



Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

ENTE APPALTANTE

Commissario Delegato per l'Emergenza Traffico a Messina ex OPCM 3633/07 e successive, con sede presso il Comune di Messina, Piazza Unione Europea, 98100 Messina

A.T.I. IMPRESE



Nuova CO.ED.MAR Srl
Via Banchina F - Val da Rio
30015 Chioggia (VE)



CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI

Consorzio Cooperative Costruzioni
CCC Società Cooperativa
Via Marco Emilio Lepido, 182/2
40132 Bologna

PROGETTAZIONE



favero&milan ingegneria

30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere 8/10
www.favero-milan.com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
fm@favero-milan.com



20143 Milano
Viale Cassala, 11

Tel. +39 02 8942 2685
Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

**PARTE GENERALE
RELAZIONE SISMICA**

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a	-	-	-	-	-
b					
c					
d					
e					

ELABORATO N.

G797FMAR008

DATA: 20/05/2010	SCALA: -	FILE: G797FMAR008.doc
J.N. G797/10	DISEGNATO L.M.	APPROVATO T.T.

Indice Generale

1	SINTESI DELLA RELAZIONE	2
2	CRITERI PROGETTUALI	4
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	4
2.2	LEGGI REGIONALI.....	4
3	CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA	5
4	IL RISCHIO SISMICO	10
4.1	IL RISCHIO SISMICO IN ITALIA.....	10
4.2	STORIA SISMICA E PERICOLOSITÀ DELLA CITTÀ DI MESSINA	12
5	SISMICITÀ STORICA DELL'AREA	14
5.1	DATABASE "CPTI04"	14
5.2	DATABASE DBMI04.....	24
5.3	DATABASE NT4.1.....	27
6	ZONAZIONE SISMOGENETICA	31
7	EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE	33
7.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	33
7.2	INDAGINI PREGRESSE.....	34
8	DATABASE I.N.G.V.	37
9	MAGNITUDO MOMENTO	39
10	VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	41
10.1	IL FENOMENO "LIQUEFAZIONE"	41
10.2	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE (D.M. 14.01.2008).....	42
10.3	NOTE STORICHE SUL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE A MESSINA.....	44
10.4	ANALISI QUALITATIVE – GRANULOMETRIA	46
10.4.1	Premessa	46
10.4.2	Elaborazione dati di laboratorio.....	47
10.5	ANALISI QUALITATIVE – PROFILI CRITICI SPT	50
10.5.1	Criterio di Sherif e Ishibashi (1978)	50
10.5.2	Metodologia PARI-JMT.....	53
10.6	ANALISI QUANTITATIVA: CRITERI DI PREVISIONE E METODI PER LA VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	55
10.6.1	Introduzione.....	55
10.6.2	Metodi semplificati	55
10.6.3	Valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici: correlazioni basate su prove in sito e in laboratorio.....	56
10.6.4	Calcolo delle sollecitazioni di taglio indotte.....	56
10.6.5	Procedura di calcolo.....	58
10.7	METODO DI TOKIMATSU E YOSHIMI (1983).....	58
10.8	METODO NCEER (1996), YOUDE ET AL. (2001)	60
10.8.1	Domanda di resistenza ciclica alla liquefazione, CSR.....	61
10.8.1.1	Fattore di riduzione delle tensioni	61
10.8.2	Capacità di resistenza alla liquefazione, CRR	62
10.8.2.1	Calcolo del numero di colpi normalizzato.....	63
10.8.2.2	Influenza del contenuto di fini.....	63
10.8.3	Fattore di correzione della Magnitudo	64
10.8.4	Fattore di sicurezza alla liquefazione (F).....	65
10.8.5	Risultati delle analisi.....	65

10.9	METODO DI SEED E IDRIS (1982)	68
10.9.1	Risultati delle Analisi.....	70
10.10	CONCLUSIONI.....	73
11	INTERVENTO DI VIBROFLOTTAZIONE.....	74
11.1	PREMESSA	74
11.1.1	La vibroflottazione.....	75
11.1.2	Meccanismo dell'addensamento	78
11.1.3	La zona di influenza in relazione al tipo di terreno.....	80
11.1.4	Spaziatura e maglia.....	81
11.2	INTERVENTO DI VIBROFLOTTAZIONE.....	84
11.3	MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO DI VIBROFLOTTAZIONE	88
12	MISURE DIRETTE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE CON TECNOLOGIA SDMT	91
12.1	DILATOMETRO PIATTO MARCHETTI	92
12.2	SISMODILATOMETRO	93
12.3	METODOLOGIE DI INFISSIONE DEL DILATOMETRO PER L'AREA IN OGGETTO	93
13	BIBLIOGRAFIA	95
13.1	WEB	95
13.2	TESTI	95
13.3	DOCUMENTI DEL PROGETTO PRELIMINARE.....	96

1 SINTESI DELLA RELAZIONE

Nella presente relazione viene fornito un quadro generale sulla sismicità dell'area di progetto, nonché vengono illustrati e descritti le metodologie di calcolo utilizzate per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni presenti in sito e le tecnologie adottate per migliorare lo stato di addensamento di quei strati risultati potenzialmente instabili in caso di scuotimento sismico.

L'analisi storica degli eventi sismici che maggiormente hanno caratterizzato l'area interessata dai "Lavori di costruzione della Piattaforma Logistica Intermodale Tremestieri con annesso scalo portuale – primo stralcio funzionale", deriva da uno studio basato su dati registrati e pubblicati in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.). Lo studio ha permesso di analizzare i terremoti a partire dal I secolo A.C. fino ai giorni d'oggi.

Dopo una breve descrizione delle normative nazionali e regionali vigenti in materia sismica, saranno dettate le procedure di classificazione sismica dell'area, sulla base:

- delle direttive legislative,
- della letteratura in materia sismica della Città di Messina,
- della sismicità storica dell'area di Tremestieri in funzione dei dati divulgati nel web dall'I.N.G.V.,
- della zonazione sismogenetica,
- degli effetti di amplificazione locale.

L'esame accurato delle singole procedure, permetterà di definire l'attività sismica che si può verificare il loco, definita in termini di accelerazione massima orizzontale (a_g) e di Magnitudo Momento (M).

La conoscenza delle caratteristiche geofisiche dei terreni di fondazione, deriva da correlazioni empiriche basate sui risultati della campagna di indagini geotecniche e geognostiche, consistenti in:

- Esecuzione di n. 20 sondaggi meccanici a carotaggio continuo;
- Esecuzione di n. 3 sondaggi meccanici a distruzione di nucleo;
- Esecuzione di n. 110 prove SPT;
- Prelievo di n. 67 campioni con campionatore ambientale;
- Prelievo di n. 46 campioni geotecnici;
- Installazione di n. 2 celle di casagrande;
- Installazione di 145 ml di tubi piezometrici di Casagrande;
- Installazione di 69 ml di tubi in PVC per DH;
- Installazione di 102 ml di tubi inclinometrici per CH;
- Installazione di 6 pozzetti protettivi;
- Analisi e prove di laboratorio costituite da:
 - o Caratteristiche generali;
 - o Analisi granulometrica;
 - o Prove di taglio diretto;
 - o Prove di colonna risonante.

L'ubicazione in pianta delle verticali esplorative ed i risultati delle indagini effettuate, sono riportate nel documento G797_A0030.

Il paragrafo 10 elenca le procedure di calcolo maggiormente utilizzate per la verifica del potenziale alla liquefazione dei terreni oggetto d'indagine, fra cui:

- Tokimatsu e Yoshimi (1983)
- National Center for Earthquake Engineerin Research (NCEER, 1996), Youd et al. (2001)
- Seed e Idriss (1982)

A seguire si riportano le misure adottate per il miglioramento dello stato di addensamento dei livelli di terreno classificati come “potenzialmente liquefacibili”, atte a rendere migliore la risposta del terreno alle azioni sismiche.

In conclusione si riporta una metodologia di stima del potenziale di liquefazione del terreno basata non su misure indirette (quali le prove penetrometriche) ma su misure dirette attraverso una strumentazione collaudata e consolidata in tema di “liquefacibilità dei terreni”.

2 CRITERI PROGETTUALI

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- Legge 2 febbraio 1974, n°64 *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 *“Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*.
- Circolare del M. LL. PP. 10 aprile 1997, n°65/AA.GG. *“Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”*.
- D.M. 14 gennaio 2008 *“Norme Tecniche per le costruzioni”*.
- D.M. 6 maggio 2008 *“Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove «Norme tecniche per le costruzioni» (Gazzetta ufficiale 02/07/2008 n. 153)”*.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 *“Istruzioni per l’applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)”*.
- Ordinanza P.C.M. del 20 marzo 2003 n°3274 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica”*.
- Ordinanza P.C.M. n°3431 03 maggio 2005 *“Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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»”*.

2.2 LEGGI REGIONALI

- Deliberazione n. 408 del 19 dicembre 2003 *“Individuazione, formazione ed aggiornamento dell’elenco delle zone sismiche ed adempimenti connessi al recepimento ed attuazione dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274”*.

3 CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 (recepita dalla Regione Sicilia con Delibera n. 408 del 19 dicembre 2003) e alla successiva Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006, la località di Tremestieri in Comune di Messina è classificata in **zona 1** contraddistinta da un parametro di accelerazione massima orizzontale a_g dell'ordine di pari a $0,225 - 0,275 \cdot g$ m/s² (valore riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni) come segnalato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Denominazione	Comune	Provincia	Coordinate	Categoria			
				Decreti fino al 1984	Proposta GdL 1998	O.P.C.M. 3274/03	Riclassificazione 2004
TREMESTIERI	MESSINA	MESSINA	38° 8' 8" N 15° 31' 26" E	1	1	1	1

Si riportano a seguire le mappe cromatiche con la classificazione sismica storica del territorio italiano, a partire dall'anno 1984 fino alla riclassificazione del 2004, sulla base delle normative nazionali e regionali vigenti. Per la Regione Sicilia si è fatto riferimento alla Delibera del 19 dicembre 2003, n. 408.

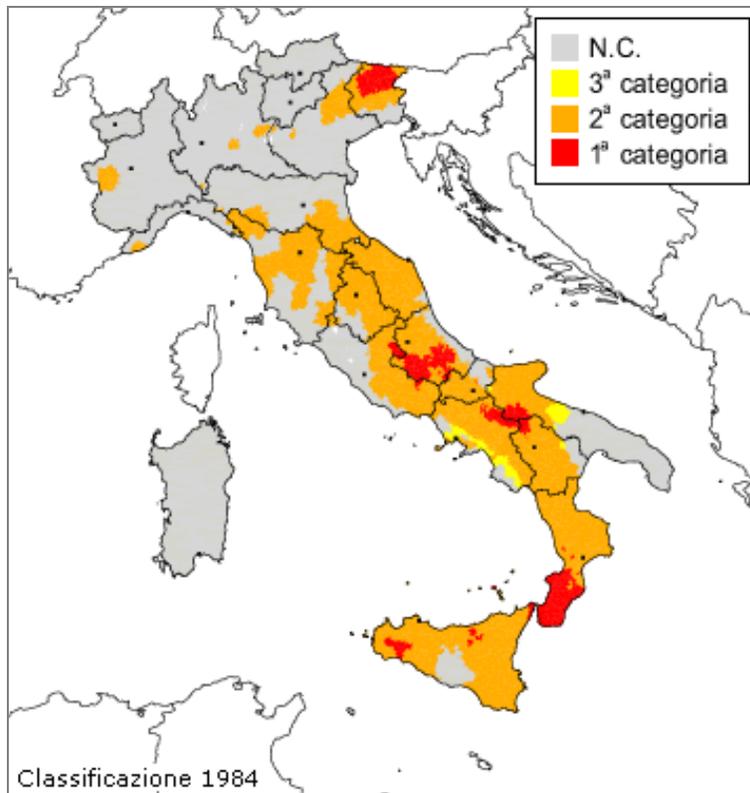


Figura 1 – Classificazione sismica del territorio italiano (1984).

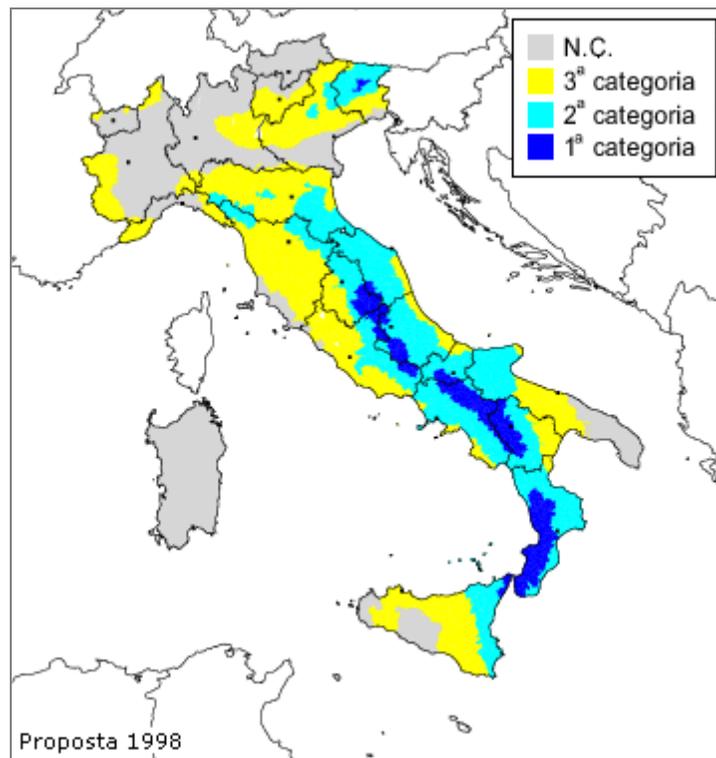


Figura 2 – Classificazione sismica del territorio italiano (Proposta GdL 1998).

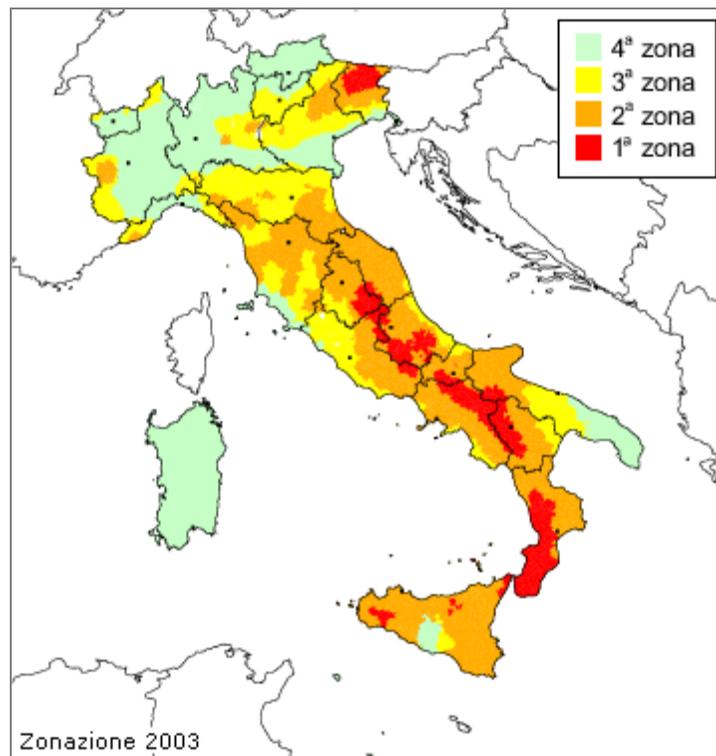


Figura 3 – Classificazione sismica del territorio italiano (OPCM 3274/03).

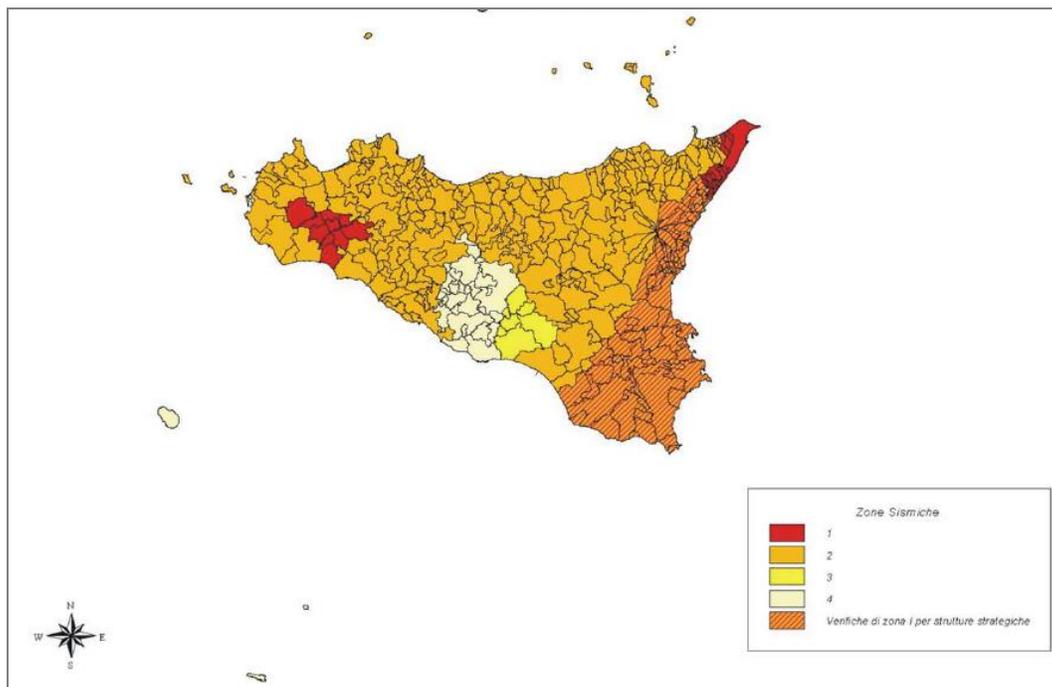


Figura 4 – Riclassificazione sismica del territorio regionale (2003).

