problema inverso: a partire dalla curva di dispersione misurata in situ, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri sismici, secondo il seguente schema:

- Concatenazione dei file contenenti i record di registrazione in situ.
- fase di pre-processing per "ottimizzare" i record stessi in modo da migliorare la qualità dell'interpretazione cioè eventuale filtraggio o "pulizia" dei dati grezzi.
- Passaggio dal sismogramma al dominio spettrale mediante trasformata FK.
- Picking dei punti dello spettro per ottenere la curva di dispersione sperimentale; la procedura consiste nel trovare per ogni frequenza dei massimi assoluti/relativi dello spettro FK, finalizzata alla individuazione del modo fondamentale di propagazione dell'onda (ovvero quello a velocità minore), senza trascurare (analisi multimodale) di ricercare anche eventuali modi superiori.
- Estrazione curva di dispersione sperimentale mediante la procedura sopra indicata dallo spettro FK.
- Inversione: tale procedura è avviata allo scopo di ottimizzare un modello stratigrafico che sia relativo e sovrapponibile alla curva di dispersione sperimentale propria del sito; in tale procedura il programma **SWAN®** utilizza una tecnica di inversione lineare tipo OCCAM che presenta il vantaggio di minimizzare l'errore quadratico medio tra dati sperimentali e dati teorici. In linea generale come in gran parte dei processi di inversione (definiti "try and error") l'inversione viene fermata quando un determinato parametro, definito ϵ (cioè la differenza fra dato osservato e dato calcolato) è in genere $< 2-3\%$. L'inversione OCCAM, utilizzando differenze quadratiche medie, da risultati ancora migliori, di una inversione lineare classica, dato che quando si raggiunge lo stop dell'inversione (ϵ_{MIN}) cioè un valore percentualmente molto piccolo, la sovrapposizione delle curve è davvero buona.

- Fase di ottimizzazione e di taratura della curva teorica, realizzata contestualmente alla procedura d'inversione, con inserimento (eventuale) di strati sino ad un massimo di 30, assegnazione di moduli di Poisson e taratura dello spessore degli strati mediante confronto con prove dirette (prove penetrometriche, stratigrafie di sondaggio, colonne di perforazioni di pozzi ecc.) ed eseguendo ulteriori processi di inversione allo scopo di raffinare il risultato ottenuto, cioè una curva di dispersione teorica finale molto ben sovrapposta a quella sperimentale.

L'obiettivo finale cioè l'ottenimento di un profilo verticale delle Vs, minimizzando le imprecisioni (risultati random), ottenendo quindi un modello ad elevata attendibilità e fortemente rappresentativo, mediante le tarature, del reale profilo Vs/profondità del sito in analisi, come d'altronde suggerito anche da ricercatori in ambito geofisico (es. Dal Moro et alii Gruppo Esplor. Geofisica - Dip. Geol e Scienze Marine Univ. Trieste "cosa migliore è confrontare lo spettro di velocità osservato, con le curve teoriche di dispersione di un modello che riteniamo plausibile per l'area sotto esame.").

Considerazioni sulle tecniche di inversione:

- Le tecniche d'inversione possono fornire soluzioni non univoche, ma proprio ovviare a questa possibilità, si eseguono TARATURE, con dati reali del sito (prove cpt, stratigrafie ecc.) utilizzando anche parametri che esprimono la "rigidezza" degli strati individuati (es. coeff. Poisson), proprio per indirizzare l'inversione verso un modello molto vicino a quello reale.
- La funzione obiettivo (il misfit tra dato osservato e dato calcolato) è prossima a zero, solo in caso ideale in assenza di rumore; per questo motivo il sismogramma può essere trattato o filtrato per ridurre al minimo od eliminare eventuali rumori o disturbi esterni, che non hanno nulla a che fare con l'onda sismica che stiamo analizzando.
- E' fuorviante e sbagliato attribuire una percentuale di errore eseguendo una operazione di alterazione delle velocità sismiche, ottenute dall'esecuzione dei dettagliati processi di inversione sopra esposti (esempio attribuendo un errore globale del $\pm 10\%$, quindi alterando ad es. le velocità sismiche ottenute moltiplicando $\cdot 0,9$ le Vs dei singoli strati), perché in tal modo si **vanificherebbe** completamente l'elaborazione Masw, che è stata fatta con cura ed esperienza secondo principi codificati e consolidati. Infatti ipotizzando possa esistere un modello Vs/profondità analogo a quello definito con l'interpretazione corretta della prova Masw, ma con velocità alterate (cioè diminuite/aumentate del 10%) si otterrebbe un **Mach** fra curva sperimentale e teorica **completamente non attendibile**. A titolo di esempio si allegano alcune figure che illustrano tale erronea operazione di alterazione delle Vs calcolate.

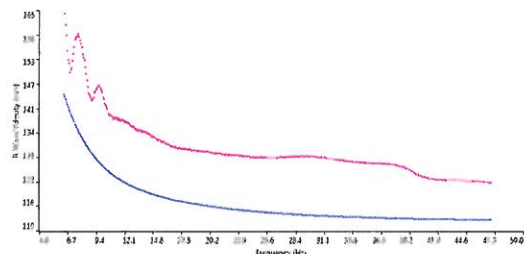
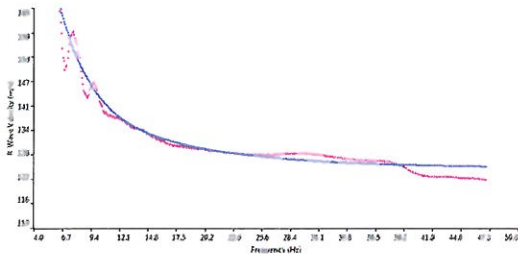


Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica (blu) ottenuta dal processo inversione Masw dominio frequenza/velocità. Si noti la quasi perfetta corrispondenza del fitting fra le due curve

Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica "alterata" modificando le Vs diminuendole erroneamente del 10% (blu) dominio frequenza/velocità. Si noti la completa "sfasatura" della curva teorica sinonimo di un allontanamento dalla reale stratigrafia sismica che caratterizza il sito quindi un modello NON ACCETTABILE

Le curve di dispersione sopra esposte sono da considerare indicative e non riferite alla indagine Masw della presente relazione; sono riferite ad un generico sito con una stratificazione di 5 strati, mantenuti identici nelle 2 simulazioni, con analoghi coefficienti di Poisson assegnati (variabili fra 0.45-0.48) e VS30≈190 m/sec (grafico a sinistra) e VS30≈170 m/sec (grafico a destra).

1.4. Categorie di suolo di fondazione (Azione sismica di progetto V_{s30})

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come previsto da art. 3.2 del DM 17-1-18) sono stati esaminati i dati ottenuti da prospezioni sismiche di superficie, nel rispetto de art. 3.2.2 del NTC-18 che prescrive "I valori di V_s devono essere ottenuti mediante specifiche prove", per la caratterizzazione del sottosuolo basata sulla misura diretta dei valori della velocità media delle onde di taglio V_s .