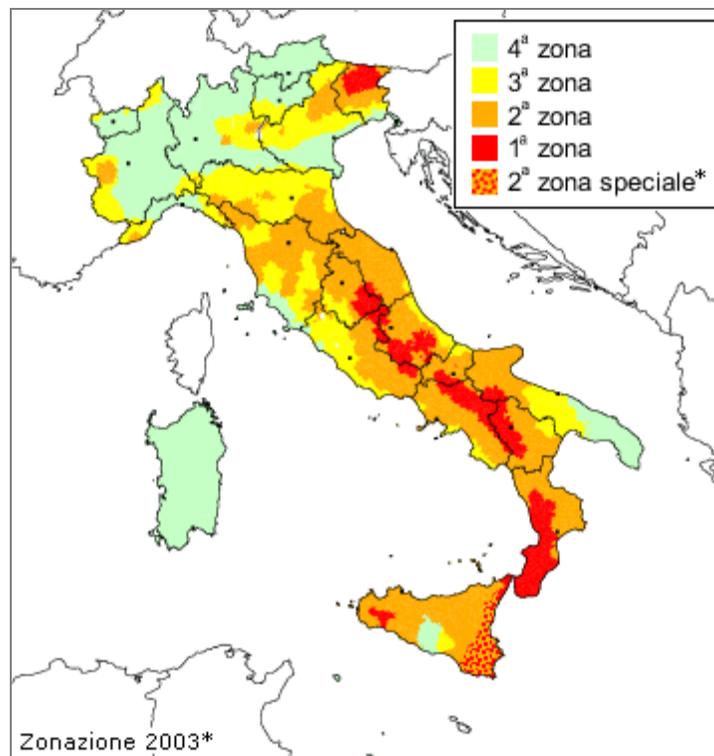


Figura 5 – Riclassificazione sismica del territorio italiano (2004).

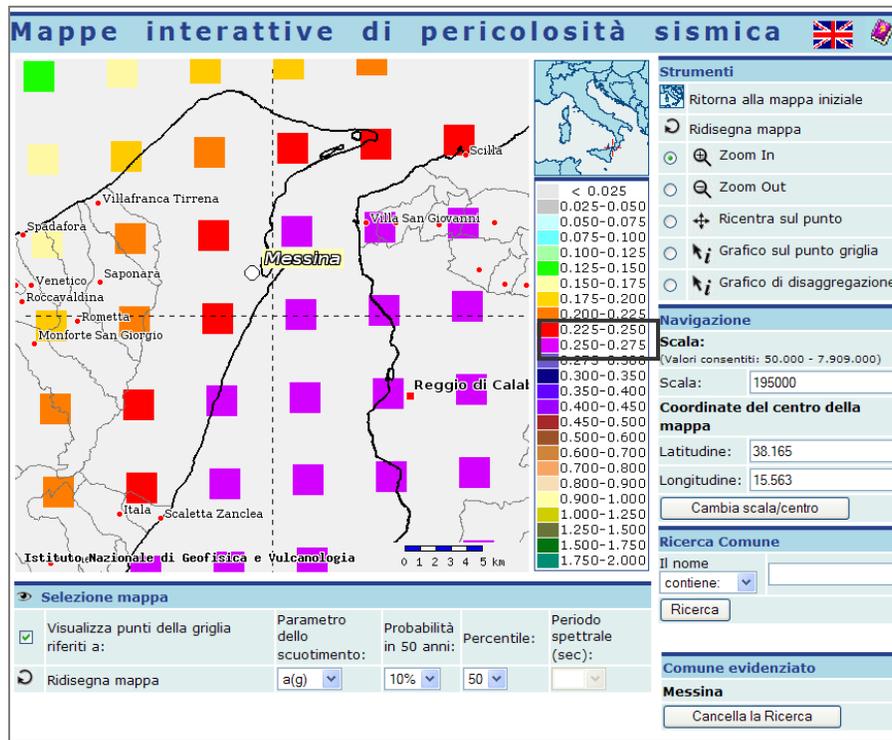


Figura 6 – Classificazione sismica del Comune di Messina (I.N.G.V.).

Il parametro di accelerazione massima orizzontale se riferito alla Classe d’Uso dell’opera, alla Vita Nominale dell’opera e alla categoria del sottosuolo di fondazione, assume i seguenti valori massimi in funzione dello stato limite utilizzato per la progettazione delle opere.

- Classe d’Uso dell’opera: III
- Vita Nominale dell’opera: 50 anni
- Categoria del sottosuolo: C

Nel caso specifico del Comune di Messina si ha:

STATO LIMITE	TR [anni]	ag [g]	F0	T*c [s]
SLO	45	0.080	2.349	0.287
SLD	75	0.105	2.297	0.309
SLV	712	0.305	2.410	0.372
SLC	1462	0.407	2.449	0.403

Per effetto dell’amplificazione stratigrafica e topografica, l’accelerazione al suolo a_g subisce un’amplificazione pari a $S_s \cdot S_T$. Sottosuolo e ubicazione topografica sono così definiti:

- Ubicazione dell’opera T1 $S_T = 1,0$
- Coefficiente S_s

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per i vari stati limite, si ottiene:

STATO LIMITE	S_s	S_T	a_g [g]	a_{max}/g [g]
SLO	1.50	1.00	0.080	0.120
SLD	1.50	1.00	0.105	0.158
SLV	1.26	1.00	0.305	0.384
SLC	1.11	1.00	0.407	0.452

Figura 7 – Classificazione sismica del sito (DM 14-01-2008).

4 IL RISCHIO SISMICO

4.1 IL RISCHIO SISMICO IN ITALIA

L'**Italia** è uno dei Paesi a **maggiore rischio sismico** del **Mediterraneo**, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la **zolla africana** e quella **eurasiatica** ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia.

In 2500 anni, l'Italia è stata interessata da più di **30.000 terremoti** di media e forte **intensità** superiore al IV-V grado della scala Mercalli) e da circa 560 eventi sismici di intensità uguale o superiore all'VIII grado della scala Mercalli (in media uno ogni 4 anni e mezzo). Solo nel XX secolo, ben 7 terremoti hanno avuto una magnitudo uguale o superiore a 6.5 (con effetti classificabili tra il X e XI grado Mercalli). La sismicità più elevata si concentra nella parte **centro-meridionale** della **penisola** - lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano, Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia) - in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

I terremoti che hanno colpito la Penisola hanno causato danni economici consistenti, valutati per gli ultimi quaranta anni in circa 135 miliardi di euro, che sono stati impiegati per il ripristino e la ricostruzione post-evento. A ciò si devono aggiungere le conseguenze non traducibili in valore economico sul patrimonio storico, artistico, monumentale.

In Italia, il rapporto tra i danni prodotti dai terremoti e l'energia rilasciata nel corso degli eventi è molto più alto rispetto a quello che si verifica normalmente in altri Paesi ad elevata sismicità, quali la California o il Giappone. Ad esempio, il terremoto del 1997 in Umbria e nelle Marche ha prodotto un quadro di danneggiamento (senza tetto: 32.000; danno economico: circa 10 miliardi di Euro) confrontabile con quello della California del 1989 (14.5 miliardi di \$ USA), malgrado fosse caratterizzato da un'energia circa 30 volte inferiore. Ciò è dovuto principalmente all'elevata densità abitativa e alla notevole fragilità del nostro patrimonio edilizio.

La **sismicità** (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio, al pari del clima, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo, in un certo intervallo di tempo, possiamo definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo.

Le conseguenze di un terremoto, tuttavia, non sono sempre gravi: molto dipende infatti, dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni di una scossa sismica. Questa caratteristica, o meglio la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata da una scossa sismica, si definisce vulnerabilità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta. Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc...), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici, beni culturali).

Il **rischio sismico** è determinato da una combinazione della **pericolosità**, della **vulnerabilità** e dell'**esposizione** ed è la **misura dei danni** che, **in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione** (natura, qualità e quantità dei beni esposti), **ci si può attendere** in un dato intervallo di tempo.

In Italia, possiamo attribuire alla pericolosità sismica un livello medio-alto, per la frequenza e l'intensità dei fenomeni che si susseguono. La Penisola italiana, però, rispetto ad altri Paesi, come la California o il Giappone, nei quali la pericolosità è anche maggiore, ha una vulnerabilità molto elevata, per la notevole fragilità del suo patrimonio edilizio, nonché del sistema infrastrutturale, industriale, produttivo e delle reti dei servizi. Il terzo fattore, l'esposizione, si attesta su valori altissimi, in considerazione dell'alta densità abitativa e della presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo. In questo senso è significativo l'evento del 1997 in Umbria e Marche, che ha fortemente danneggiato circa 600 chiese e, emblematicamente, la Basilica di S. Francesco d'Assisi. L'Italia è dunque un Paese ad elevato rischio sismico, inteso come perdite attese a seguito di un terremoto, in termini di vittime, danni alle costruzioni e conseguenti costi diretti e indiretti.

I MAGGIORI TERREMOTI ITALIANI DEL XX SECOLO

Data	Area epicentrale	Intensità (MCS)	Magnitudo (Maw)	Vittime
8 settembre 1905	Calabria	XI	7.1	557
23 ottobre 1907	Calabria meridionale	VIII-IX	5.9	167
28 dicembre 1908	Reggio C. - Messina	XI	7.2	85.926
7 giugno 1910	Irpinia - Basilicata	VIII-IX	5.9	50 ca.
15 ottobre 1911	Area etnea	X	5.3	13
8 maggio 1914	Area etnea	IX	5.3	69
13 gennaio 1915	Marsica (Abruzzo)	XI	7.0	32.610
26 aprile 1917	Vai Tiberina	IX	5.8	20 ca.
29 giugno 1919	Mugello	IX	6.2	100 ca.
7 settembre 1920	Garfagnana	IX-X	6.5	171
27 marzo 1928	Carnia (Friuli)	VIII-IX	5.7	11
23 luglio 1930	Alta Irpinia	X	6.7	1404
30 ottobre 1930	Senigallia	IX	5.9	18
26 settembre 1933	Maiella	VIII-IX	5.7	12
18 ottobre 1936	Veneto-Friuli	IX	5.9	19
21 agosto 1962	Irpinia	IX	6.2	17
15 gennaio 1968	Valle del Belice	X	6.1	296
6 maggio 1976	Friuli	IX-X	6.4	965
23 novembre 1980	Irpinia-Basilicata	X	6.9	2734
26 settembre 1997	Umbria-Marche	VIII-IX	6.1	11

Figura 8 – I maggiori terremoti italiani del X secolo.

4.2 STORIA SISMICA E PERICOLOSITÀ DELLA CITTÀ DI MESSINA

La distruzione e i danni più gravi subiti dalla città di Messina sono legati ai terremoti localizzati nello Stretto ed in Calabria meridionale, mentre effetti moderati o lievi sono associati ai terremoti della Sicilia sud-orientale, della Calabria centro-settentrionale e del Golfo di Patti.

Dalla storia sismica di Messina (Figura 9; $I \geq IV$) risulta che negli ultimi 1000 anni la città è stata distrutta una volta (1908) e danneggiata gravemente molte volte (e.g. 853, 1169, 1494, 1599, 1693, 1783, 1894, 1909, 1928).

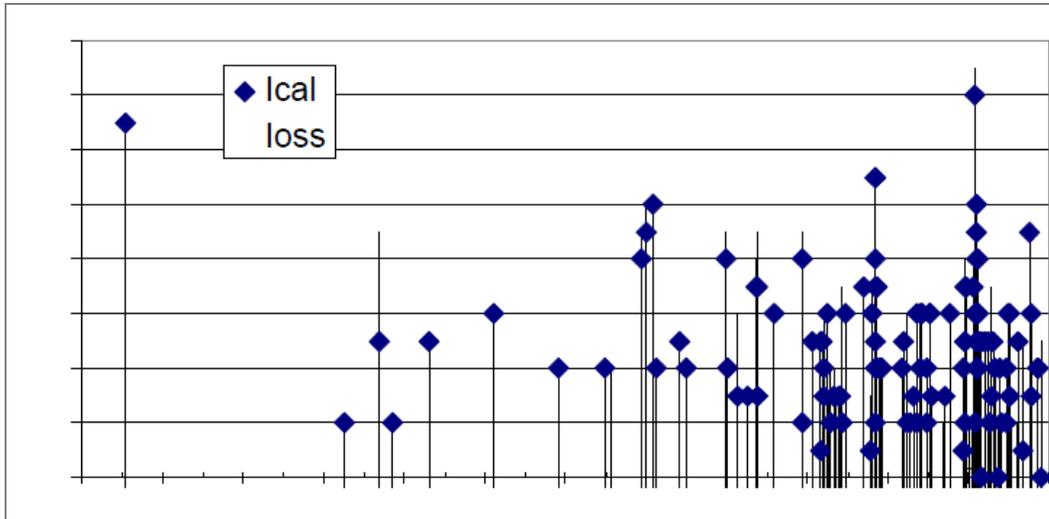


Figura 9 – Storia sismica della città di Messina.

La storia sismica è stata utilizzata per la valutazione della pericolosità sismica con il metodo di Magri et al. (1994) che utilizza le osservazioni dell'intensità al sito. Si ottiene una probabilità di ricorrenza bassa per i valori più alti d'intensità ($I = IX$ e $I = X$). Il periodo di ritorno medio per terremoti distruttivi ($I = X$) è superiore a 650 anni, più lungo di quello ottenuto con il metodo di Cornell (Slejko et al., 1998). Questi ultimi calcolano un periodo di ritorno di 475 anni per gli eventi d'intensità X per la zona dello Stretto di Messina e la Calabria meridionale. Per i terremoti di intensità VII e VIII EMS i periodi di ritorno calcolati (30-70 anni) sono decisamente più brevi rispetto a quelli che si ottengono in altre aree della Sicilia orientale (vedi p.e. Catania in Tabella 1; Barbano e Rigano, 2001).

Intensità	<i>Messina</i>		<i>Catania</i>	
	Completa dal	Periodo di ritorno	Completa dal	Periodo di ritorno
IV	1818	3 ± 0.4	1878	6.1 ± 1.4
V	1693	5.9 ± 0.9	1783	15 ± 4.2
VI	1599	12.4 ± 2.2	1693	28 ± 8.6
VII	1494	31.3 ± 7.7	1693	41 ± 12
VIII	1494	71.4 ± 23.5	1542	98 ± 44
IX	1169	299 ± 60.2	1169	254 ± 151
X	853	665 ± 180.4	1000	553 ± 324

Tabella 1 – Anni di completezza e periodi di ritorno per le città di Messina e Catania.

Il grande numero di informazioni, ricavate dalle fonti storiche e dalla documentazione dei rilievi dei danni, ha permesso di definire per alcuni terremoti gli scenari di danno utilizzando le piante della città coeve agli eventi. La distribuzione dei danni relativi agli eventi più gravi (1783, 1908) ha messo in evidenza che l'area della città che ha subito i maggiori danni è stata quella in cui il terreno di fondazione è caratterizzato da materiale alluvionale: sia nel 1783, che nel 1908, i danni maggiori si concentrarono lungo la Palazzata, e nel tratto compreso tra le fiumare Portalegni e S. Francesco di Paola (Figura 10).



Figura 10 – Immagine riassuntiva tratta da Baratta (1910) e modificata. L'area all'interno della linea grigia è quella dove sono stati osservati i danni maggiori nel 1783 e 1908. Le area all'interno delle linee nere sono state evidenziate dall'analisi degli eventi minori (terremoti del 1693, 1894 e 1905) e mostrano un ulteriore incremento di danno

L'analisi degli scenari relativi agli eventi del 1693, 1894 e 1905 mostra che il massimo danneggiamento si verifica in corrispondenza degli alvei delle fiumare Portalegni e Boccetta, lungo la Palazzata e nei pressi del Duomo di Messina. L'analisi delle mappe della città precedenti e posteriori al XVI secolo ha messo in evidenza che in quest'area scorreva l'antico alveo del Portalegni che attraversava il centro della città, passando alle spalle del Duomo e sfociando nella zona del porto. Probabilmente la deviazione della fiumara deriva da un'azione antropica mirata alla difesa della città. La presenza delle alluvioni attuali (materiale costituito da ghiaia, sabbia e limi poco addensati) e la soggiacenza della falda a piccola profondità provocano un ulteriore effetto di amplificazione delle onde sismiche.

5 SISMICITA' STORICA DELL'AREA

Per l'analisi della sismicità che in passato ha interessato l'area in oggetto, si è fatto riferimento ai seguenti cataloghi:

- **CPTI04** (maggio 2004), Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani;
- **DBMI04**, il database macrosismico utilizzato per la compilazione di [CPTI04](#);
- **NT4.1**, catalogo parametrico di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno (aggiornamento marzo 1998).

5.1 DATABASE "CPTI04"

Redatto a partire dal 1999 da studi operati nel settore della sismologia storica e della macrosismica degli ultimi venti anni. Il catalogo contiene 2480 eventi di cui sono riportate le seguenti informazioni:

Tr	tipo di record
Ye	anno
Mo	mese
Da	giorno
Ho	ora
Mi	minuto
Se	secondo
AE	denominazione dell'area dei massimi effetti
Rt	codice bibliografico dello studio di riferimento
Np	numero dei punti di intensità
Imx	intensità massima (scala MCS)
Io	intensità epicentrale (scala MCS)
Lat	latitudine in gradi e decimali
Lon	longitudine in gradi e decimali
Me	Magnitudo equivalente
dE	errore associato alla stima di Me
Mm	magnitudo macrosismica
dM	errore associato alla stima di Mm
tM	codice di determinazione di Mm
Ms	magnitudo strumentale
dS	errore associato alla stima di Ms
tS	codice di determinazione di Ms
Ma	magnitudo media pesata
dA	errore associato alla stima di Ma

Ad esso è associato un database di riferimento per poter compiere le necessarie correlazioni tra ciascun evento e il sito in esame. Da tutti gli eventi con dati di base è possibile selezionare le notizie in modo da definire "storie sismiche" dei singoli siti, identificanti cioè la successione temporale delle intensità risentite (in una definita località) rispetto alle intensità epicentrali dei vari eventi nel corso dei secoli.

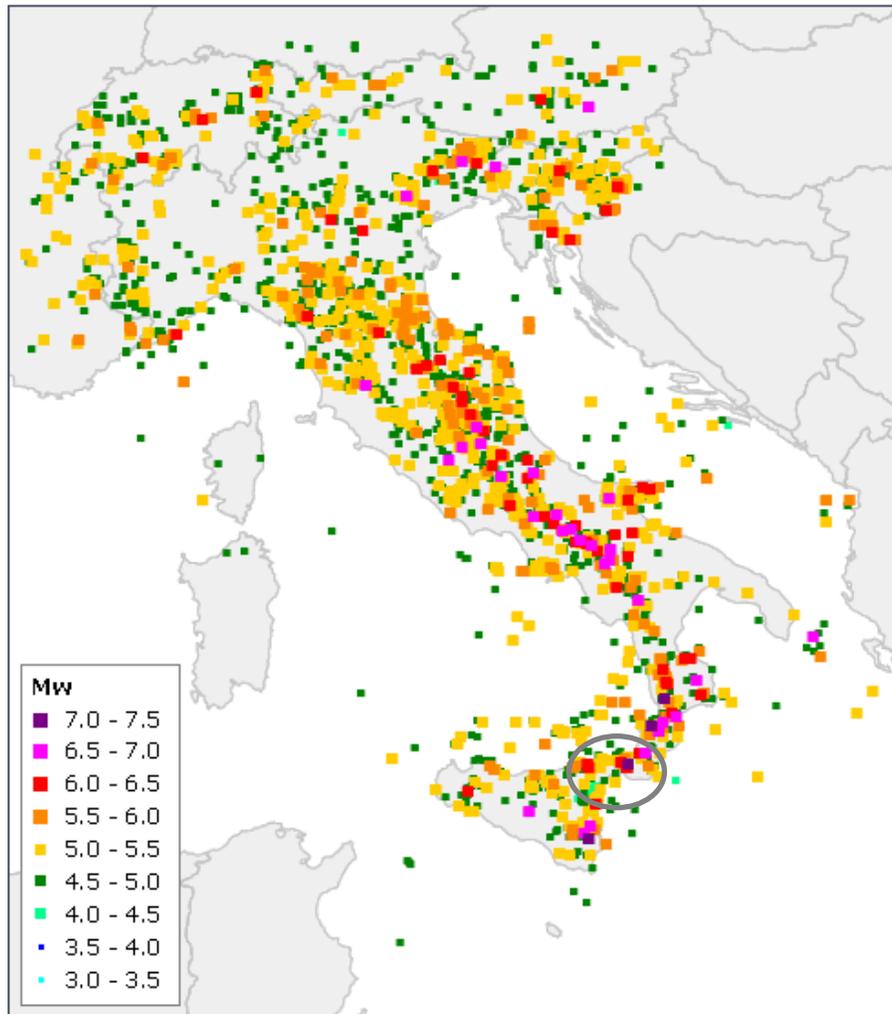


Figura 11 - Carta della sismicità in Italia (distribuzione degli epicentri fino al 2002).

Analizzando i dati di sito è necessario comunque tener conto che la ricostruzione dell'impatto di ogni singolo terremoto dipende sia dal livello di approfondimento delle ricerche, in relazione al contesto antropico in cui si è verificato un evento (densità e rilevanza degli insediamenti abitati), sia da fattori più propriamente fisici (condizioni di sito da cui dipendono i possibili effetti locali e di sito).

La consultazione del catalogo, ha permesso di estrapolare una quantità maggiore di informazioni; in particolare, per l'area in esame, sono stati estratti n°420 eventi principali entro un raggio di 100 km, a partire dall'anno -91 A.C., riportati nelle tabelle e figura seguenti.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

Data					Effetti	In occasione del terremoto di	
Anno	mese	giorno	ora	minuto	I_0 (MCS)	Area epicentrale	I_{mx} (MCS)
-91					95	Reggio Calabria?	95
17					85	Reggio C.-Sicilia	85
361					100	Sicilia	100
374					95	Reggio Calabria	95
853	8	31			95	Messina	95
951					90	Rossano	90
1125	6	7	11		85	Siracusa	85
1169	2	4	7		100	Sicilia orientale	100
1184	5	24			90	Valle del Crati	90
1230	4	5			55	REGGIO CALABRIA	55
1310					70	VILLA S.GIOVANNI	
1323	6	30			70	M.ETNA NORD	
1329	6	28	22		70	M.ETNA NORD	
1444					60	M.ETNA SUD	
1448					60	MESSINA	
1450					60	BROLO	
1490	6	10			60	SERRA DEL RE	
1494	5	29	2	15	70	Messina	80
1499	11	9			75	MESSINA	75
1509	2	25	22	20	80	Calabria meridionale	90
1513	8	25	8		60	MESSINA	
1536	3	23			65	CATANIA	65
1537	5				55	CATANIA	55
1542	12	10	15	15	100	Siracusano	100
1549	5	31			60	VILLA S.GIOVANNI	
1556	11	17			70	COSENZA	70
1559	6	29			60	MONDELLO	
1562	4	6			60	MONDELLO	
1566	11	30			55	RANDAZZO	55
1599	8				70	MESSINA	70
1601	8	10	7		60	VILLA S.GIOVANNI	
1609	7	20			80	NICASTRO	80
1613	8	25	5		80	Naso	90
1619	1	5			70	CALABRIA	
1621	8	9			70	CALABRIA	
1624	10	3	17		80	Mineo	90
1626	4	4	12	45	90	Girifalco	100
1633	2	21	23		85	Nicolosi	85
1634	12	22			65	TRECASTAGNI	65
1635	8	12			65	MESSINA	65
1638	3	27	15	5	110	Calabria	110
1638	6	8	9	45	95	Crotonese	100
1643	7	17			65	TROINA	65
1649	1				65	MESSINA	65
1659	11	5	22	15	100	Calabria centrale	100
1661	2	25	1	30	60	ISOLA FEMMINE	
1669	3	10	23	25	85	Nicolosi	95
1686	6	13	15		60	ISOLA FEMMINE	
1687	10	2			70	TROPEA	70
1693	1	11	13	30	110	Sicilia orientale	110
1694	5	19			55	ACIREALE	55
1698	4	12			70	VIZZINI	70
1706	3	19			55	REGGIO CALABRIA	55
1707	3	3			70	CALABRIA	
1712	7	16			55	CALABRIA MER.	55
1715	2	21			55	REGGIO CALABRIA	55
1716	12	1			70	CATANIA	70
1717	4	4			65	VITTORIA	65
1717	4	22	5	20	75	Castroreale	85
1717	6	15			55	SIRACUSA	55
1718	2	20			65	SICILIA ORIENTALE	65
1720	9	12			65	GERACE	65
1724	8	3	21	30	70	VILLA S.GIOVANNI	
1726	9	1	21	55	80	Palermo	85
1727	1	7			75	NOTO	75
1728	5				60	NICASTRO	
1729	6	29	13		65	CASTROREALE	65
1732	3	28			55	CASTROREALE	55

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

Data					Effetti	In occasione del terremoto di	
Anno	mese	giorno	ora	minuto	I_0 (MCS)	Area epicentrale	I_{mx} (MCS)
1735	9	6			60	VIBO VALENTIA	60
1736	8	16			75	GIMINNA	75
1739	5	10	15	25	80	Naso	85
1743	12	7			75	CALABRIA MERID.	75
1747	9				60	VILLA S.GIOVANNI	
1751	8				60	MONDELLO	
1767	7	14	1	5	85	Cosentino	85
1770	6	8			65	REGGIO CALABRIA	65
1777	6	6	16	15	75	CALABRIA	60
1780	3	28			60	MESSINA	60
1783	2	5	12		110	Calabria	110
1783	2	6		20	85	Calabria meridionale	95
1783	2	7	13	10	105	Calabria	105
1783	3	1	1	40	90	Calabria centrale	95
1783	3	28	18	55	100	Calabria	110
1783	11	20	12	58	70	S.GREGORIO	
1784	3	20	13	30	70	S.GREGORIO	
1784	10	14			70	GERACE	70
1785	3	17	3	33	65	REGGIO CALABRIA	
1785	4	13	6		65	S.GREGORIO	
1786	2	23	7	40	60	S.GREGORIO	
1786	3	10	14	10	90	Sicilia nord-or.	90
1787	9	19	22		65	MESSINA	
1790	6				60	PLATI	
1791	10	13	1	20	90	Calabria centrale	90
1817	10	19	2	30	60	MESSINA	
1818	2	20	18	15	90	Catanese	95
1818	3	1	2	45	75	Monti Iblei	75
1818	9	8	9	50	75	Madonie	75
1819	2	24	23	20	75	Madonie	80
1819	7	26			60	M.ETNA SUD	
1820	12	25			60	MINEO	
1821	8	2			75	CATANZARO	75
1822	4	6			65	NICOSIA	65
1823	3	5	16	37	85	Sicilia settentriona	85
1824	12	11			75	ROSSANO	75
1828	3	12			70	PALMI	70
1831	1	28			65	MILAZZO	65
1831	4	9			65	STILO	
1832	3	8	18	30	95	Crotonese	100
1832	4	12			60	FILADELFIA	
1832	11	24			75	NICOLOSI	75
1835	10	12	22	35	90	Cosentino	100
1836	4	25		20	90	Calabria settent.	100
1836	5	4			70	REGGIO CALABRIA	
1839	8	18	1		60	COSENZA	
1839	8	27	11		60	REGGIO CALABRIA	
1840	4	24	1	30	60	REGGIO CALABRIA	
1841	3	20			70	REGGIO CALABRIA	
1841	8	15		30	60	REGGIO CALABRIA	
1842	11	18			60	BELPASSO	60
1843	12	7			55	MISILMERI	55
1846	4	22		30	55	CATANIA	55
1846	9	11			60	ROSSANO	
1848	1	11			80	AUGUSTA	85
1848	10	7	3		60	REGGIO CALABRIA	
1850	1	1			70	BIANCAVILLA	70
1851	2	15			55	CATANZARO	
1851	4	11	6		60	VILLA S.GIOVANNI	
1852	1	23	7	3	70	REGGIO CALABRIA	
1852	5	13	21	40	70	REGGIO CALABRIA	
1854	2	12	17	50	95	Cosentino	100
1855	1	26			70	GIARRE	
1855	9	20			70	COSENZA	
1865	7	19	1		90	Area etnea	100
1867	10	3	2		60	MISTRETTA	
1869	11	28			65	VIBO VALENTIA	65
1870	10	4	16	55	95	Cosentino	100
1871	6	29	20	45	65	MALITO	
1872	10	8	13	25	70	COSENZA	
1873	9	11	9	3	70	COSENZA	
1874	8	30	22	30	70	RANDAZZO	
1875	1	7	23	45	70	ACIREALE	
1876	5	25	3	35	70	CORLEONE	
1876	9	13	23	1	70	REGGIO CALABRIA	

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

Data					Effetti	In occasione del terremoto di	
Anno	mese	giorno	ora	minuto	I_0 (MCS)	Area epicentrale	I_{mx} (MCS)
1878	10	4		46	70	MINEO	
1879	6	17	6	50	90	Area etnea	90
1880	6	18	20	15	60	GIARRE	
1880	12	1	10		65	MISTRETTA	
1881	2	12	2		60	GIARRE	
1881	4	23	4	12	60	PAOLA	
1882	3	10			60	BASSO IONIO	
1883	4	5			65	NICOLOSI	70
1883	7	25	9	50	60	COSENZA	
1884	1	10	20	35	70	PIEDIMONTE	
1884	5	4	20	13	60	S.GREGORIO	
1885	9	25	7	5	70	BELPASSO	
1886	3	6			75	COSENTINO	75
1886	6	5			65	ETNA	65
1887	2	19	9	30	70	M.ETNA NORD	
1887	12	3	3	45	80	Calabria settent.	90
1888	2	25	17	21	70	BASSO TIRRENO	
1888	6	21	12	5	60	M.ETNA NORD	
1888	9	26	3	30	60	PETRALIA	
1889	1	10	19	10	60	TIRIOLO	
1889	5	29	9		70	FERRUZZANO	
1889	6	30	21	15	70	BASSO TIRRENO	
1889	10	5	13	52	55	TROPEA	
1889	12	25	17	23	80	Area etnea	80
1891	1	26	3	10	70	BASSO TIRRENO	
1891	6	27	12	11	70	SALINA	
1892	1	23		46	55	LICODIA	
1892	3	16	12	38	75	ALICUDI	80
1892	7	9			55	ZAFFERANA ETNEA	60
1892	8	7	21	32	55	BASSO TIRRENO	
1893	1	29	1	10	60	BASSO TIRRENO	
1893	4	1	7	8	60	GIARRE	
1893	4	22	3	20	65	MONTALBANO	65
1894	2	20			55	NOVARA DI SICILIA	60
1894	8	3	6	29	70	SALINA	
1894	8	8	5	16	95	Area etnea	95
1894	11	16	17	52	85	Calabria meridionale	90
1894	12	27			70	FILICUDI	70
1895	3	9	22	1	55	CASTANEA	
1895	7	26	17	44	60	OPPIDO	
1895	9	15	10	25	60	SERRA S.BRUNO	
1895	11	18	16	32	55	CASTANEA	
1896	3	18	20	40	60	ACIREALE	
1896	4	1	7	18	60	S.EUFEMIA	
1896	7	2		30	55	CANALE DI SICILIA	50
1896	9	17	14	51	60	BIANCO	
1896	12	19	21	18	60	ACIREALE	
1897	2	11	23	33	60	BASSO IONIO	
1897	12	6	3	15	60	LAGO AMPOLLINO	
1898	4	21	5	30	60	SOVERIA	
1898	5	14	4	45	75	ADRANO	80
1898	8	12			65	ROMETTA	65
1898	9	17	13		65	GIOIOSA MAREA	
1898	11	2	10	24	55	CALTAGIRONE	60
1899	6	27	21	15	55	BASSO TIRRENO	
1899	7	2	4	54	65	AREA ETNEA	70
1901	5	11	11	10	65	NICOLOSI	70
1901	6	20	17	30	60	CATANZARO	
1901	12	13		9	55	S. GREGORIO	
1903	2	10	8	4	60	NOTO	60
1903	5	26	17	1	60	ACIREALE	
1903	7	13	8	19	55	NISCEMI	
1903	11	20	9	57	55	GIARRE	
1904	7	16	23	35	60	SALINA	
1905	9	8	1	43	110	Calabria	105
1906	3	22			60	NOVARA SICILIA	
1906	4	22	23	12	55	CASTELBUONO	
1906	6	2		12	55	MASCALUCIA	60
1906	6	10	1	44		STROMBOLI	45
1906	9	11	19	3	70	TERMINI	
1906	11	20	14	34	60	M.ETNA SUD	
1907	1	21	3	41	55	TERMINI IMERESE	60
1907	4	24	21		55	CAMMARATA	55
1907	5	8			70	CATANIA SUD	
1907	10	23	20	28	85	Calabria meridionale	90