Da tale analisi (metodo sismico attivo-MASW onde Rayleigh) si rileva un tendenziale progressivo lento incremento con la profondità dei relativi valori di velocità delle onde V_s , di seguito riassunti:

1° strato: velocità media onde V_s	115 m/sec	spessore medio 1,55 m
2° strato: velocità media onde V_s	130 m/sec	spessore medio 4,45 m
3° strato: velocità media onde V_s	160 m/sec	spessore medio 4.80 m
4° strato: velocità media onde V_s	196 m/sec	spessore medio 6.40 m
5° strato: velocità media onde V_s	248 m/sec	spessore medio 5.20 m
6° strato: velocità media onde V_s	325 m/sec	spessore medio $\geq 7,60$ m

In base a quanto sopra, la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 17-1-18), ai vari strati sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità V_s direttamente misurate, consentendo di ottenere la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s) dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove:

h_i = spessore dello strato i-esimo

$V_{s,i}$ = velocità onde S nello strato i-esimo

N = numero strati considerati

H = profondità del substrato, caratterizzato da $V_s \geq 800$ m/s

Poiché nella zona in esame la profondità H del substrato è superiore a 30 m la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è stata definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ nella formula suddetta, ed ottenendo la $V_{s,30}$, cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Si è quindi ottenuto in base ai dati sopra esposti, ed in considerazione di quanto previsto da art. 3.2.2 NTC18, "Per le fondazioni superficiali la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse,", quindi IPOTIZZANDO il piano di posa fondale al almeno -0.80 m da pc:

Prospezione MW_via Argine

$$V_{s30} = 194 \text{ m/sec (da -0.0 a -30.0 m)}$$

$$\boxed{V_{s30} = 200 \text{ m/sec (da -0.8 a -30.8 m)}}$$

In relazione a quanto sopra ed in particolare a quanto riportato in premessa del capitolo Indagine geognostica, è competenza del progettista valutare l'applicabilità della Tab. 3.2.II per la definizione del azione sismica come indicato in art. 3.2.3 NTC18.

1.5. Suscettività alla liquefazione dei terreni del sottosuolo

Nel sito in esame nel contesto della presente analisi, si è sviluppato il calcolo di verifica liquefacibilità, prendendo in considerazione le cpt, eseguite in corrispondenza dell'area di prevista edificazione.

A tale scopo si ricorda che:

- in un terreno saturo **non coesivo** può verificarsi in caso di sisma l'aumento della pressione interstiziale,
- possono quindi generarsi deformazioni permanenti significative od addirittura l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno (liquefazione)
- nel caso di fondazioni superficiali, la probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o NULLA e la verifica a liquefazione può essere omessa (art. 7.11.3.4.1 NTC-18) se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:
 - 1) accelerazione massima attesa al pc in assenza di manufatti (condizione free-field) < 0.1g
 - 2) per fondazioni superficiali se il terreno sabbioso (quindi saturo) è presente a prof. maggiore di 15 m (cioè profondità della falda media stagionale > 15 m da pc, vedi anche norme AGI/05 cap.7.3).
 - 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60 > 30 oppure qc1N > 180 dove N1(60) e qc1N sono il valore della resistenza N_{spt} penetrometrica da prove SPT o il valore della resistenza da prove penetrometriche statiche (Cone Penetrometer Test) normalizzato per uno sforzo efficace di confinamento (profondità) pari a 100 KPa;
 - 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in fig. 7.11.1 (a) e (b) del NTC-18 nel caso di terreni con coeff. U_c rispettivamente < 3,5 o > 3,5.

In relazione alle prove effettuate ed alle sequenza Litotecnica riscontrata, nel sottosuolo NON sono presenti livelli continui, classificabili come richiede art. 7.11.4.3 del NTC-18 cioè:

"strati **estesi** o lenti **spesse** di sabbie sciolte sotto falda...", sono unicamente presenti alcune discontinue intercalazioni limose o subordinatamente limoso-sabbioso.

La verifica quantitativa di suscettibilità alla liquefazione potrebbe quindi essere omessa, in base a quanto sopra, ma a favore di sicurezza ed a maggior tutela, è stata comunque sviluppata sulle 2 verticali di prova sino a -15 m.

In base ai dati di magnitudo rilevati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI04-emidius INGV), per la zona di Bagnolo in P. con un raggio di 50 Km di ricerca sono noti valori medi M_w variabili fra 4,5÷5,2 con episodi max con M_w=5,44 (Correggio 96) o 5,85 (App. modenese 1501) od ancora 5.81 (Ferrara 1346). Inoltre si fa anche riferimento alla recente crisi sismica avvenuta in Pianura Padana nel 2012, che se ancora non inclusi nel catalogo, ha prodotto eventi sismici che hanno raggiunto magnitudo momento M_w=5.65/5.9.

Verifica QUANTITATIVA liquefazione

Per la verticale di prova sopra detta si è eseguita la verifica NUMERICA QUANTITATIVA per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione.

Dall'analisi dei log penetrometrici si è calcolata la risposta dei terreni in sollecitazione dinamica, per un'accelerazione max orizzontale al suolo, che per la zona di via Argine 28 a Correggio, come si deduce dal calcolo sismico degli effetti di sito (amplificazione approccio semplificato da NTC), per il punto di esecuzione della indagine sismica di coordinate WGS84 pari a 44.750515 e 10.763541, risulta corrispondente a:

SLATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T _C [s]
SLO	30	0.044	2.494	0.250
SLD	50	0.055	2.500	0.255
SLV	475	0.155	2.510	0.275
SLC	875	0.207	2.503	0.278

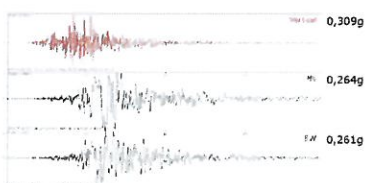
(con cat. suolo C e classe uso II= "edifici con normali affollamenti senza contenuti pericolosi e senza funzioni pubbliche,... " par. 2.4.2 NTC18), risulta assumibile una accelerazione al suolo orizzontale pari a :

$$a_{max} = 0.22g$$

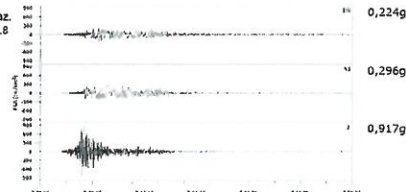
A scopo di confronto, sono sotto indicati i valori di a_{max} osservati durante l'ultima crisi sismica padana, registrati alla stazione RAN di Mirandola – MRN, (ubicata circa 13.4 Km dall'epicentro del 20-5-12 e 4 Km da quello del 29-5-12).

Le accelerazioni orizzontali registrate sono risultate rispettivamente:

Registrazione RAN, staz. Mirandola, 20/5/2012, M_w=5.9 ~13 km dall'epicentro



Registrazione RAN, staz. Mirandola, 29/5/2012, M_w=5.8 ~4 km dall'epicentro



- $a_{max}=0,264_{(N-S)} \cdot 0,261_{(E-W)}g = 0.262g$ (evento del 20-5-12 $M_w=5,9$)
- $a_{max}=0,296_{(N-S)} \cdot 0,224_{(E-W)}g = 0.257g$ (evento del 29-5-12 $M_w=5,8$).

Metodo Seed-Idriss

Per l'unico livello (a struttura lenticolare) sabbioso limoso, presente nella verticale sopra esposta, si è utilizzato il metodo originariamente sviluppato da Seed e Idriss (1971) che considera il parametro CSR "domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma" e parallelamente in relazione a procedure basate su prove CPT - SPT e/o eventualmente sulla velocità delle onde di taglio (V_s), consente la stima del valore CRR "capacità di resistenza del terreno alla liquefazione".

Dal rapporto fra questi parametri si ottiene un valore numerico, del potenziale di liquefazione tramite il coefficiente di sicurezza FS_L :

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \times MSF$$

ove MSF = *fattore di scala in funzione della magnitudo attesa*

Valutazione domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR (Cyclic Stress Ratio)

Tale metodo, basato inizialmente su studi di Seed e Idriss, è stato ulteriormente perfezionato nel tempo da diversi autori (Youd e Idriss-97, Youd et alii-2001, Finn-2002).

La procedura codificata, consiste nel valutare dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno, alla profondità in analisi, corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione, che diminuisce con la profondità r_d , e consente di ottenere il valore di CSR mediante la relazione:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

per profondità	$z \leq 9.15$ m	$rd = 1 - 0.00765 \cdot z$
mentre	$9.15 < z \leq 23$ m	$rd = 1.174 - 0.0267 \cdot z$
(con z= prof in metri da pc)		

dove:

0.65= fattore peso introdotto da Seed che tiene conto del numero di sforzi ciclici richiesti per produrre lo stesso aumento di pressione dei pori per irregolare movimento del terreno durante il sisma.