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

Data					Effetti	In occasione del terremoto di	
Anno	mese	giorno	ora	minuto	I_0 (MCS)	Area epicentrale	I_{mx} (MCS)
1907	12	7	21	30	75	ETNA	80
1908	3	1	5	23	55	NICASTRO	50
1908	5	1	20	15	70	M.ETNA NORD	
1908	6	30	5	44	70	BASSO TIRRENO	
1908	8	15	10		70	CASTEL LUCIO	
1908	11	5	16	50	60	FERRUZZANO	
1908	12	10	6	20	70	NOVARA DI SICILIA	70
1908	12	28	4	20	110	Calabria meridionale	110
1909	1	2	1	5	60	CALTAGIRONE	
1909	1	3	4	20	65	BASSO TIRRENO	65
1909	5	14	1	26	55	GIARRE	
1909	5	17	10	28	60	SAVELLI	
1909	6	7	1	30	60	CORLEONE	
1909	7	1	6	24	80	CALABRO MESSINESE	80
1909	10	21	16	50	65	ETNA	70
1909	11	20	12	50	70	VILLA S.GIOVANNI	
1909	12	8	23	45	55	CITTANOVA	
1910	3	31	19		55	CARAFFA	
1910	5	12	16	43	70	GIARRE	
1910	6	8	11	49	60	GERACI SICULO	
1910	6	13	23	30	60	VILLA S.GIOVANNI	
1910	11	18	2	42	70	VILLA S.GIOVANNI	
1910	12	12	6	7	55	MILETO	
1911	3	11	3	29	60	VILLA S.GIOVANNI	
1911	6	18	16	59	60	VILLA S.GIOVANNI	
1911	10	15	8	52	100	Area etnea	100
1911	10	29	6	49	55	MINEO	
1912	1	30	21	40	55	ALIMENA	60
1912	8	3	16	58	55	GIARRE	
1912	11	7	14	12	55	FILADELFIA	
1912	12	11	10	23	60	ETNA	65
1912	12	22	8	5	70	VILLA S.GIOVANNI	
1913	1	5	7	56	55	ANTONIMINA	
1913	6	2	9	42	60	PIEDIMONTE	
1913	6	27	17		60	NICASTRO	
1913	6	28	2	47	55	VILLA S.GIOVANNI	
1913	6	28	8	53	80	Calabria settentrion	85
1914	5	8	18	1	90	Area etnea	100
1914	5	13	2	55	60	RANDAZZO	
1914	9	8	18		70	GIARRE	
1915	4	11	17	14	65	BELPASSO	
1915	6	12	21	10	60	FILICUDI-ALICUDI	
1915	9	11	8	25	60	REGGIO CALABRIA	
1916	5	30	8	35	55	ADRANO	
1916	7	3	23	21	65	STROMBOLI	65
1916	9	3	7	45	60	BASSO TIRRENO	
1916	10	12	17	30	55	GIARRE	
1917	7	20			55	ACIREALE	
1918	6	3	21	52	60	ADRANO	60
1918	11	24	13	38	60	TRENTA	60
1918	12	3	10	42	55	MILETO	
1919	3	18	14	17	55	VILLA S.GIOVANNI	
1919	11	9	17	6	60	ETNA	65
1920	1	27	4	38	60	COSENZA	
1920	9	26	2	55	75	ETNA	80
1921	1	21	17	28	60	GIARRE	
1921	6	19	12	52	60	OPPIDO	
1921	7	24			60	CATANIA	
1921	11	1		57	60	ACIREALE	
1923	6	17	1	45	70	GIARRE	
1923	8	16	12	50	55	VILLA S.GIOVANNI	
1923	11	15	20	1	55	GIARRE	
1924	8	17	21	40	55	MONTI IBLEI	55
1925	3	8	15	46	65	NICOSIA	70
1925	7	6	6	36	55	GIARRE	
1925	8	21	19	11	60	GAGLIANO	
1926	8	17	1	42	75	ISOLA DI SALINA	75
1927	9	22	19	38	60	VALLELUNGA	
1928	2	2	14	43	55	MISTRETTA	
1928	3	7	10	55	75	CAPO VATICANO	80
1928	9	3	1	40	55	CIRO' MARINA	
1929	1	6	14	13	60	SQUILLACE	
1929	2	22	8	17	55	VILLA S.GIOVANNI	
1930	3	26	10	52	75	FILICUDI	75
1930	5	6	20	48	55	CAULONIA	

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

Data					Effetti	In occasione del terremoto di	
Anno	mese	giorno	ora	minuto	I_0 (MCS)	Area epicentrale	I_{mx} (MCS)
1930	10	9	4	33	60	ALTO IONIO	
1931	8	3	21	13	70	ETNA	75
1932	1	2	23	36	65	CROTONESE	60
1932	5	22	17	1	50	MESSINA	50
1933	2	4	1	4	55	S.LEONARDO	
1934	9	11	1	19	65	MADONIE	65
1934	11	9	23	9	65	SPEZZANO	
1935	6	30	9	4	65	ETNA	65
1936	4	7	5	41	55	VIBO VALENTIA	
1936	10	8	8	4	60	PATTI	65
1937	3	6	1	56	55	VITTORIA	
1937	8	23	19	44	55	M.ETNA SUD	
1939	1	27	20	10	60	FILICUDI-ALICUDI	
1940	1	15	13	19	75	Golfo di Palermo	80
1940	4	26	7	49	55	POLISTENA	55
1941	5	22	6	16	65	Stromboli	75
1941	5	28			60	S.EUFEMIA	
1941	11	1			60	PACHINO	
1942	11	15	16	29	55	NICOLOSI	55
1946	3	15	7	2	60	VILLA S.GIOVANNI	
1946	4	3	17	1	60	M.PALANUDA	
1947	2	26	5	42		BASSO TIRRENO	
1947	5	11	6	32	80	Calabria centrale	90
1947	6	29	20	20	60	COSENZA	
1947	10	17			55	RACCUJA	
1948	8	2	19	25	60	SOVERIA	
1948	10	16	12	10	60	BASSO TIRRENO	
1949	10	8	3	8	65	NOTO	70
1949	12	9	13	45	60	REGGIO CALABRIA	
1950	4	8			75	GIARRE	85
1950	4	10	3	55	70	MESSINA	
1950	7	18	23	52	55	BASSO TIRRENO	
1950	12	9	14	45	60	BASSO IONIO	
1952	3	19	8	13	75	ETNA	75
1953	2	25		7	55	VIBO VALENTIA	
1955	7	23	21	5	60	S.DEMETRIO	
1957	5	20	19	57	60	BASSO TIRRENO	
1958	7	13	20	48	60	SERSALE	
1958	10	27	10	9	65	PIANOPOLI	
1959	11	14	20	32	55	GIARRE	
1959	12	23	9	29	65	PIANA DI CATANIA	65
1960	7	25	6	18	60	GIARRE	
1961	3	24	10	36	55	ASPROMONTE	55
1963	6	13	8	37	40	BASSO TIRRENO	
1963	9	30	22	25	40	BASSO IONIO	
1963	11	12	8	22	55	LUZZI	
1964	5	2	11	32	60	SIRACUSA	
1965	10	1	18	38	55	ROGLIANO	
1967	8	15	7	6		BASSO TIRRENO	
1967	9	7	14	9	55	TAORMINA	
1967	10	31	21	8	80	Monti Nebrodi	80
1968	5	19	9	37		BASSO TIRRENO	40
1968	6	16	13	3		MILITELLO	55
1968	7	17	19	11	55	VIBO VALENTIA	
1970	6	29	14	22		ISOLA CAPO RIZZUTO	
1970	8	16	10	45	40	BASSO IONIO	
1971	2	3	4	53		BASSO TIRRENO	
1971	2	19	18	50	60	PATTI	
1971	4	21	16	30	60	ETNA	70
1973	4	13	8	12	60	SCANDALE	
1973	8	3	19	49	60	ETNA	70
1974	2	4	23	15	55	PALERMO	
1974	2	27	23	13		BASSO IONIO	
1974	4	21	4		60	ALTO IONIO	
1974	5	18	9	41	55	NICOLOSI	60
1975	1	16		9	75	Stretto di Messina	75
1975	6	12	19	27	60	VALGUARNERA	
1976	9	17	1	23		M.SORO	
1977	6	5	13	59	60	MISTRETTA	65
1977	8	15	21	10		ALTO IONIO	
1978	1	19	5	15		STAZ. IMERA	
1978	3	11	19	20	80	Calabria meridionale	80
1978	4	15	23	33	90	Golfo di Patti	80
1978	8	26	8	43		P.CARBONARA	
1979	1	16	19	27		BASSO TIRRENO	

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

Data					Effetti	In occasione del terremoto di	
Anno	mese	giorno	ora	minuto	I_0 (MCS)	Area epicentrale	I_{mx} (MCS)
1980	1	23	21		55	MODICA	55
1980	3	9	12	3		SARACENA	
1980	5	28	19	51		BASSO TIRRENO	
1980	12	9	5	50		VIBO VALENTIA	
1981	1	8	16	36	60	PIANO PERNICANA	60
1981	4	5	10	12		ISOLE EOLIE	
1982	7	7	23	45	60	PIANO PERNICANA	60
1983	3	27	8	5	65	C. DA CALCERANA	65
1983	7	20	22	3	60	VIAGRANDE	65
1983	11	8	18	21		MAR IONIO	
1983	11	30	14	25	45	ZAFFERANA ETNEA	50
1984	3	21	1	12		TIRRENO MERIDIONALE	
1984	6	19	15	19	70	FIANDACA	70
1984	10	25	1	11	80	FLERI	80
1984	10	30	14	39		COSTA CALABRA OCC.	
1985	6	13	21	18	50	ADRANO	50
1986	4	1	3	55		TIRRENO MERIDIONALE	
1986	9	19	12	36		COSTA CALABRA OCC.	
1986	10	29	23	18	65	PIANO PROVENZANA	70
1987	5	6	18	20	50	VALLONE LICODIA	55
1987	8	13	7	22	45	MALETTO	50
1988	4	1	23	43	55	MILO	55
1988	4	13	21	28	65	POLLINO	65
1988	10	28	18	48	60	PIANO PERNICANA	60
1989	1	29	7	30	70	CODAVOLPE	70
1990	12	13		24	70	Sicilia sud-orientale	75
1990	12	14	3	21		TIRRENO MERIDIONALE	
1991	12	15	20		45	AREA ETNEA	45
1992	4	25	12	46		ISOLE EOLIE	
1993	6	14	5	13	50	ZAFFERANA ETNEA	50
1993	6	26	17	47	60	POLLINA	65
1993	11	27	13	26		TIRRENO MERIDIONALE	
1994	1	5	13	24		TIRRENO MERIDIONALE	
1994	3	21	21	41		TIRRENO MERIDIONALE	
1995	2	10	8	15		AREA ETNEA	
1996	2	25	1	20		COSTA CALABRA OCC.	
1996	4	27		38	65	COSENTINO	70
1996	12	2	13	1	55	C. DA LUMINARIA	60
1997	3	25		46		MAR IONIO	
1998	5	22	11	54	50	NICOLOSI	60
1998	9	14	5	24		TIRRENO MERIDIONALE	50
1999	2	14	11	45	60	PATTI	60
1999	9	14	15	47		GOLFO DI POLICASTRO	
1999	10	23	2	5		ISOLE EOLIE	
2000	3	30	9	32		TIRRENO MERIDIONALE	
2001	1	9	2	51	60	ZAFFERANA ETNEA	60
2001	5	17	11	43		GOLFO DI S.EUFEMIA	
2001	10	28	9	3	60	S.M. AMMALATI	60
2001	11	25	19	34	45	MADONIE	45
2002	9	6	1	21	60	PALERMO	60
2002	9	27	6	10		TIRRENO MERIDIONALE	
2002	10	29	10	2	80	BONGIARDO	80

Tabella 2 – Osservazioni sismiche per San Martino Buon Albergò secondo catalogo CPTI.

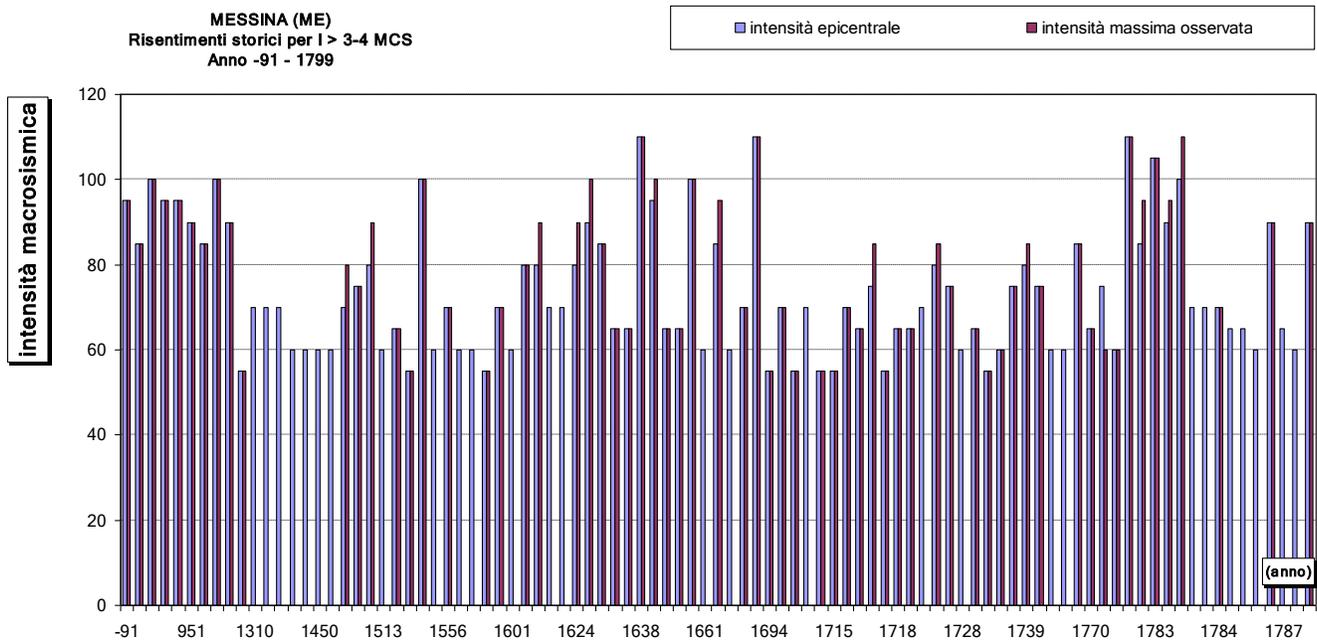


Figura 12 - Osservazioni sismiche per Messina secondo catalogo CPTI (-91 A.C./1799 D.C.).

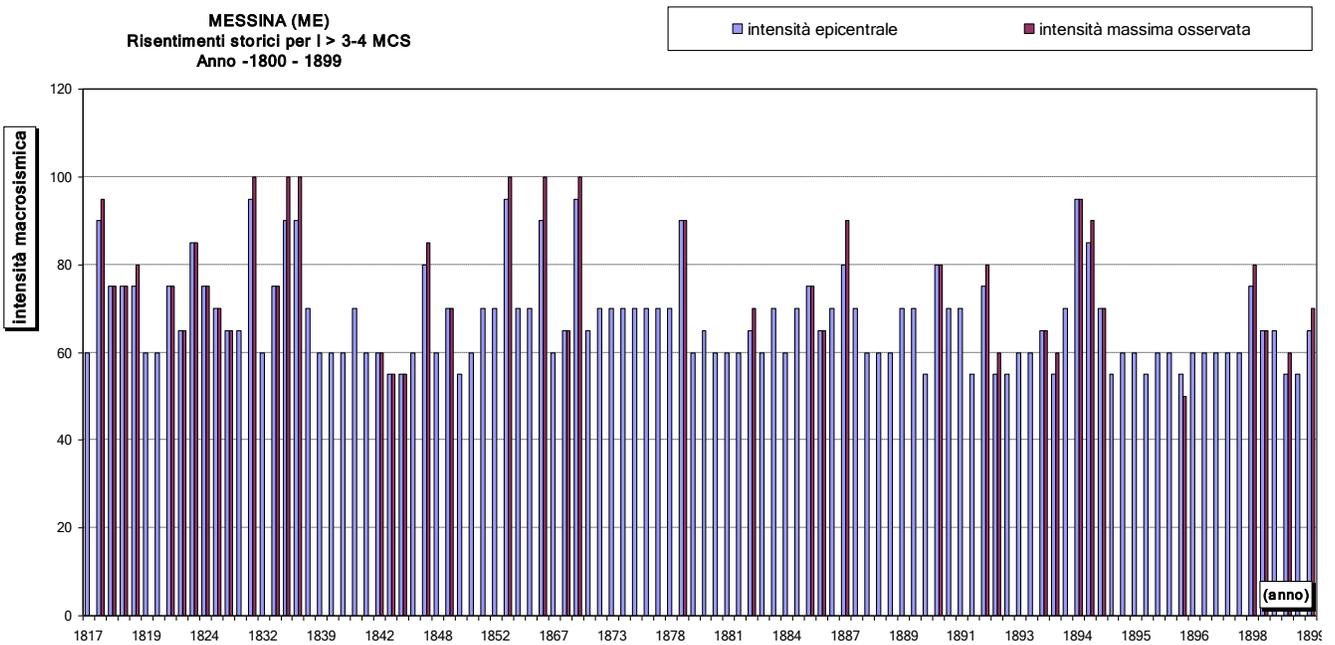


Figura 13 - Osservazioni sismiche per Messina secondo catalogo CPTI (1800/1899).

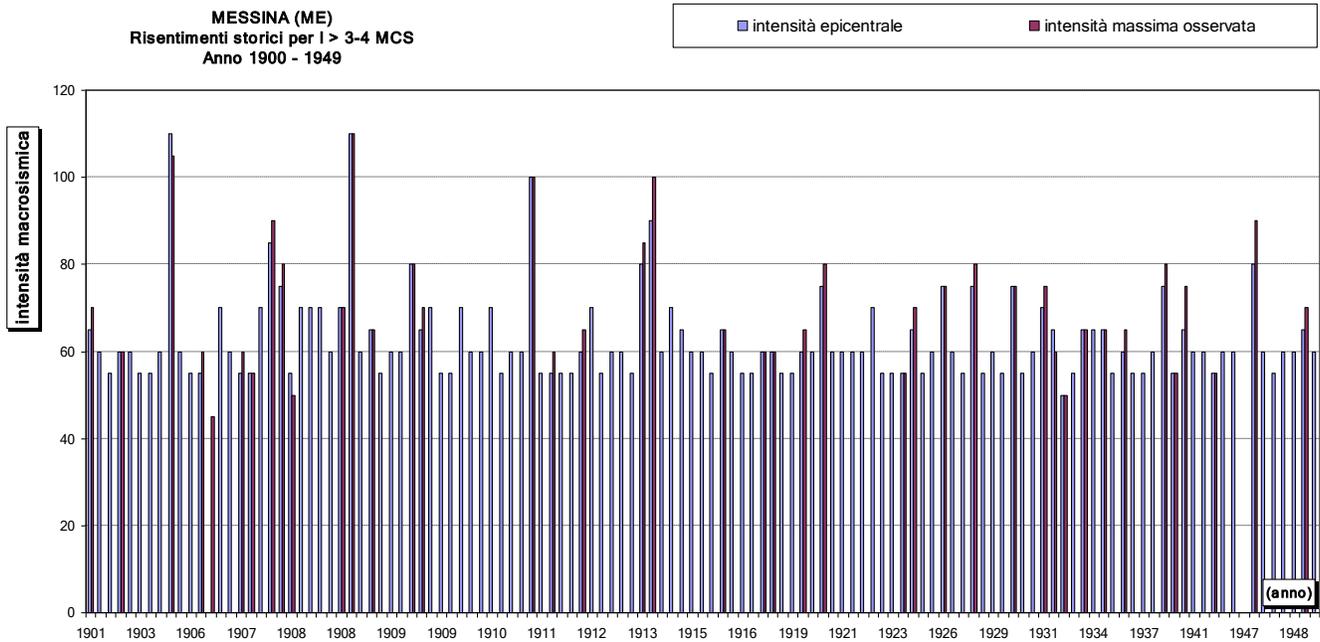


Figura 14 - Osservazioni sismiche per Messina secondo catalogo CPTI (1900/1949).

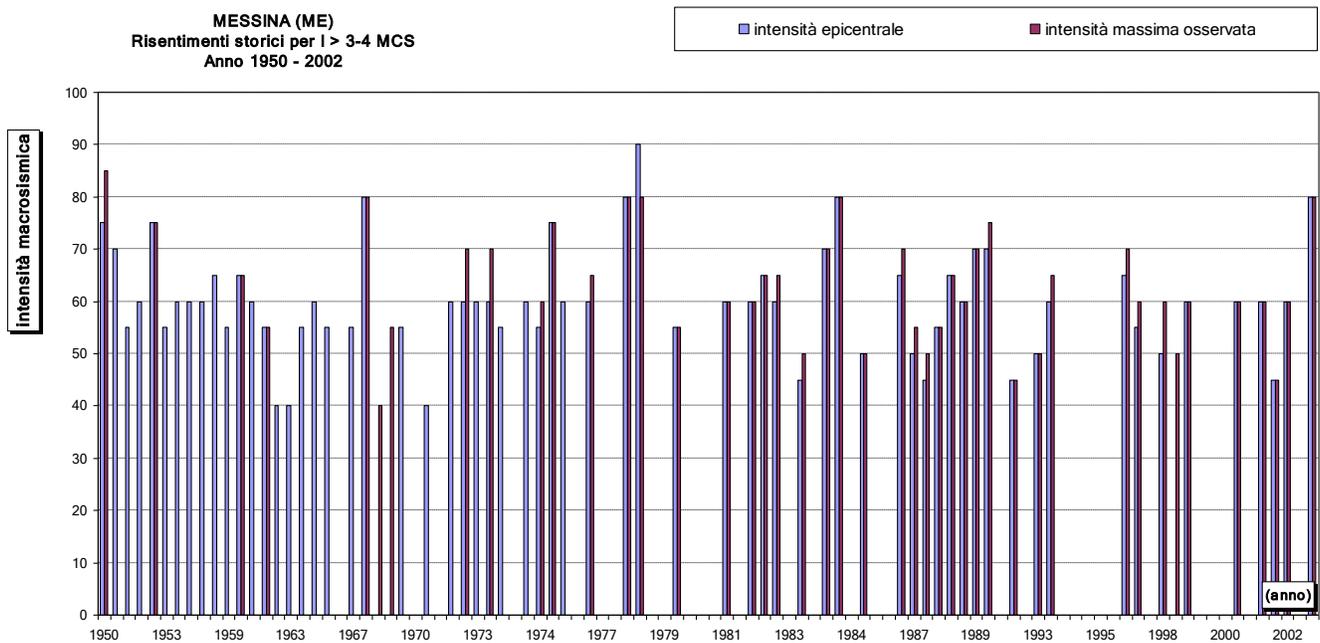


Figura 15 - Osservazioni sismiche per Messina secondo catalogo CPTI (1950/2002).

5.2 DATABASE DBMI04

Database macrosismico utilizzato nel 2004 per la compilazione del catalogo CPTI04 (Gruppo di Lavoro CPTI, 2004) è costituito da due porzioni (Tabella 3):

- La prima, fino al 1980, è derivata integralmente dal database utilizzato per la compilazione del catalogo CPTI99 (Gruppo di Lavoro CPTI, 1999). In particolare contiene 697 studi derivati da DOM4.1 (DOM; Monachesi e Stucchi, 1997) e 271 studi derivati dal database CFTI nella sua versione 2 (Boschi et al., 1997).
- La seconda, dal 1981 al 2002, è stata compilata ex novo assemblando gli studi che sono stati selezionati per la compilazione della medesima finestra cronologica del nuovo catalogo. Questi studi derivano dal Bollettino Macrosismico ING (BMING; 29 terremoti), da DOM4.1 (6 terremoti), dalla versione 3 di CFTI (Boschi et al., 2000; 5 terremoti) e dall'Archivio Macrosismico INGV (INGVAM; 33 rilievi macrosismici diretti, di cui 20 contenuti nel Catalogo Macrosismico dei Terremoti Etnei; Azzaro et al., 2000 e 2002).

Provenienza	fino al 1980		1980-2002		Totale	
	Numero osservazioni	Numero terremoti	Numero osservazioni	Numero terremoti	Numero osservazioni	Numero terremoti
DOM	19808	697	2470	6	22278	703
CFTI	22710	271	3046	5	25756	276
BMING			7873	29	7873	29
INGVAM			2239	33	2239	33
Totale	42518	968	15628	73	58146	1041

Tabella 3 – Numero di osservazioni e di terremoti in DBMI04 suddivisi per provenienza.

DBMI04 contiene 58146 osservazioni macrosismiche riferite a 14161 località (Tabella 4). Queste osservazioni sono relative a 1041 terremoti dei 2550 presenti in CPTI04.

	Totale	Italia	Estero
Osservazioni	58146	55986	2160
Località	14161	12943	1218

Tabella 4 – Numero totale di osservazioni e località in DBMI04.

Grazie al sistema di consultazione on-line messo a disposizione dall'interfaccia web (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04>), è stato possibile estrarre e localizzare gli epicentri degli eventi registrati nell'area di Tremestieri-Messina, con valori di Magnitudo momento (Mw) compresi nell'intervallo fra 4.63 e 7.41.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

Anno	mese	giorno	ora	minuto	Area epicentrale	Io	Mw
853	8	31			Messina	9-10	6.3
1169	2	4	7		Sicilia orientale	10	6.6
1494	5	29	2	15	Messina	7	5.17
1499	11	9			MESSINA	7-8	5.37
1509	2	25	22	20	Calabria meridionale	8	5.57
1542	12	10	15	15	Siracusano	10	6.62
1566	11	30			RANDAZZO	5-6	4.63
1599	8				MESSINA	7	5.17
1609	7	20			NICASTRO	8	5.57
1613	8	25	5		Naso	8	5.57
1635	8	12			MESSINA	6-7	5.03
1638	3	27	15	5	Calabria	11	7
1649	1				MESSINA	6-7	5.03
1659	11	5	22	15	Calabria centrale	10	6.5
1693	1	11	13	30	Sicilia orientale	11	7.41
1694	9	8	11	40	Irpinia-Basilicata	10-11	6.87
1706	3	19			REGGIO CALABRIA	5-6	4.63
1716	12	1			CATANIA	7	5.17
1717	4	22	5	20	Castroreale	7-8	5.4
1717	6	15			SIRACUSA	5-6	4.72
1720	9	12			GERACE	6-7	5.03
1726	9	1	21	55	Palermo	8	5.61
1727	1	7			NOTO	7-8	5.37
1729	6	29	13		CASTROREALE	6-7	5.09
1732	3	28			CASTROREALE	5-6	4.63
1735	9	6			VIBO VALENTIA	6	4.83
1743	2	20	16	30	Basso Ionio	9-10	6.9
1743	12	7			CALABRIA MERID.	7-8	5.79
1770	6	8			REGGIO CALABRIA	6-7	5.03
1777	6	6	16	15	CALABRIA	7-8	5.53
1780	3	28			MESSINA	6	4.83
1783	2	5	12		Calabria	11	6.91
1783	2	6	0	20	Calabria meridionale	8-9	5.94
1783	2	7	13	10	Calabria	10-11	6.59
1783	3	1	1	40	Calabria centrale	9	5.92
1783	3	28	18	55	Calabria	10	6.94
1786	3	10	14	10	Sicilia nord-or.	9	6.02
1818	2	20	18	15	Catane	9	6
1818	9	8	9	50	Madonie	7-8	5.31
1819	2	24	23	20	Madonie	7-8	5.4
1823	3	5	16	37	Sicilia settentriona	8-9	5.87
1831	1	28			MILAZZO	6-7	5.03
1848	1	11			AUGUSTA	8	5.48
1854	2	12	17	50	Cosentino	9-10	6.15
1869	11	28			VIBO VALENTIA	6-7	5.03
1870	10	4	16	55	Cosentino	9-10	6.16
1879	6	17	6	50	Area etnea	9	5.06
1887	12	3	3	45	Calabria settent.	8	5.52
1892	3	16	12	38	ALICUDI	7-8	5.38
1893	4	22	3	20	MONTALBANO	6-7	5.03
1894	2	20			NOVARA DI SICILIA	5-6	4.63
1894	11	16	17	52	Calabria meridionale	8-9	6.05
1894	12	27			FILICUDI	7	5.18
1898	8	12			ROMETTA	6-7	5.03
1898	11	2	10	24	CALTAGIRONE	5-6	4.63
1903	2	10	8	4	NOTO	6	4.83
1905	9	8	1	43	Calabria	11	7.06
1905	11	26			IRPINIA	7	5.32
1907	10	23	20	28	Calabria meridionale	8-9	5.93
1908	12	10	6	20	NOVARA DI SICILIA	7	5
1908	12	28	4	20	Calabria meridionale	11	7.24
1909	7	1	6	24	CALABRO MESSINESE	8	5.55
1910	6	7	2	4	Irpinia-Basilicata	8-9	5.87
1912	1	30	21	40	ALIMENA	5-6	4.72
1913	6	28	8	53	Calabria settentrion	8	5.65
1913	10	4	18	26	MATESE	7-8	5.4
1914	5	8	18	1	Area etnea	9	5.3
1915	1	13	6	52	AVEZZANO	11	6.99
1916	7	3	23	21	STROMBOLI	6-7	5.07
1926	8	17	1	42	ISOLA DI SALINA	7-8	5.32
1928	3	7	10	55	CAPO VATICANO	7-8	5.9
1930	3	26	10	52	FILICUDI	7-8	4.99
1930	4	27	1	46	SALERNITANO	6-7	4.72
1932	1	2	23	36	CROTONESE	6-7	5.62
1932	5	22	17	1	MESSINA	5	5.15
1934	9	11	1	19	MADONIE	6-7	5.03
1936	10	8	8	4	PATTI	6	4.83
1940	1	15	13	19	Golfo di Palermo	7-8	5.34
1941	5	22	6	16	Stromboli	6-7	5.03
1947	5	11	6	32	Calabria centrale	8	5.71
1949	10	8	3	8	NOTO	6-7	5.18
1959	12	23	9	29	PIANA DI CATANIA	6-7	5.23
1961	3	24	10	36	ASPROMONTE	5-6	4.63
1967	10	31	21	8	Monti Nebrodi	8	5.5
1967	12	9	3	9	ADRIATICO MER.	6	4.83
1968	1	15	2	1	Valle del Belice	10	6.12
1968	5	19	9	37	BASSO TIRRENO		4.83
1975	1	16	0	9	Stretto di Messina	7-8	5.38
1977	6	5	13	59	MISTRETTA	6	4.66
1978	3	11	19	20	Calabria meridionale	8	5.36
1978	4	15	23	33	Golfo di Patti	9	6.06
1980	11	23	18	34	Irpinia-Basilicata	10	6.89
1990	12	13	0	24	Sicilia sud-orientale	7	5.68
1999	2	14	11	45	PATTI	6	4.73
2002	9	6	1	21	PALERMO	6	5.89

Io (x10): Intensità epicentrale
 Mw: Magnitudo momento

Tabella 5 – Osservazioni sismiche per Messina secondo catalogo INGV-DBMI04.

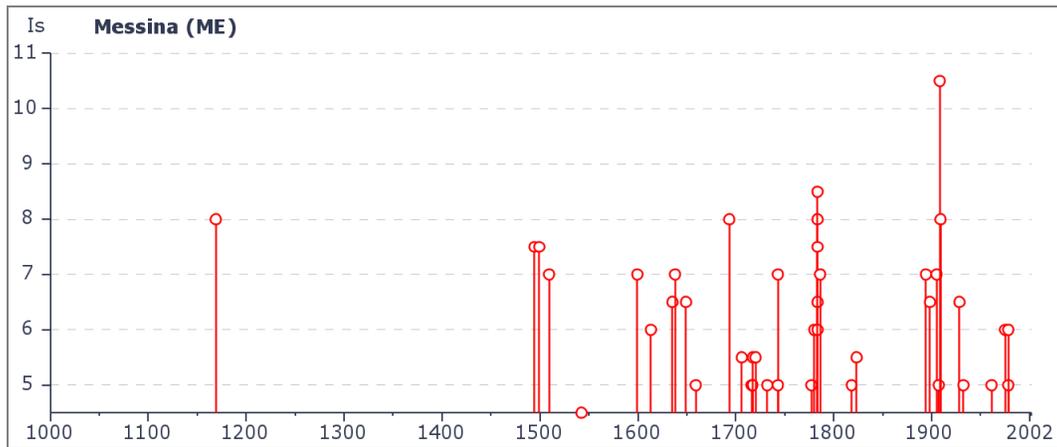


Figura 16 - Storia sismica di Messina secondo catalogo INGV-DBMI04.