σ_{v0} = tensione verticale totale

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

a_{max} = accelerazione massima alla superficie

g = accelerazione di gravità (pari a 9,81 m/sec²)

r_d = fattore riduzione delle tensioni alla prof di calcolo

Valutazione capacità di resistenza alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Sono diverse le formule per calcolare la CRR, proposte da diversi autori negli anni, fra cui anche sistemi empirici semplificati ed abachi.

La formula più classica, testata negli anni e contenuta nelle recenti norme AGI "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica (Linee guida marzo 2005) associa a valori di resistenza alla penetrazione 'normalizzata' (prove CPT), il valore di CRR secondo le formule di Robertson e Wride (1998) in funzione del contenuto in materiali fini e per un terremoto di magnitudo 7,5:

$$CRR_{7,5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se } (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se } 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$$

$(q_{c1N})_{CS}$ = resistenza alla punta normalizzata

A sua volta $(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} \cdot K_c$ e $q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / P_a)$

Con
$C_q = (P_a / \sigma'_{v0})^n \leq 1,7$ fattore normalizzazione della resistenza alla punta
P_a = pressione atmosferica di riferimento (1 atm ≈ 100 KPa)
q_c = valore resistenza penetrometrica in situ
n = esponente di sforzo in funzione della litologia utilizzato anche per il calcolo dell'indice I_c (Robertson e Wride-88/90)

Da quanto sopra, il 1° dato da ottenere è l'Indice I_c e relativo esponente di sforzo (n), che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se $I_c > 2,6$ ed $n=1$ allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato
- 2) se $I_c < 2,6$ il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con $n = 0,5$

- 3) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c < 2,6$ il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 4) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con $n=0,7$ ed il valore del nuovo I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}

L'indice I_c è calcolato con le seguenti relazioni:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad \text{ove}$$

$$Q = \left[(qc - \sigma_{v0} / P_a) \right] \cdot \left[(Pa / \sigma'_{v0})^n \right] \quad F = \left[fs / (qc - \sigma_{v0}) \right] \cdot 100\%$$

e per il coefficiente K_c da Robertson e Wride 98:

Per $I_c \leq 1,64$ $K_c = 1.0$
 Per $I_c > 1,64$ $K_c = -0.403 \cdot I_c^4 + 5.581 \cdot I_c^3 - 21.63 \cdot I_c^2 + 33.75 \cdot I_c - 17.88$

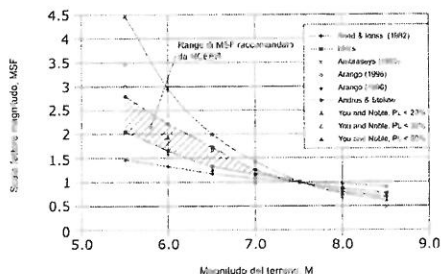


Figura 2.18. Fattore di scala della magnitudo derivato da diverse indicazioni (da Seed & Noble, 1997)

Inoltre il contenuto in fini (FC) può essere calcolato come $FC = 1.75 \times I_c^{3.25} - 3.7$

Correzione dei valori di CRR e CSR

Per terremoti di magnitudo minore o maggiore di 7,5 il valore CRR deve essere corretto secondo la equazione $CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$, ove il coefficiente di correzione MSF, (arrotondato a favore di sicurezza) assunto in base alla magnitudo max attesa, è stato inserito nei calcoli assumendo il "range di MSF raccomandato da NCEER" la cui funzione (fascia a tratteggio in figura) media la fascia dei valori ottenuti da varie formulazioni di diversi autori (da Youd & Noble 1997)

da utilizzare in questo caso per $M < 7,5$.

Inoltre CSR è corretto (in caso di magnitudo diversa da 7.5) per l'effetto di aumento non-lineare della resistenza di liquefazione con incremento dello stress effettivo iniziale del sovraccarico.

Il valore numerico di questo fattore di correzione è funzione dei valori di densità relativa (D_r) che nel caso di test CPT è determinata dalla relazione di Jamiolkowski et al. (1985).

Numeri autori internazionali nonché gli Eurocodici, attribuiscono al coefficiente di sicurezza F_{SL} i seguenti significati:

- $F_{SL} > 1$ **si possono escludere fenomeni di liquefazione**
- $F_{SL} < 1$ **è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.**

Ottenuto il parametro F_{SL} è possibile operare una stima del potenziale di liquefazione del sito in esame tramite l'Indice del potenziale di Liquefazione (I_L), che rappresenta una stima degli effetti della liquefazione, in base allo spessore e profondità delle zone eventualmente liquefacibili.

Il valore di I_L è solitamente calcolato sino a 15 m di profondità, ottenuto da formulazioni di Iwasaki et Al. (1982), asserendo che la severità dell'evento di liquefazione, è tendenzialmente proporzionale ai fattori:

- Spessore dello strato liquefacibile
- Prossimità dello strato liquefacibile alla superficie
- Fattore di sicurezza $F_s < 1$.

Il valore di I_L è ottenuto dalla relazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

Dove:
 se $F_s > 1$ $F(z) = 0$
 $F_s \leq 1$ $F(z) = 1 - F_s$
 $w(z) = 10 - 10(z/z_{crit})$ ($z = \text{prof. in m}$)
 dz incremento differenziale profondità

l'equazione integrale sopra esposta fornisce i valori di I_L nel campo 0-100, con le seguenti classi di rischio:

I_L	Rischio Suscettibilità liquefazione
$I_L = 0$	Molto prob. non si ha liquefazione
$0 \leq I_L < 5$	Rischio liquefazione basso
$5 \leq I_L < 15$	Rischio Liquefazione Alto.
$I_L > 15$	Rischio Molto alto

References per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s , sopra esposto:

- Andrus D R, Piratheepan P, Ellis S B, Zhang J, Juang C H (2004) Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24
- Li K D, Juang C H, Andrus D R (2007) Index Properties-Based Criteria for Liquefaction Susceptibility of Clayey Soils: A Critical Assessment, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental

- Engineering, Vol. 133.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
 - Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-2: General rules for buildings.
 - Gutierrez M, Duacan J M, Woods C, Eddy M (2003), Development of a Simplified Reliability - Based Method for Liquefaction Evaluation, Civil and Environmental Engineering - Virginia Polytechnic Institute & State University.
 - Idriss M I, Boulanger R W (2004) Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Department of Civil & Environmental Engineering - University of California.
 - Iwasaki T, Tokida K, Tatsuko F, Yasuda S (1978) A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various site in Japan, Proc. 2nd. Int. Conf. on microzonation, San Francisco, Vol.2.
 - Zhang G, Robertson P K, Brachman R W I (2002) Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, Can. Geotechnical Journal, Vol. 39, pp. 1168-1180.
 - Ishihara K, Yoshimine M (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188
 - Yoshimichi T, Ishihara K, Sawada S (2004) Settlement of Silty Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 44, No. 5, pp. 135-148.
 - Juang C H, Fang Y S, Khor H E (2006) First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT, Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132
 - Juang C H, Yuan H, Lee D H, Ku C S (2001) Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, pp. 241-258.
 - Lunne T, Robertson P K, Powell M J J (1997) Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
 - Olsen R S (1997) Cyclic liquefaction based on the cone penetration test", Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York as Buffalo, pp. 225-276.
 - Olson M S, Stark D T (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129.
 - Robertson P K, Wride C E (1997) Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT, Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York as Buffalo, pp. 41-87.
 - Robertson P K, Campanella R G (1985) Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111
 - Seed et al (2003) RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30.
 - Youd L T, Idriss I M (1996) Proceedings of the NCEER Workshop on the Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, Utah. Cetin K O, Seed B R, Kiureghian A, Tokimatsu K, Harder L F, Kayen R E, Moss R S (2006) Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130. Moss R S, Seed B R, Kayen R E, Stewart J P, Kiureghian A, Cetin O K (2006) CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132.



Geotechnical Engineering Software
 License in use to Dr. R. Triches
 Via Pascoli 53 - 41012 Carpi MO ITALY

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : VERIFICA LIQUEFACIBILITA' CPT1

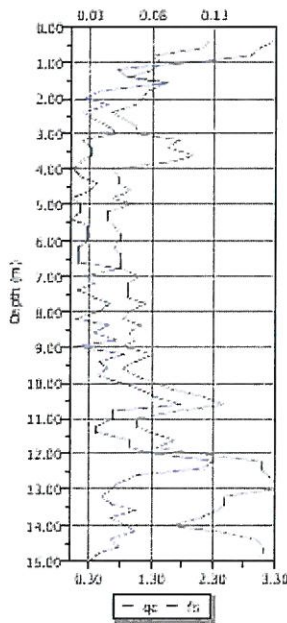
Project subtitle : VIA ARGINE 28 CORREGGIO

Input parameters and analysis data

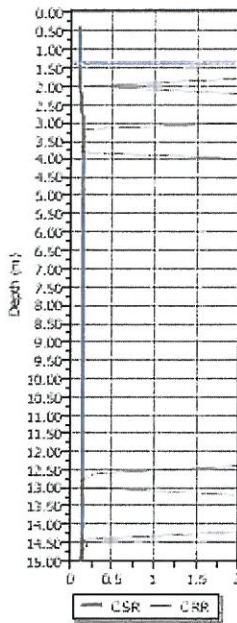
In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Robertson (1998)
 Fines correction method: Robertson (1998)

Depth to water table: 1.40 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.15
 Peak ground acceleration: 0.22 g
 User defined F.S.: 1.00

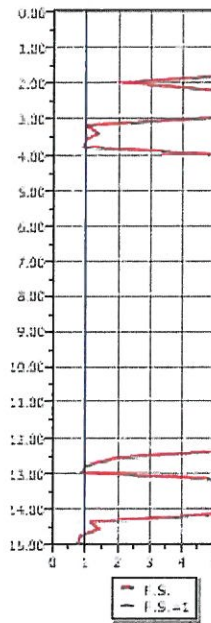
CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety



This software is licensed to: Riccardo Triches

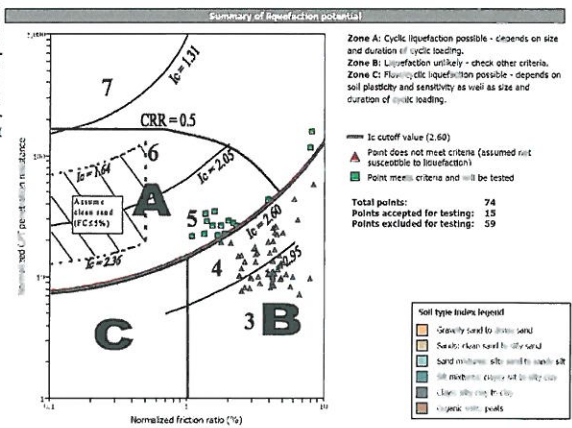
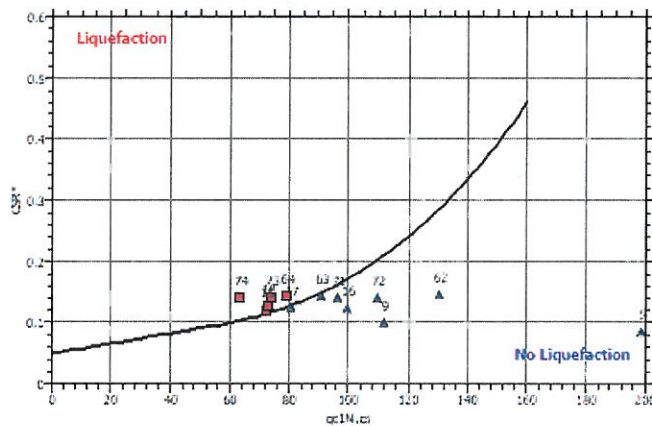
Overall liquefaction potential according to Iwasaki

Point ID	F	w _p	I _p	Point ID	F	w _p	I _p
1	0.00	9.00	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.05	8.40	0.08	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.09	8.10	0.15
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.09	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	33	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.09	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.00	3.60	0.00	64	0.11	3.50	0.09
65	0.00	3.40	0.00	66	0.00	3.30	0.00
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.16	2.60	0.08	74	0.26	2.50	0.13

Overall potential I_l: 0.34

1 = 1.00 = No liquefaction
 2 = between 0.00 and 0.50 = Liquefaction not probable
 3 = between 0.50 and 20.00 = Liquefaction probable
 4 = > 20.00 = Liquefaction certain

$M_w=7^{1/2}$, sigma=1 atm base curve





LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : VERIFICA LIQUEFACIBILITA' CPT2

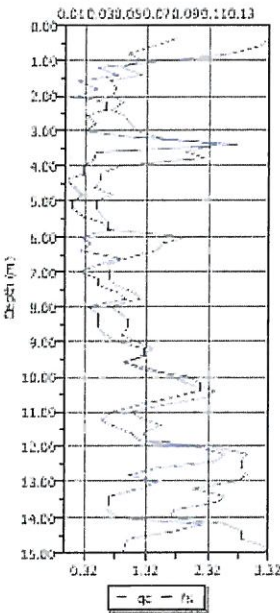
Project subtitle : VIA ARGINE 28 CORREGGIO

Input parameters and analysis data

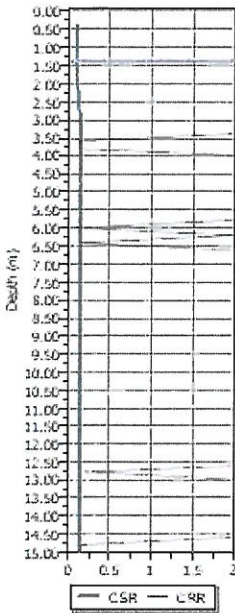
In-situ data type: Cone Penetration Test
 Analysis type: Deterministic
 Analysis method: Robertson (1998)
 Fines correction method: Robertson (1998)

Depth to water table: 1.40 m
 Earthquake magnitude M_w : 6.15
 Peak ground accelerations: 0.22 g
 User defined F.S.: 1.00

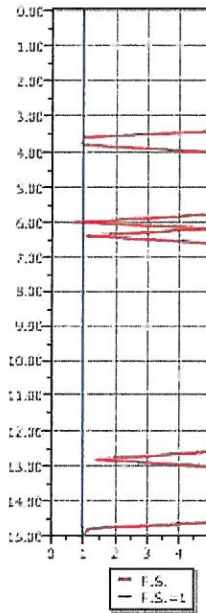
CPT data graph



Shear stress ratio



Factor of safety



This software is licensed to: Riccardo Triches

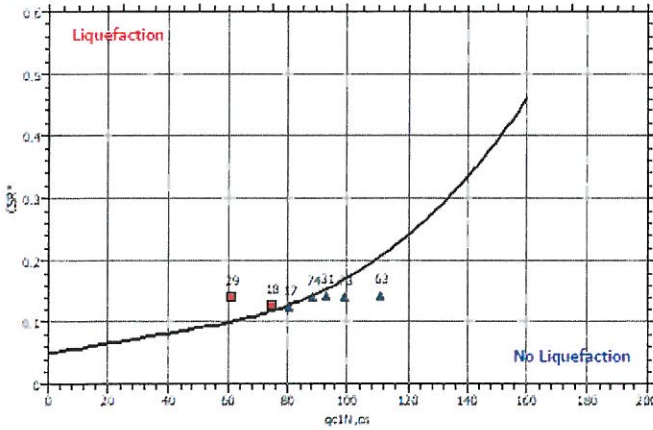
Overall liquefaction potential according to Iwasaki II:

Point ID	F	w _v	I _v	Point ID	F	w _v	I _v
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.07	8.10	0.12
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.28	7.00	0.39	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.00	3.30	0.00
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.00	2.60	0.00	74	0.00	2.50	0.00

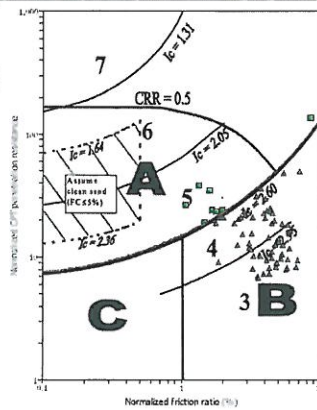
Overall potential I_v: 0.51

I_v = 0.00 - No liquefaction
 I_v between 0.00 and 0.10 - Liquefaction not probable
 I_v between 0.10 and 0.100 - Liquefaction probable
 I_v > 0.100 - Liquefaction certain

$M_w = 7^{1/2}$, $\sigma_{vm} = 1$ atm base curve



Summary of liquefaction potential



Zone A: Cyclic liquefaction possible - depends on size and duration of cyclic loading.
 Zone B: Liquefaction unlikely - check other criteria.
 Zone C: Non-cyclic liquefaction possible - depends on soil plasticity and sensitivity as well as size and duration of cyclic loading.

— Ic cutoff value (2.6%)
 ▲ Point does not meet criteria (assumed not susceptible to liquefaction)
 ■ Point meets criteria and will be tested

Total points: 74
 Points accepted for testing: 8
 Points excluded for testing: 66

Soil type index legend

- 0: 0-5% fines (CL-ML)
- 1: 6-15% fines (CL-ML)
- 2: 16-30% fines (CL-ML)
- 3: 31-50% fines (CL-ML)
- 4: 51-70% fines (CL-ML)
- 5: 71-85% fines (CL-ML)
- 6: 86-100% fines (CL-ML)
- 7: 0-5% fines (CL-ML)
- 8: 6-15% fines (CL-ML)
- 9: 16-30% fines (CL-ML)
- 10: 31-50% fines (CL-ML)
- 11: 51-70% fines (CL-ML)
- 12: 71-85% fines (CL-ML)
- 13: 86-100% fines (CL-ML)

Da quanto sopra sono stati ottenuti i risultati sotto esposti:

verticale n.	Tot punti x calcolo di Fs Analizzati / accettati	Punti con Fs <1	Punto n./prof. (Con Fs<1)	Spessore strato esaminato (m) (con Fs<1)	Valore Fs	Valore tot. I _L della verticale cpt
Cpt1	74/15	5	15/-3.2 m	0.2	0.95	0.54
			18/3.8 m	0.2	0.91	
			64/13 m	0.2	0.88	
			73/14.8 m	0.2	0.84	
			74/15 m	0.2	0.74	
Cpt2	75/8	2	18/3.8 m	0.2	0.93	0.51
			29/6.0 m	0.2	0.72	

Da cui si evince che dalle verifiche sopra esposte, solo alcuni punti isolati sono risultati con $F_s \leq 1$.

Ogni verticale viene discretizzata in straterelli di 20 cm di spessore, numerati progressivamente dall'alto, quindi dai dati delle tabelle sopra esposte, si nota che solo alcuni punti presentano $F_s < 1$, ma con spessore molto ridotto (20 cm ciascuno) e a profondità differenti, infatti il valore del rischio di potenziale Liquefazione è risultato comunque molto basso con valore $I_L = 0.51/0.54$ quindi prossimo a zero (0) ad indicazione che il Rischio di fenomeni di liquefazione può essere considerato come:

Rischio Suscettibilità liquefazione

$I_L = 0$ o sempre < 1 (0.5/0.54)	Molto BASSO/ Molto prob. non si ha liquefazione
-------------------------------------	--

Si segnala inoltre che la verifica a liquefazione suddetta è stata eseguita inserendo, come dati di input l'accelerazione max ipotizzata per $a_{max} = 0.22g$, mentre per la magnitudo è stata adottata quella max assumibile per zona, cioè $M = 6.15$, quindi sufficientemente cautelativa, in relazione ai tempi di ritorno ed alla storia sismica della zona di analisi.

Si ricorda in ogni caso ed a maggior chiarezza che **comunque**, qualora esistesse la possibilità di indicazione di un potenziale ed esteso fenomeno di liquefazione, non necessariamente questo produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture interagenti con il terreno.

Infatti quando il fenomeno di liquefazione è avvenuto, possono **eventualmente** verificarsi riduzioni di capacità portante e cedimenti, a seconda di diversi parametri, tra cui:

caratteri peculiari

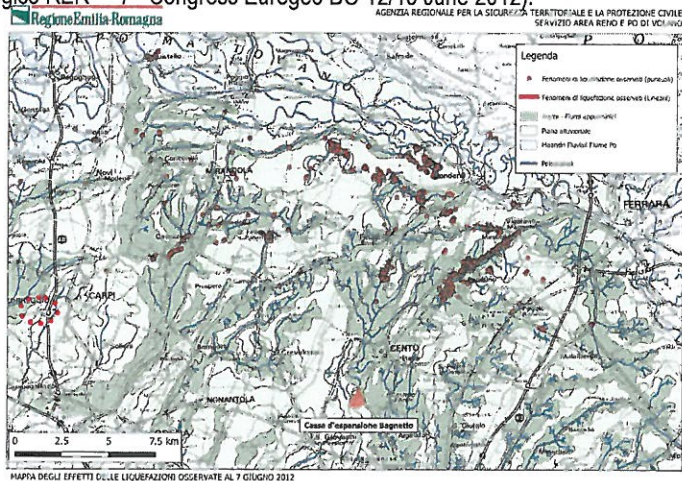
1. spessore ed estensione (continuità) dello strato liquefatto
2. spessore di materiale non soggetto a liquefazione che ricopre quello liquefatto,
3. pendenza del terreno,
4. eventuale prossimità dello strato liquefatto alla superficie libera

Quindi anche nel caso che alcuni valori di verifica alla liquefazione, non siano ritenuti in sicurezza, è **SEMPRE** consigliabile valutare la stima degli effetti indotti sull'opera in analisi, prima di prevedere o procedere con costosi ed invasivi interventi di miglioramento o consolidamento dei terreni.

A scopo informativo, si segnala che durante l'ultima crisi sismica padana del 2012, nelle immediate vicinanze della località in analisi "Interporto di Bologna" non sono stati segnalati/registrati fenomeni di liquefazione e/o fenomeni di fuoriuscita di sabbie dal sottosuolo, come illustrato dalla figura sotto allegata estratta da: Liquefaction effects observed in occasion of the 2012 May 20 earthquake in Emilian Plain (L. Martelli Serv. Geologico RER - 7th Congress Euregeo BO 12/15 June 2012).

Punti con effetti liquefazione rilevati in superficie durante sisma 2012.