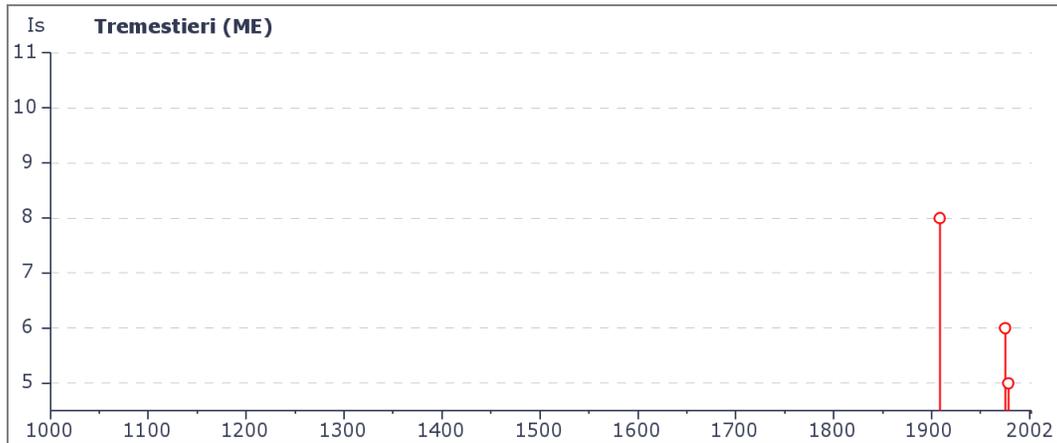


Figura 17 - Storia sismica di Tremestieri (ME) secondo catalogo INGV-DBMI04.

5.3 DATABASE NT4.1

Realizzato nell'ambito del GNDT sono considerati solo eventi principali con soglia di magnitudo avvenuti dal 1065 al 1976. L'osservazione ha permesso riportare nella Figura 18 gli epicentri dei terremoti che hanno interessato le aree limitrofe al Comune di Messina, in funzione dell'intensità macrosismica (MCS > 2) e della magnitudo (Ms).

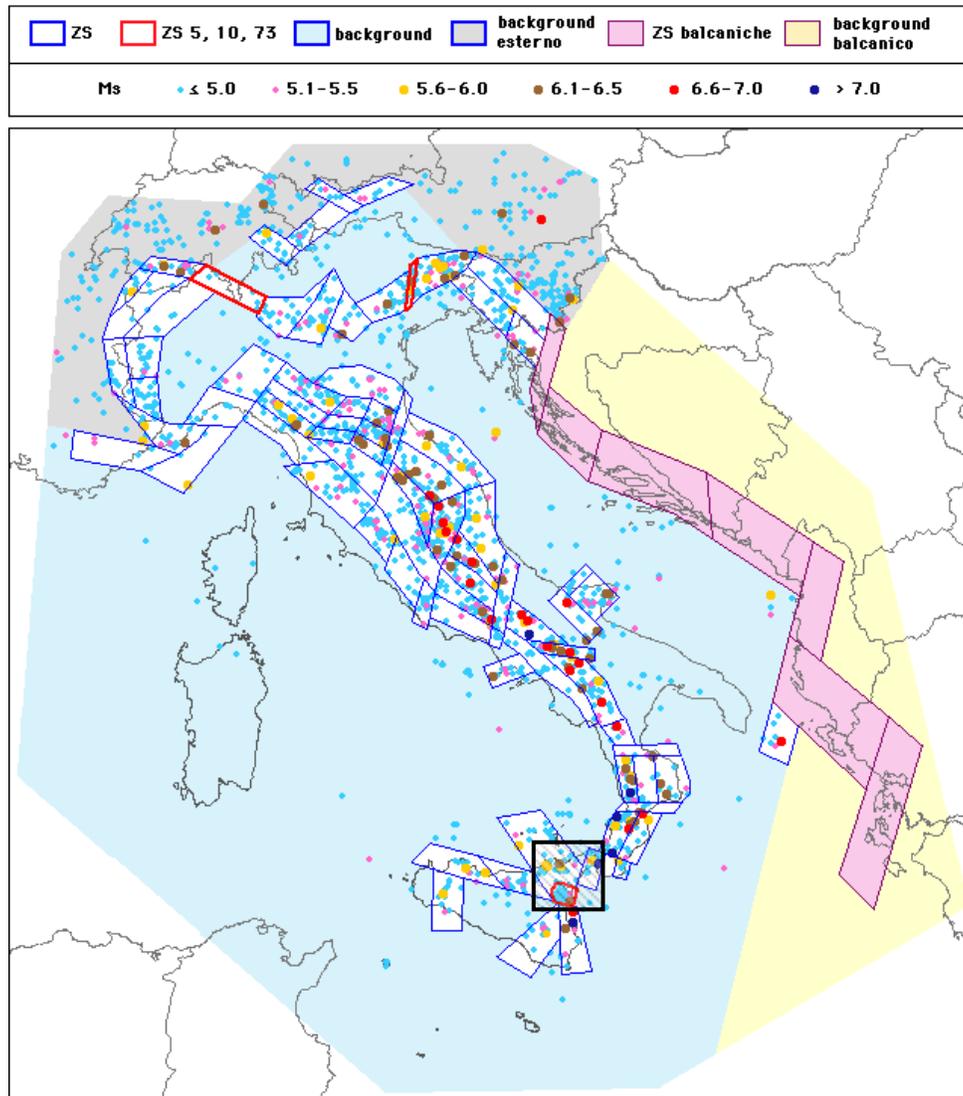


Figura 18 – Epicentri dei terremoti in funzione dell'intensità macrosismica Ms.

Nell'area in oggetto e nelle aree entro un raggio di qualche centinaio di chilometri sono documentati n°67 terremoti con intensità epicentrale MCS compresi fra 10 e 110 che, in termini di magnitudo (Ms), sono compresi tra 1.65 e 7.26.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

Data					Effetti	in occasione del terremoto di:	
Ye	Mo	Da	Ho	Mi	Is (MCS)	Area epicentrale	Ix Ms
1908	12	28	04	20	110	CALABRO MESSINESE	110 73
1169	02	04			80	SICILIA ORIENTALE	110 73
1693	01	11			80	SICILIA ORIENTALE	110 70
1909	07	01	06	24	80	CALABRO MESSINESE	80 55
1499	11	09			75	MESSINA	75 52
1509	02	25	18		75	STRETTO DI MESSINA	85 59
1783	02	05			75	CALABRIA MERID.	110 73
1783	03	28			75	CALABRIA CENTR.	110 67
1599	08				70	MESSINA	70 50
1638	03	27	15	10	70	NICASTRO	110 73
1743	02	20	16	30	70	CAN. D`OTRANTO	90 70
1894	11	16	17	52	70	BAGNARA CALABRA	90 59
1905	09	08	01	43	70	GOLFO DI S.EUFEMIA	105 75
1494	05	28			65	MESSINA	65 47
1613					65	NASO	85 59
1635	08	12			65	MESSINA	65 47
1649	01				65	MESSINA	65 47
1786	03	09			65	PATTI	85 59
1898	08	12			65	ROMETTA	65 47
1928	03	07	10	55	65	CAPO VATICANO	80 59
1780	03	28			60	MESSINA	60 44
1978	04	15	23	33	60	GOLFO DI PATTI	80 61
1706	03	19			55	REGGIO CALABRIA	55 42
1717	06	15			55	SIRACUSA	55 42
1720	09	12			55	GERACE	65 47
1783	02	07			55	SORIANO SERRE	105 70
1823	03	05	16	37	55	SICILIA N. OCC.LE	85 59
1975	01	16	00	09	55	REGGIO CALABRIA	75 45
1716	12	01			50	CATANIA	70 50
1717	04	22			50	CASTROREALE	75 52
1732	03	28			50	CASTROREALE	55 42
1743	12	07			50	CALABRIA MERID.	75 52
1777	06	06	16	15	50	CALABRIA	60 52
1783	03	01			50	CALABRIA CENTR.	95 59
1818	02	20	18	15	50	CATANESE	95 62
1907	10	23	20	28	50	FERRUZZANO	90 59
1932	05	22	17	01	50	MESSINA	50 49
1961	03	24	10	36	50	ASPROMONTE	55 42

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

1694 09 08 11 30	45	CALITRI	110 70
1735 09 06	40	VIBO VALENTIA	60 44
1831 01 28	40	MILAZZO	65 47
1936 10 08 08 04	40	PATTI	65 44
1959 12 23 09 29	40	PIANA DI CATANIA	65 47
1566 11 30	35	RANDAZZO	55 42
1727 01 07	35	NOTO	75 52
1870 10 04	35	COSENTINO	100 64
1913 06 28 08 53	35	ROGGIANO	85 55
1947 05 11 06 32	35	MAR IONIO	90 56
1980 11 23 18 34	35	IRPINIA-LUCANIA	100 69
1609 07 20	F	NICASTRO	80 55
1729 06 29 13	F	CASTROREALE	65 47
1770 06 08	F	REGGIO CALABRIA	65 47
1910 06 07 02 04	F	CALITRI	90 59
1916 07 03 23 21	F	STROMBOLI	65 47
1848 01 11	30	AUGUSTA	85 55
1854 02 12 17 50	30	COSENTINO	100 64
1869 11 28	30	VIBO VALENTIA	65 47
1892 03 16 12 38	30	ALICUDI	80 52
1893 04 22 03 20	30	MONTALBANO	65 47
1894 02 20	30	NOVARA DI SICILIA	60 42
1894 12 27	30	FILICUDI	70 50
1898 11 02 10 24	30	CALTAGIRONE	60 42
1908 12 10 06 20	30	NOVARA DI SICILIA	70 50
1926 08 17 01 42	30	ISOLA DI SALINA	75 50
1930 03 26 10 52	30	FILICUDI	75 43
1934 09 11 01 19	30	MADONIE	65 46
1967 10 31 21 08	30	SPERLINGA	80 51
1968 05 19 09 37	30	BASSO TIRRENO	40 43
1887 12 03 03 45	25	BISIGNANO	90 59
1977 06 05 13 59	20	MISTRETTA	65 40
1968 01 15 02 01	15	VALLE DEL BELICE	100 59
1967 12 09 03 09	10	ADRIATICO MER.	50 44
1913 10 04 18 26	NF	MATESE	80 52
1915 01 13 06 52	NF	AVEZZANO	110 70
1941 05 22 06 16	NF	STROMBOLI	70 50
1949 10 08 03 08	NF	NOTO	70 48
1903 02 10 08 04	RS	NOTO	60 44
1905 11 26	RS	IRPINIA	75 51

1912 01 30 21 40	RS	ALIMENA	60	44
1930 04 27 01 46	RS	SALERNITANO	70	40
1932 01 02 23 36	RS	CROTONESE	60	55

Tabella 6 – Osservazioni sismiche aree limitrofe a Tremestieri – Messina secondo catalogo NT4.1.

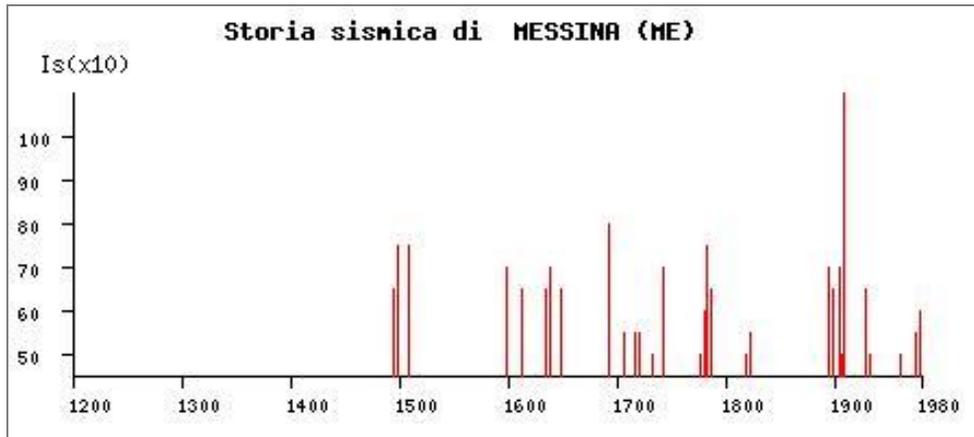


Figura 19 - Storia sismica aree limitrofe a Tremestieri – Messina secondo catalogo NT4.1.

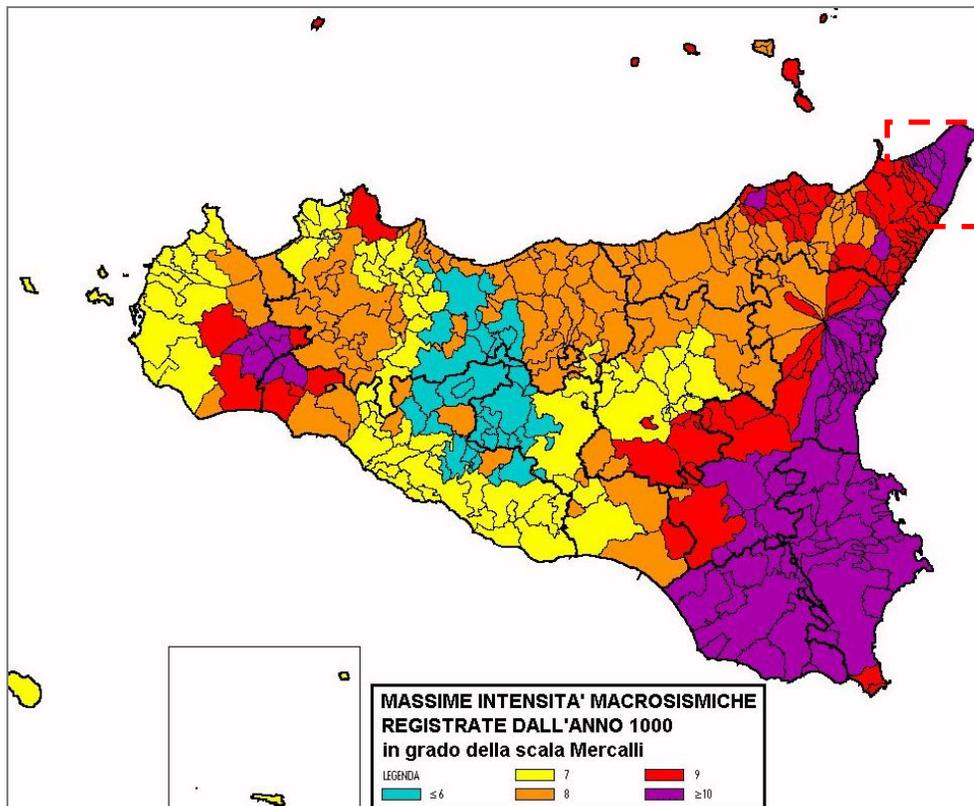


Figura 20 - Massima intensità macrosismica osservata nel territorio siciliano.

6 ZONAZIONE SISMOGENETICA

La zonazione sismogenetica è uno degli strumenti utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano. La sismogenetica ZS.4 è stata tracciata nel 1996, utilizzata per la redazione della carta di pericolosità sismica nazionale dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (1996) e dal Servizio Sismico Nazionale (2001) e rappresenta uno schema geodinamico e sismotettonico ancora valido nelle sue linee generali, sebbene le nuove conoscenze in riferimento al quadro cinematico generale e alla geometria delle sorgenti sismogenetiche e la necessità di una maggiore coerenza con il nuovo catalogo dei terremoti CPTI2, abbiano portato recentemente alla redazione di una nuova zonazione sismogenetica ZS.9 (2004).

Le zone rappresenterebbero quindi degli embrioni di macrostrutture le cui orientazioni seguono i principali andamenti alpini o appenninici, con importanti strutture trasversali di svincolo.

Di seguito si riportano gli estratti delle zonazioni sismo genetiche, al fine di evidenziare le modifiche apportate alle zone che interessano l'area di studio.

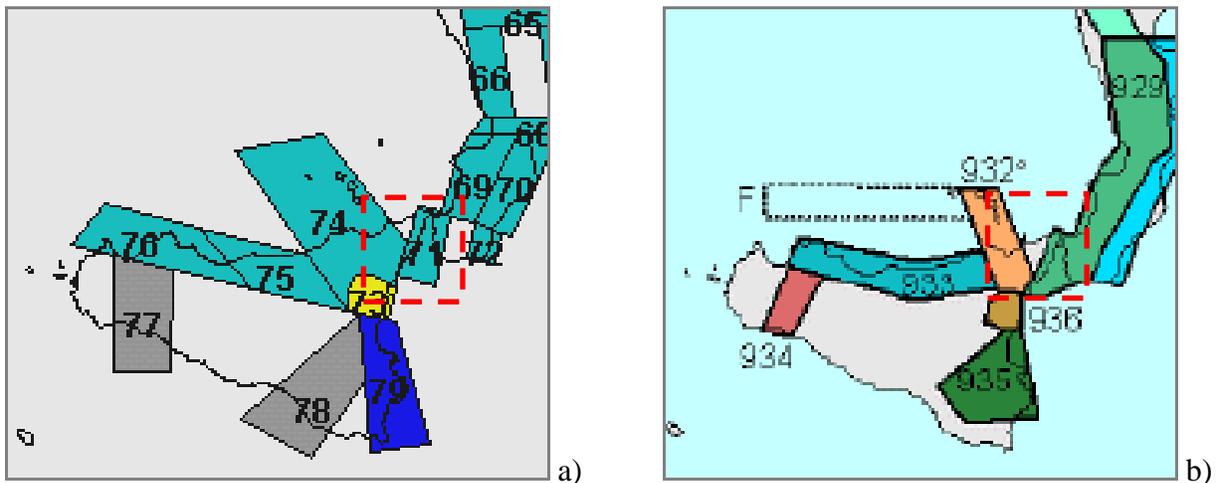


Figura 21 - Zonazione sismogenetica: a) ZS.4 – 1996. b) ZS.9 - 2004.