Sito in analisi "via Argine 28" (al margine ovest della carta)



Atlante fotografico punti esecuzione prove CPT:

Punto esecuzione Cpt1



Punto esecuzione Cpt2

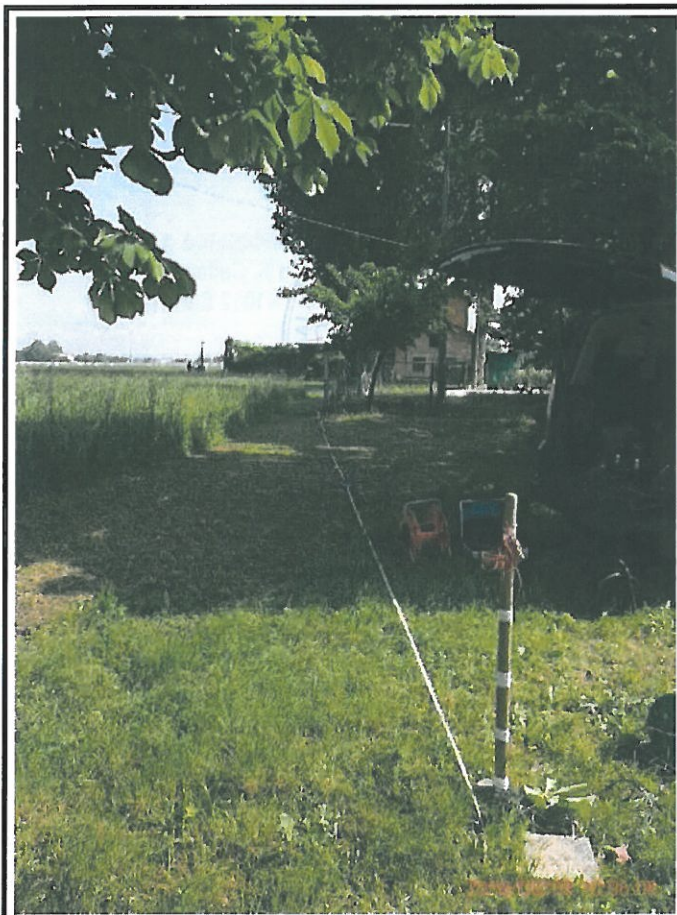


TECNOGEOFISICA S.P.A.
via S. Cattania n. 1/a
41012 Carpi (MO)

ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE EMILIA ROMAGNA
DOTT. RICCARDO TRICHI
Emilia-Romagna
GEOLOGO
SEZ. A
N. 459 ALBO. P.C.

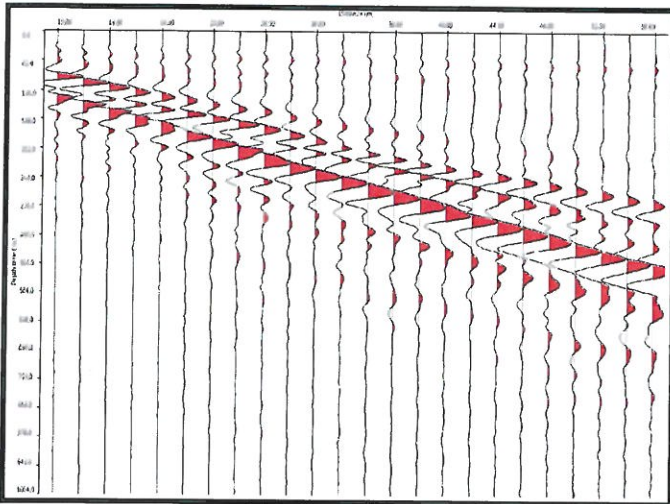


Allegati scheda prova sismica Masw:



Piazzamento Masw

Scheda Indagine MASW



Sismogramma nel dominio spazio/tempo

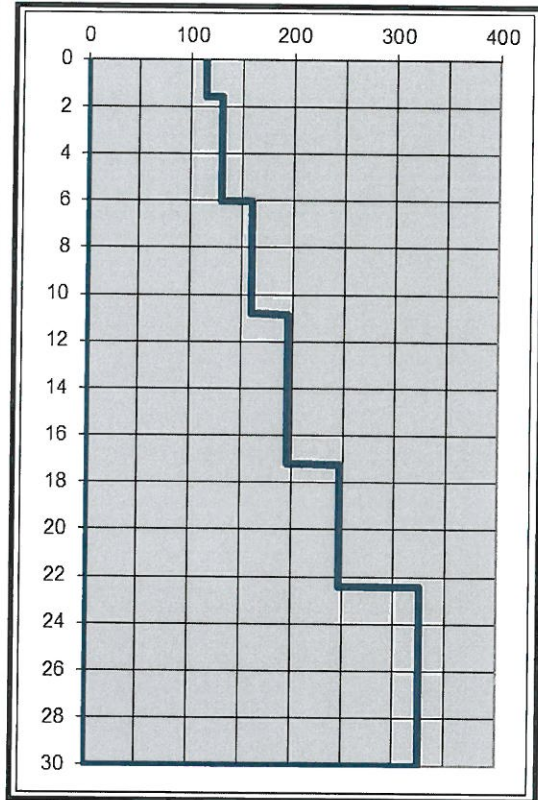
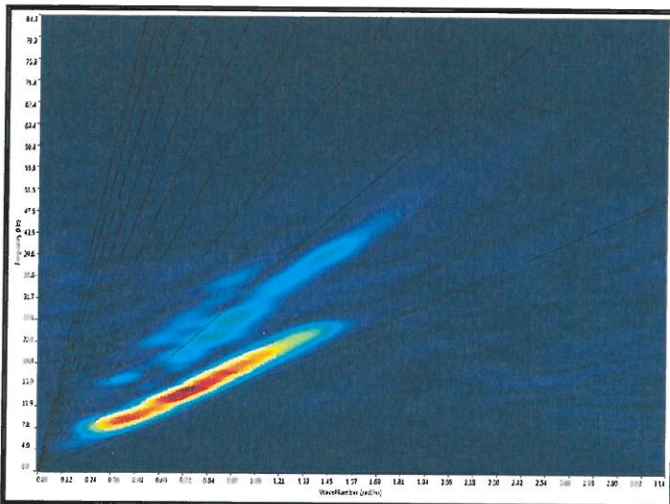
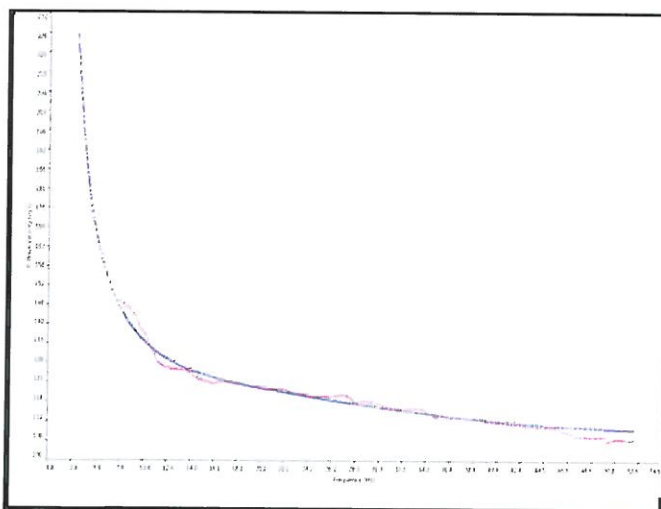


Grafico velocità/profondità onde di taglio Vs



Spettro FK - Rappresentazione del sismogramma nel dominio numero d'onda - frequenza



Sovrapposizione curva di dispersione calcolata / curva teorica rappresentata nel dominio Frequenza/Velocità

Risultati Elaborazione MASW				
Strato	profondità		Spessore m	Vel. m/sec
	da	a		
Strato1	0.00	1.55	1.55	115
Strato2	1.55	6.00	4.45	130
Strato3	6.00	10.80	4.80	160
Strato4	10.80	17.20	6.40	196
Strato5	17.20	22.40	5.20	248
Strato6	22.40	≥30.00	≥7.60	325

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

Dove:
 hi = spessore dello strato i-esimo
 VS_i = velocità onde S nello stato i-esimo
 N = numero strati considerati

V_{S30} da pc a - 30 m = 194 m/sec

QUOTA:

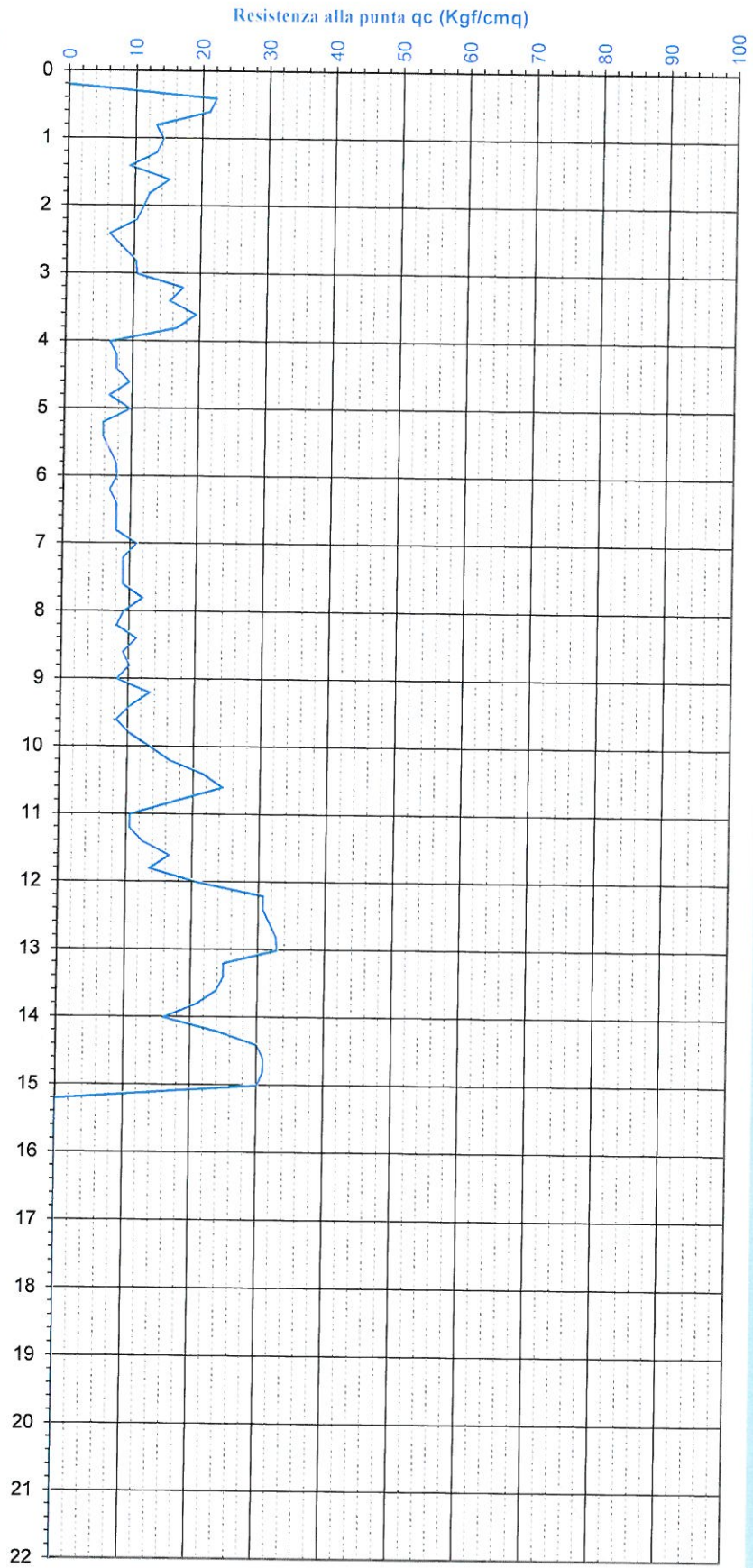
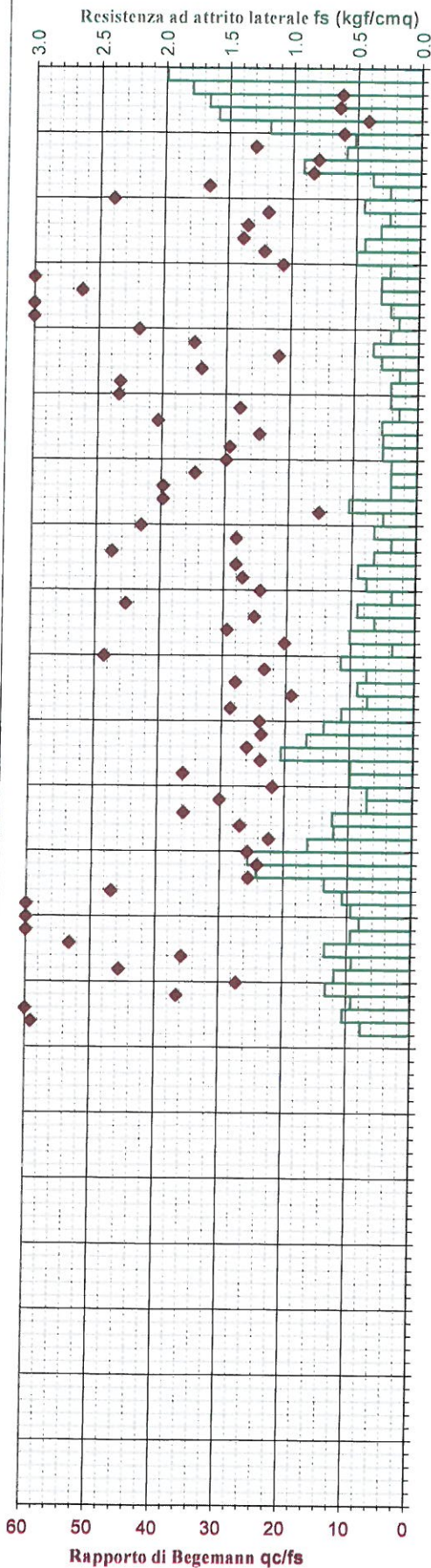
piano campagna

DATA:

08-mag-18

CANTIERE:

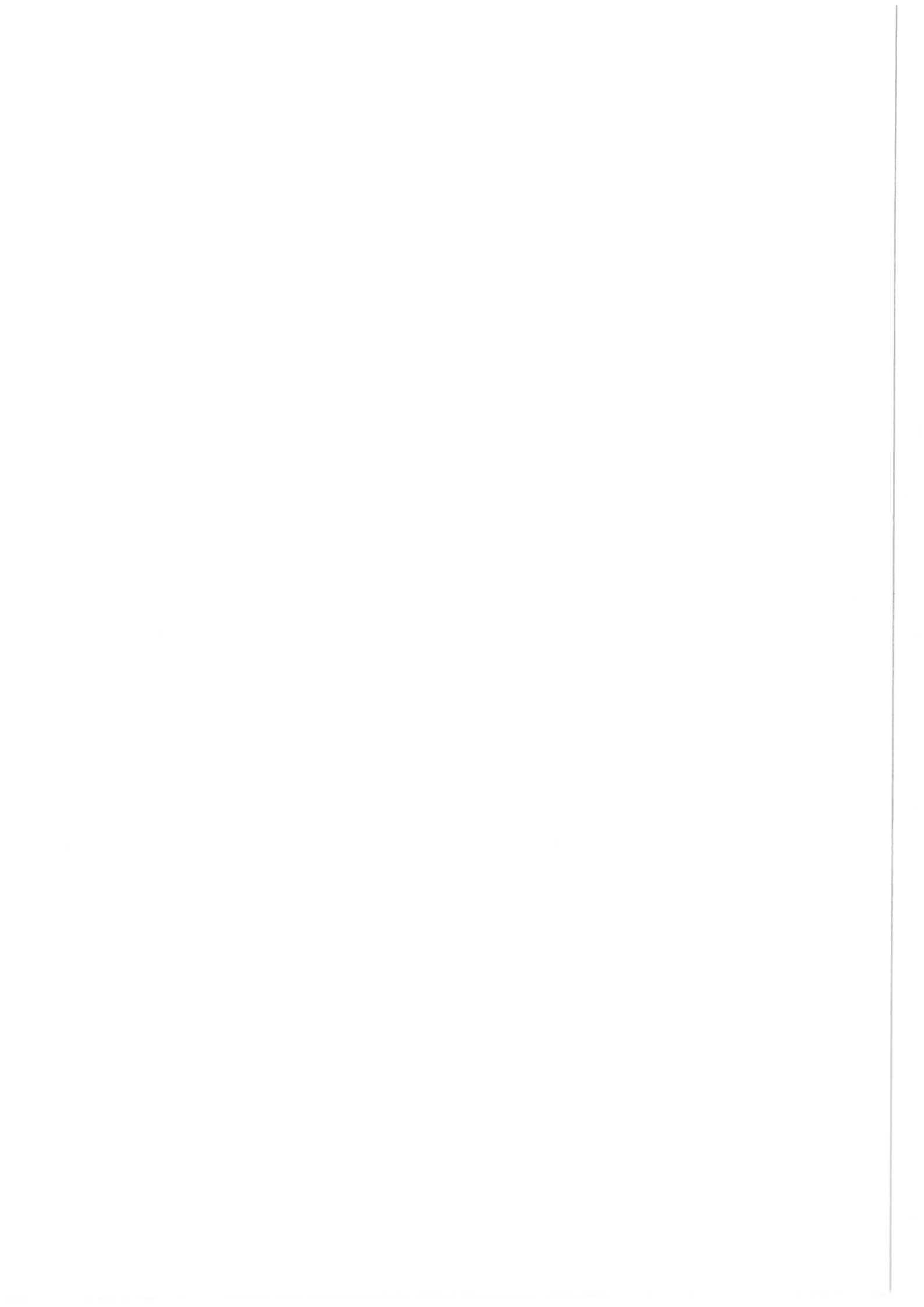
Via Argine, 28 - Correggio (RE)



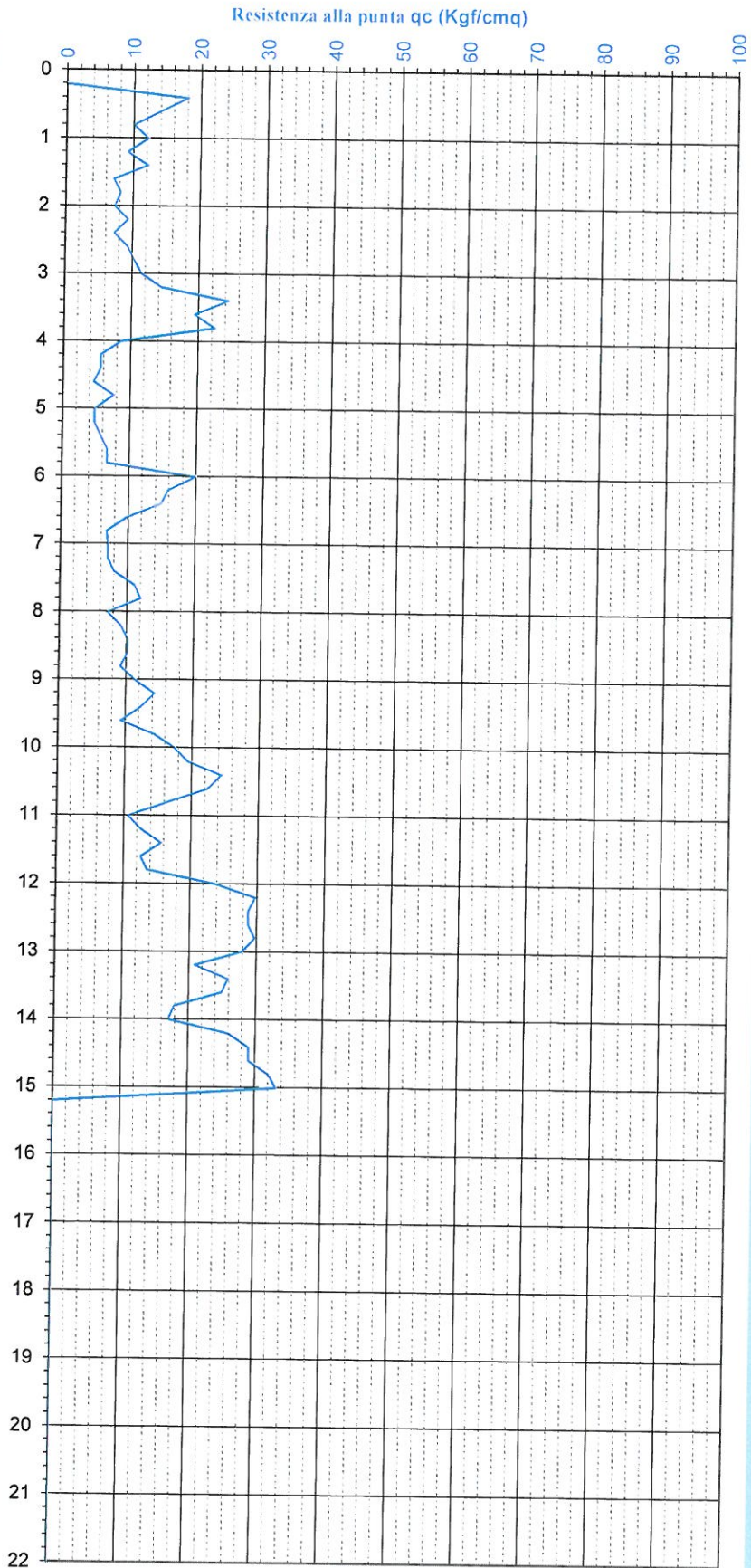
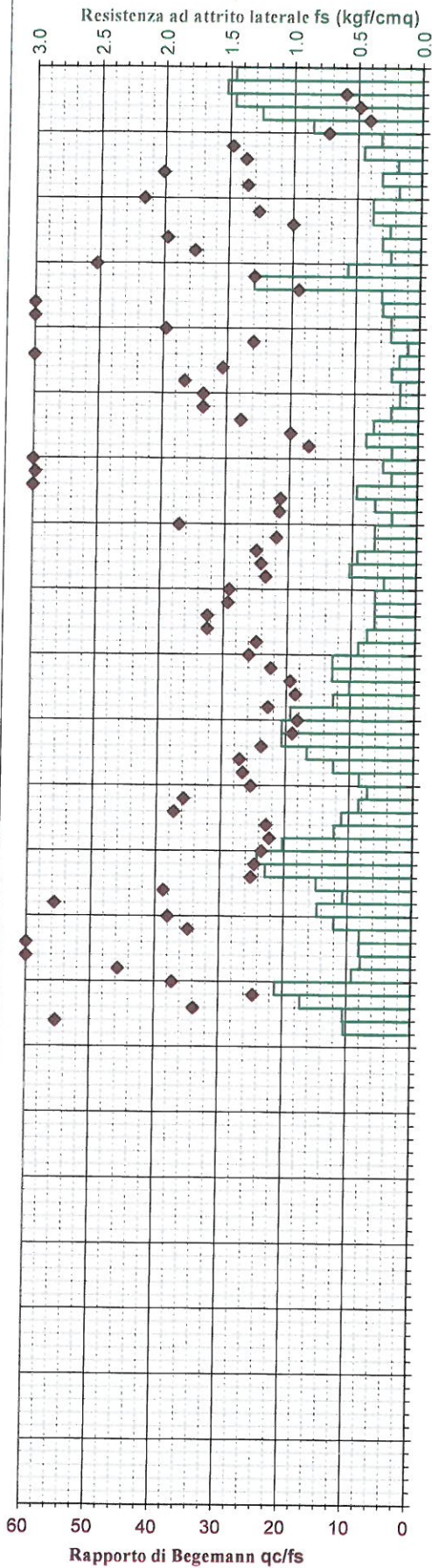
Profondità



Rapporto di Begemann q_c/f_s



QUOTA:	piano campagna
DATA:	08-mag-18
CANTIERE:	Via Argine, 28 - Correggio (RE)



Falita