In base alla precedente zonazione sismogenetica ZS.4, l'area di Tremestieri-Messina si trova nella zona dell'Arco Calabro, verosimilmente legata alla subduzione passiva della litosfera ionica, e Sicilia Settentrionale. I meccanismi attesi sono:

- *dip-slip* con assi T W-E e WNW-ESE nelle strutture longitudinali (zone 66-67, 69-72);
- *strike-slip* sinistro lungo faglie W-E (zone 65, 68);
- ranspressione destra lungo faglie WNW-ESE (zone 75-76)
- *strike-slip* estro lungo faglie NW-SE (zona 74).

Come si evince dalla zonazione sismogenetica ZS.9, la località Tremestieri e il Comune di Messina rientrano nella zona sismogenetica 929, appartenente alle zone-sorgente della Calabria fino allo Stretto di Messina (zone da 65 a 72 in ZS4), ove i terremoti con più elevata magnitudo hanno interessato i bacini del Crati, del Savuto e del Mesima fino allo Stretto di Messina.

Tra questi eventi spiccano la sequenza del 1783 e i terremoti del 1905 e 1908. Sul lato ionico della Calabria solo 4 eventi hanno superato un valore di Magnitudo pari a 6 e tra questi il terremoto del 1638 appare come l'evento più forte verificatosi. Peraltro recenti studi paleo sismologici (Galli e Bosi, 2003) porrebbero l'evento del 9 giugno 1639 in relazione con la faglia dei Laghi posta sulla Sila. L'area della Sila, che nella zonazione sismogenetica ZS.4 era equiparata al *background*, nella nuova proposta viene divisa in due parti attribuite alle due zone appena descritte.

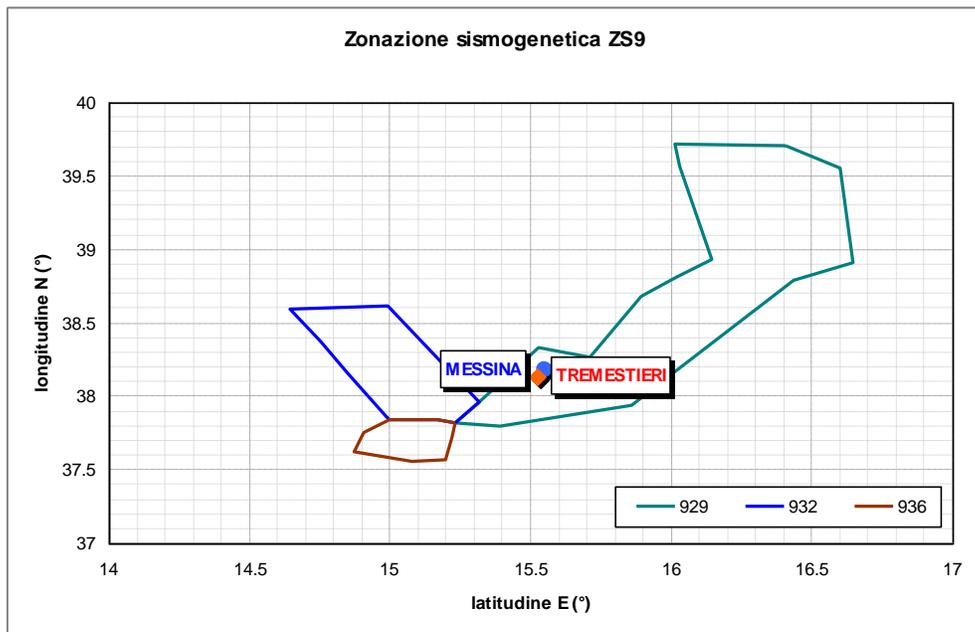
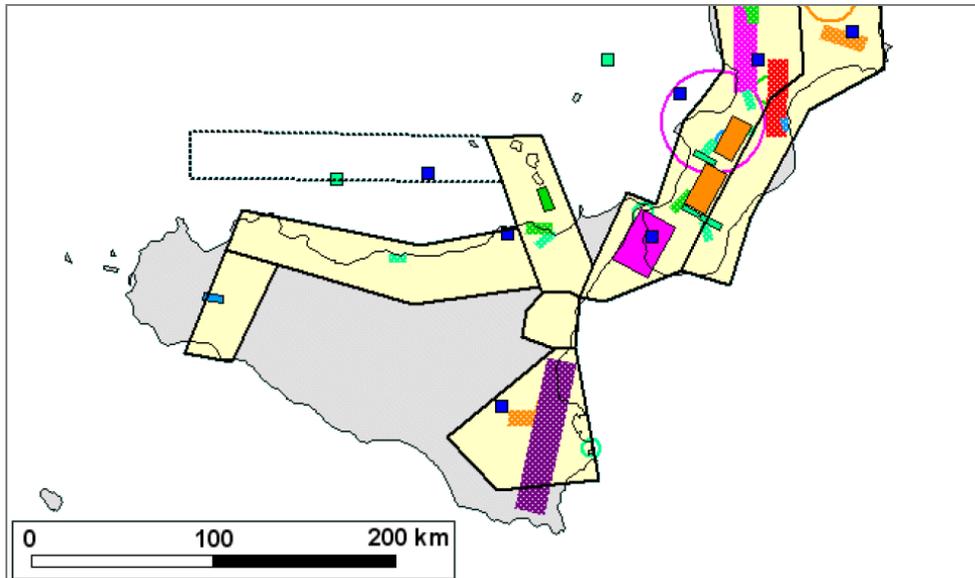


Figura 22 - Zone sismogenetiche n°929/932/936.

A supporto della zonazione sismogenetica, la pericolosità sismica dell'area di progetto sarà valutata mediante:

- Correlazioni empiriche basate sui risultati della campagna d'indagini geofisiche.
- l'utilizzo della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.mi.ingv.it).
- Carta della sismicità in Italia (<http://zonesismiche.mi.ingv.it>).

7 EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE

7.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (O.P.C.M. n° 3274/03, DM 14.01.2008), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'utilizzo di un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. In particolare si classifica classificato il terreno presente al di sotto del piano di posa delle fondazioni dell'opera di progetto, attraverso il valore della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

L'Ordinanza suddivide i terreni secondo la tabella seguente.

Categoria	Descrizione
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.
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 $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
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 $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
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).

Tabella 7 – Categorie di sottosuolo.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = 30 / \sum_i h_i / V_{s,i}$$

in cui h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i-esimo, per un totale di n-strati presenti nei 30 m superiori.

La stima delle velocità delle onde di taglio con la profondità può essere eseguita direttamente mediante prove per la misura delle proprietà dinamiche in sito (esempio: down-hole, cross-hole, SASW) o per

mezzo di correlazioni empiriche che tengono conto delle effettive proprietà fisiche e meccaniche del sito, a partire dai dati delle prove penetrometriche dinamiche e statiche.

7.2 INDAGINI PREGRESSE

Nel corso della campagna di indagini del 2008, sono state eseguite le seguenti indagini in sito da parte della ditta S.G.M. s.r.l. (*Società Geognostica Mediterranea*), sede legale in v. Vittorio Emanuele, 436/b - PATERNO' (CT).

Indagini in sito:

- Sondaggi meccanici a carotaggio continuo, con esecuzione di prove SPT in foro.
- Sondaggi meccanici a carotaggio continuo attrezzati con tubo PVC per indagine geofisica in foro tipo **DOWN-HOLE**.
- Sondaggi meccanici a carotaggio continuo attrezzati con tubo inclinometrico per indagine geofisica in foro tipo **CROSS-HOLE**.
- Sondaggi meccanici a carotaggio continuo attrezzati con piezometro tipo Casagrande.
- Sondaggi meccanici a distruzione di nucleo.
- Prove penetrometriche dinamica tipo DPSH-SCPT (super Heavy)

L'ubicazione in pianta delle indagini in sito è riportata nella seguente figura.

All'interno delle verticali esplorative, sono stati prelevati n.46 campioni rimaneggiati sottoposti ad analisi visive e prove di laboratorio al fine di caratterizzare geotecnicamente i terreni interessati dalle opere in progetto, consistenti in:

- Caratteristiche generali.
- Analisi granulometrica.
- Prove di taglio diretto.
- Prove di colonna risonante.

In ottemperanza al D.M. 14 gennaio 2008, la stima della velocità equivalente delle onde di taglio ($V_{s,30}$), è stata effettuata mediante prove dirette utilizzando i risultati delle indagini geofisiche eseguiti all'interno dei sondaggi 9, 10 e 11, di cui:

- n. 2 prove con metodo Down Hole
- n. 1 prova con metodo Cross Hole

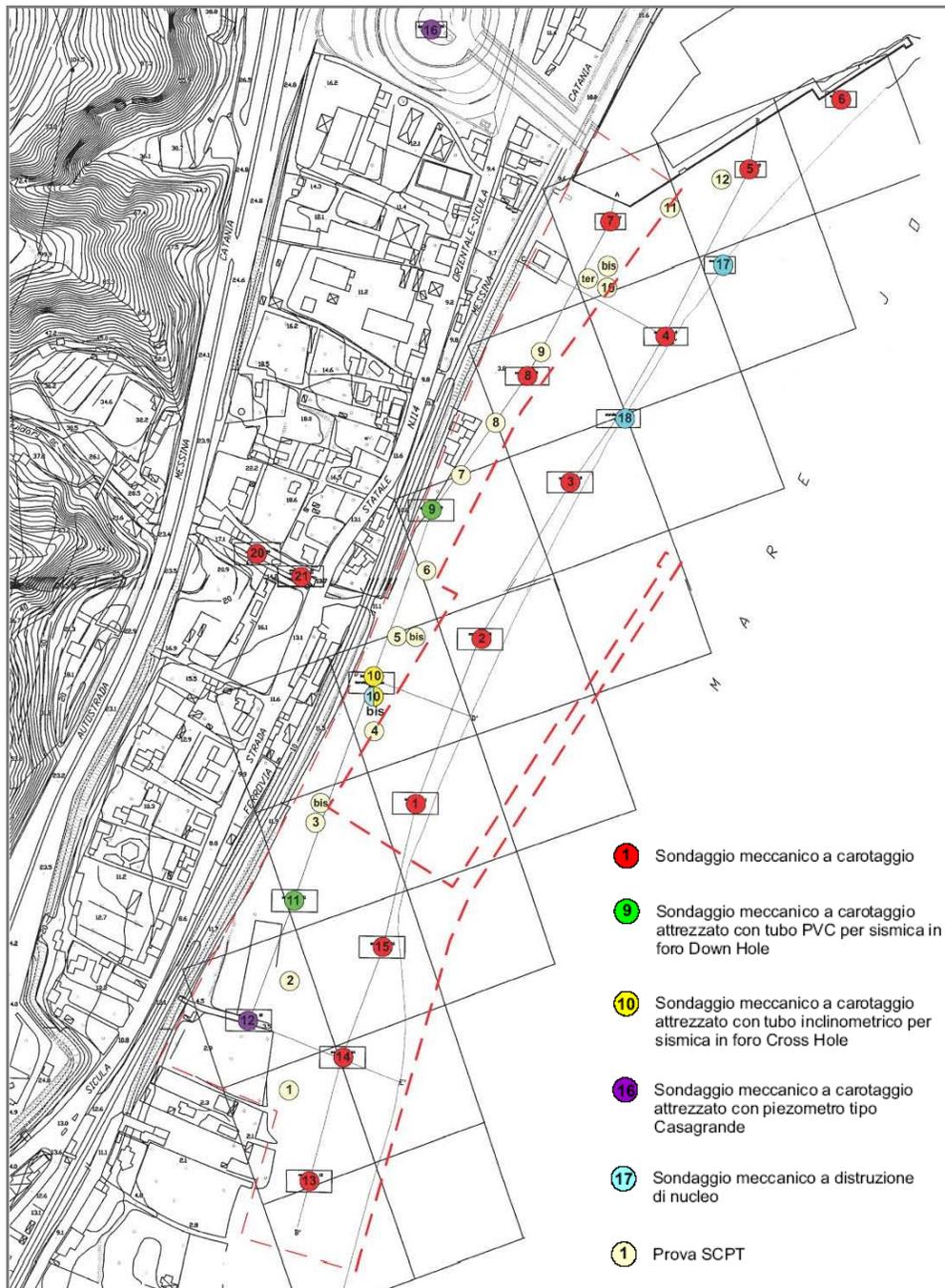


Figura 23 - Planimetria con localizzazione indagini e prove in situ.

Come si evince dai grafici riportati nelle figure a seguire, si rileva che il valore della velocità media di propagazione è compreso nell'intervallo 261-318 m/s, per cui il profilo stratigrafico del suolo di fondazione è classificabile nella categoria C ($V_{s,30} = 180 - 360$ m/s; $N_{SPT,30} = 15 - 50$)

- $V_{s30} = 261$ m/s (Down Hole 9)
- $V_{s30} = 318$ m/s (Down Hole 11)
- $V_{s30} = 268$ m/s (Cross Hole 10)

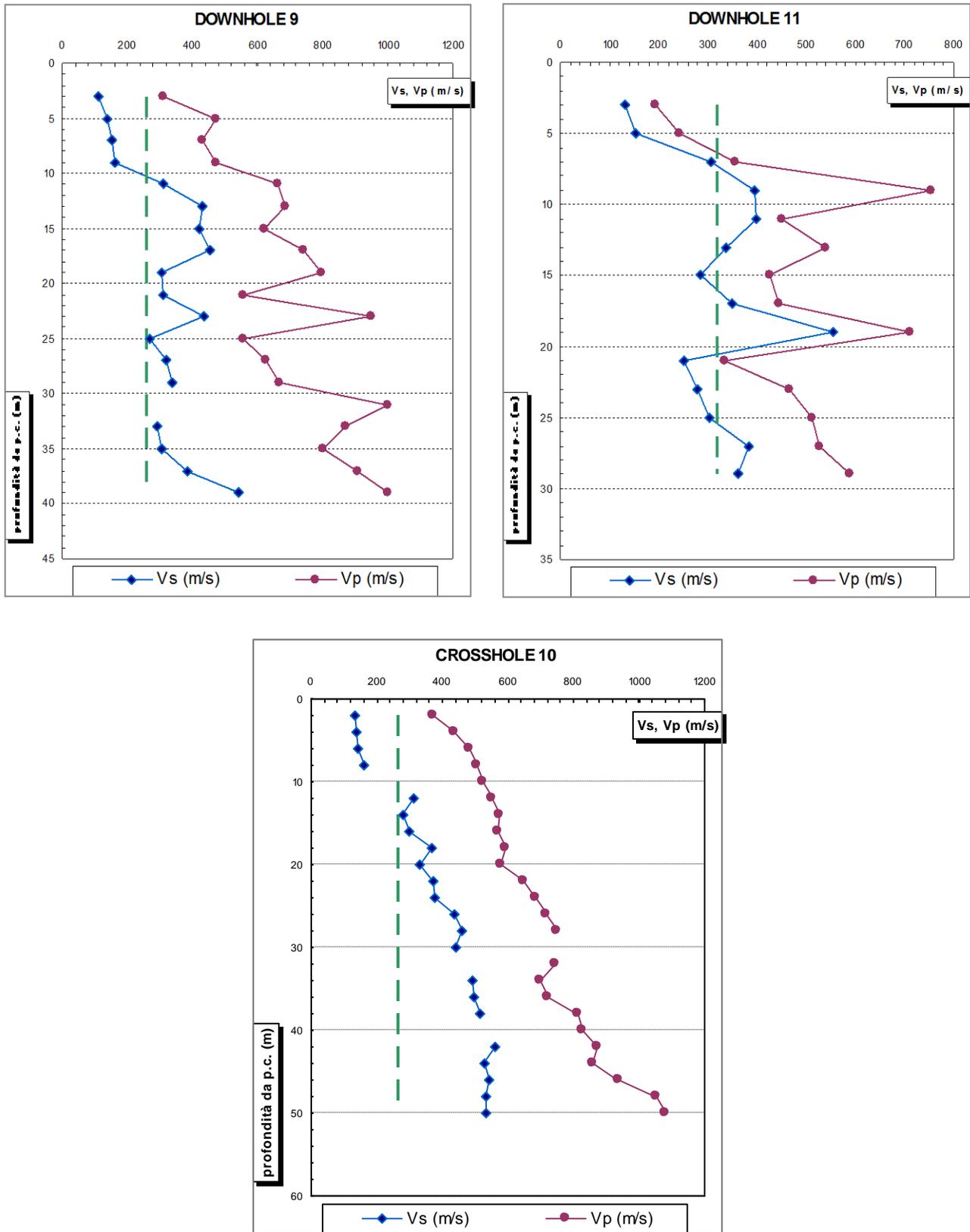


Figura 24 – Risultati indagini geofisiche in foro.

8 DATABASE I.N.G.V.

L'analisi storica degli eventi sismici registrati nel diametro di qualche centinaio di chilometri dall'area di Tremestieri-Messina, documenta locali terremoti con intensità massima osservata I_x pari a 11 (MCS), corrispondente ad un valore di Magnitudo superiore a 7. Tale valore è conforme a quanto segnalato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT).

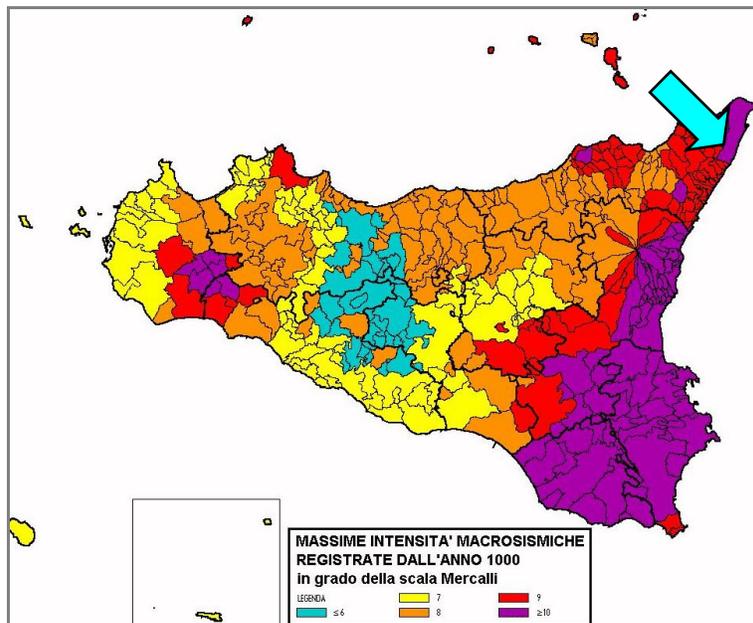


Figura 25 – Mappa delle intensità macrosismiche della Regione Sicilia.

Di conseguenza, come pure evidenziato nella Mappa di Pericolosità sismica del territorio Nazionale e dai valori proposti dall'Ordinanza P.C.M. 3519/06, l'area oggetto di studio si colloca a livello di grado IX della scala Mercalli, a cui corrisponde un indice 6.9 di Magnitudo della scala Richter.

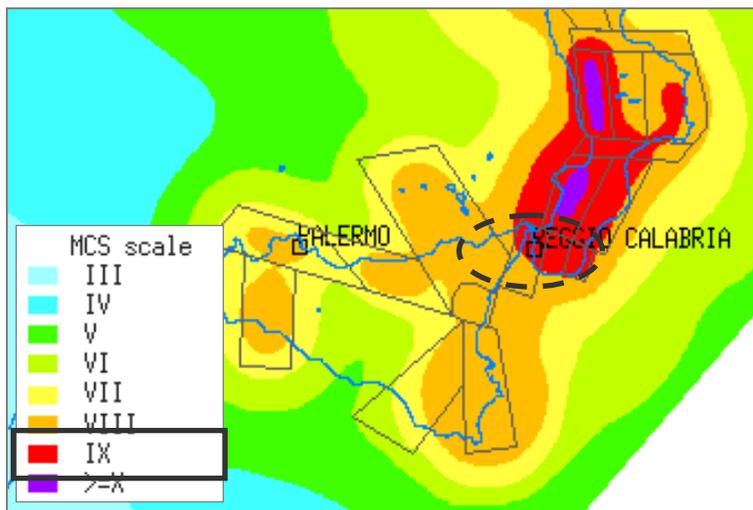


Figura 26 – Carta della sismicità in Italia.

magnitudo Richter	energia joule	grado Mercalli
< 3.5	< 1.6 E+7	I
3.5	1.6 E+7	II
4.2	7.5 E+8	III
4.5	4 E+9	IV
4.8	2.1 E+10	V
5.4	5.7 E+11	VI
6.1	2.8 E+13	VII
6.5	2.5 E+14	VIII
6.9	2.3 E+15	IX
7.3	2.1 E+16	X
8.1	> 1.7 E+18	XI
> 8.1	.	XII

Figura 27 – Scala Richter e Scala Mercalli.

9 MAGNITUDO MOMENTO

Interpretando i valori di intensità che hanno caratterizzato l'area di Tremestieri-Messina a partire dall'anno -91 A.C. sulla base di analisi statistiche, si utilizzano come valori dimensionanti i seguenti massimi in termini di Magnitudo Momento (M). Tali valori sono stati assunti per una vita utile della struttura di 75 anni e per un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a quello associato allo stato limite di salvaguardia della vita e di prevenzione di collasso.

Database	Magnitudo massimo
CPTI04	5.62
DBMI04	6.61
NT4.1	5.01

Tabella 8 – Magnitudo periodo di ritorno 712 anni (dati I.N.G.V.).

Database	Magnitudo massimo
CPTI04	6.24
DBMI04	6.95
NT4.1	5.29

Tabella 9 – Magnitudo periodo di ritorno 1472 anni (dati I.N.G.V.).

La magnitudo è correlabile al valore dell'accelerazione al suolo a_g amplificata secondo i coefficienti $S_S \cdot S_T$ (sottosuolo e ubicazione topografici); infatti secondo la relazione di Como-Lanni (Elementi di Strutture antisismiche), si ottiene:

$$- 6 \cdot M^2 \leq a_{\max} \leq 12 \cdot M^2$$

con a_{\max} espressa in cm/sec^2 . In funzione del valore dell'accelerazione massima del suolo nei pressi dell'epicentro, si può ricavare l'intervallo di Magnitudo che descrive il sisma di progetto con la relazione:

$$- M(6) = \sqrt{a_{\max}/6}$$

$$- M(12) = \sqrt{a_{\max}/12}$$

e quindi eseguendo la media tra i valori ottenuti si definisce la Magnitudo media. Così facendo si ottengono i seguenti valori espressi in funzione dello Stato Limite considerato.

Stato Limite	a_{\max}/g	M_{\min}	M_{\max}	M_{medium}
SLO	0.12	3.13	4.43	3.78
SLD	0.157	3.59	5.07	4.33
SLV	0.384	5.60	7.93	6.76
SLC	0.446	6.04	8.54	7.29

Tabella 10 – Valori di Magnitudo espressi in funzione di a_{\max} .

Confrontando i dati elencati nelle precedenti tabelle, le verifiche di cui ai seguenti paragrafi saranno eseguite tenendo conto dei massimi valori di Magnitudo in funzione del corrispondente Stato Limite Ultimo (SLV, SLC) o di Esercizio (SLO, SLD).

10 VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il D.M. 14 gennaio 2008, così come l'antecedente Ordinanza del PCM n°3274 del 20 marzo 2003, prevede per i terreni saturi non coesivi, in caso di scuotimento sismico, la verifica della suscettibilità alla **liquefazione** quando la falda freatica si trova in prossimità della quota di piano campagna ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti frazione fine limo-argillosa.

10.1 IL FENOMENO "LIQUEFAZIONE"

Con il termine liquefazione si intende un processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello freatico perde temporaneamente resistenza e si comporta come un fluido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace.

La liquefazione ha luogo quando la pressione dei pori aumenta fino a eguagliare la pressione intergranulare; in termini tecnici la liquefazione ha inizio quando la pressione dei pori (u_0) eguaglia la pressione totale (σ_{v0}), producendo uno stato della pressione efficace nullo.

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 = 0$$

L'incremento della pressione neutra è indotto dalla tendenza di un materiale granulare a compattarsi quando è soggetto ad azioni cicliche di un sisma, con conseguente aumento del potenziale di liquefazione del terreno. La liquefazione del terreno dovuta a movimenti sismici, con le conseguenti deformazioni associate, è una delle cause più importanti di danneggiamento e crollo delle costruzioni fondate su terreni non coesivi saturi ed è il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori:

- fattori predisponenti
 - o il terreno deve essere saturo, non compattato, non consolidato, sabbioso o limoso o un miscuglio di poca argilla.
 - o Distribuzione granulometrica, uniformità, saturazione, densità relativa, pressioni efficaci di confinamento, stato tensionale in sito iniziale, ecc.
- fattori scatenanti
 - o sismicità: magnitudo, durata, distanza dall'epicentro, accelerazione massima superficiale, inoltre il sito deve essere scosso sufficientemente a lungo e con forza dal sisma.

Alla liquefazione del terreno possono, infatti, associarsi estesi fenomeni di subsidenza, movimenti di masse fluidificate del terreno, ecc. ma anche effetti meno devastanti, quali cedimenti differenziali, lesioni nelle strutture, ecc. che tuttavia possono indurre gravi danni alle opere.

L'ammortare delle deformazioni conseguenti alla liquefazione dipende dallo stato di addensamento del suolo, spessore ed estensione areale dello strato liquefacibile, dalla pendenza della superficie del terreno e dalla distribuzione dei carichi applicati dalle opere.

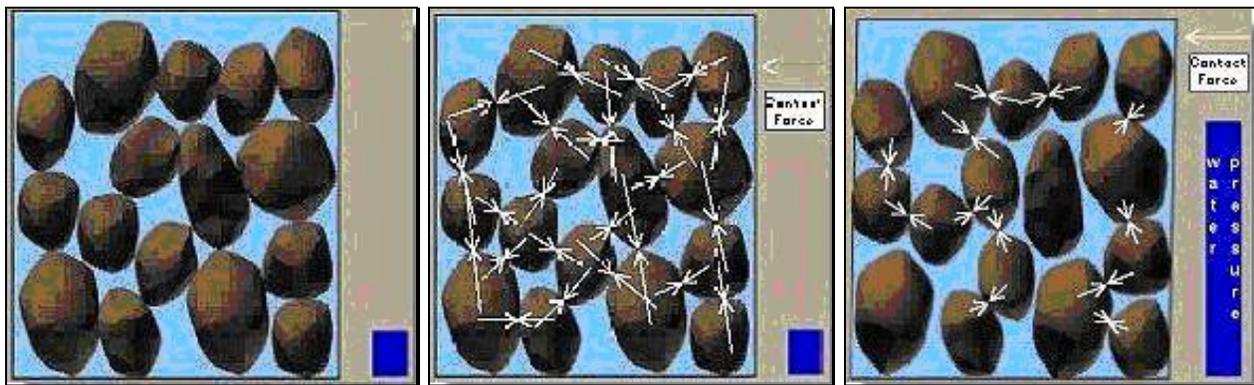


Figura 28 – Incremento della pressione neutra di un terreno liquefacibile durante un sisma.

Sono suscettibili alla liquefazione:

- i suoli non coesivi e saturi (sabbie e limi, occasionalmente ghiaie) con contenuto di fini plastici relativamente basso (inferiore al 15%);
- i suoli costituiti da particelle relativamente uniformi, in cui predomina una dimensione di particelle;
- i depositi sabbiosi recenti (età Olocenica).

Nei paragrafi successivi, saranno presentate le metodologie qualitative e quantitative utilizzate per determinare la suscettività o meno alla liquefazione dei terreni interessati dalle opere in oggetto, in funzione:

- delle prescrizioni dettate dalla normativa vigente;
- della cronistoria dell'area Nord Orientale della Regione Sicilia interessata o meno da fenomeni di liquefazione;
- delle caratteristiche meccaniche dei vari profili litostratigrafici;
- della Magnitudo Momento e del grado di sismicità dell'area di Tremestieri-Messina..

10.2 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE (D.M. 14.01.2008)

Il paragrafo 7.11.3.4 del D.M. 14 gennaio 2008 stabilisce che, in caso di scuotimento sismico, il sito presso il quale è ubicato l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

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

1. eventi sismici attesi di Magnitudo Momento inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1-g;

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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} 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 seguenti figure nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

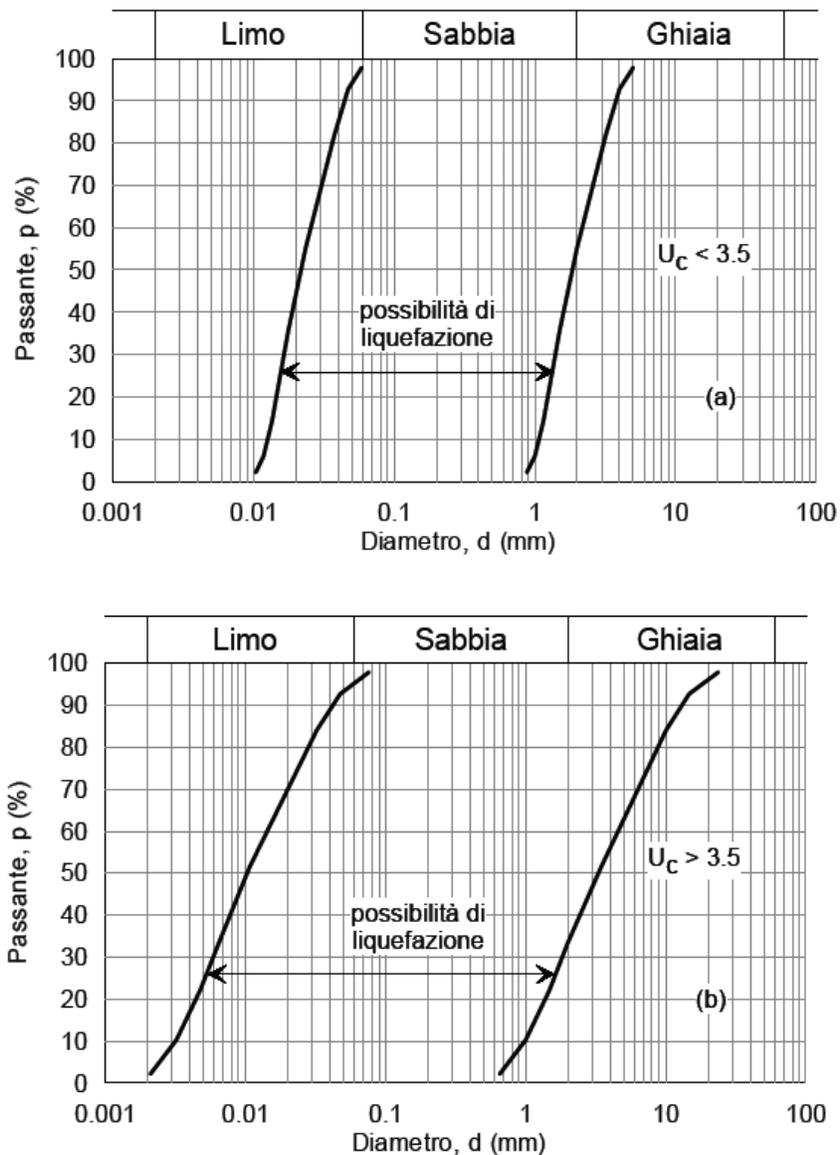


Figura 29 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Sulla base di quanto presentato nei precedenti paragrafi e visti i risultati delle indagini geognostiche condotte sia in sito che in laboratorio, si evince che:

1. l'analisi storica dei terremoti interessanti l'area in oggetto, così come la Carta della sismicità in Italia (I.N.G.V.) riporta valori di Magnitudo Momento superiori a 5;
2. la località di Tremestieri in Comune di Messina è classificata in **zona 1** contraddistinta da un parametro di accelerazione massima orizzontale a_g dell'ordine di pari a $0,225 - 0,275 \cdot g \text{ m/s}^2$;
3. la falda si presenta pressoché coincidente con il livello medio mare;
4. le prove SPT manifestano la presenza di strati granulari con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} < 30$;
5. il fuso granulometrico delle formazioni granulari è collocato all'interno della zona rappresentata nella Figura 29.

Si riportano le analisi del potenziale di liquefazione, utilizzando i dati geotecnici messi a disposizione, mediante criteri empirici e procedure analisi quantitativa, basati sulle osservazioni delle caratteristiche geologiche e geotecniche sei siti interessati da fenomeni di liquefazione.

Gli approcci metodologici proposti si distinguono in:

- metodi qualitativi
- metodi quantitativi

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione seguendo i metodi qualitativo e quantitativo, è riferita agli studi di vari ricercatori come Seed e Idriss (1971-1979), Youd et al. (1978), Iwasaki et al. (1982-1984), ecc. Entrambe le tecnologie negli ultimi anni sono state testate, approfondite e migliorate.

10.3 NOTE STORICHE SUL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE A MESSINA

Dall'analisi storica (vedi Galli & Meloni e Berardi, Margottini, Molin e Parisi) dei maggiori eventi sismici avvenuti a Messina in data 05.03.1783, 16.11.1894 e 28.12.1908 si è ricavato come nell'area oggetto dell'appalto (Tremestieri) non si sono manifestati fenomeni di liquefazione.

Infatti sia nel 1783, sia nel 1894 e nel 1908 i fenomeni di liquefazione nella città di Messina sono avvenuti in aree molto lontane dal luogo oggetto dell'appalto (Figura 30).

Si allega una tabella riassuntiva delle zone interessate dai suddetti fenomeni di liquefazione (Tabella 11).

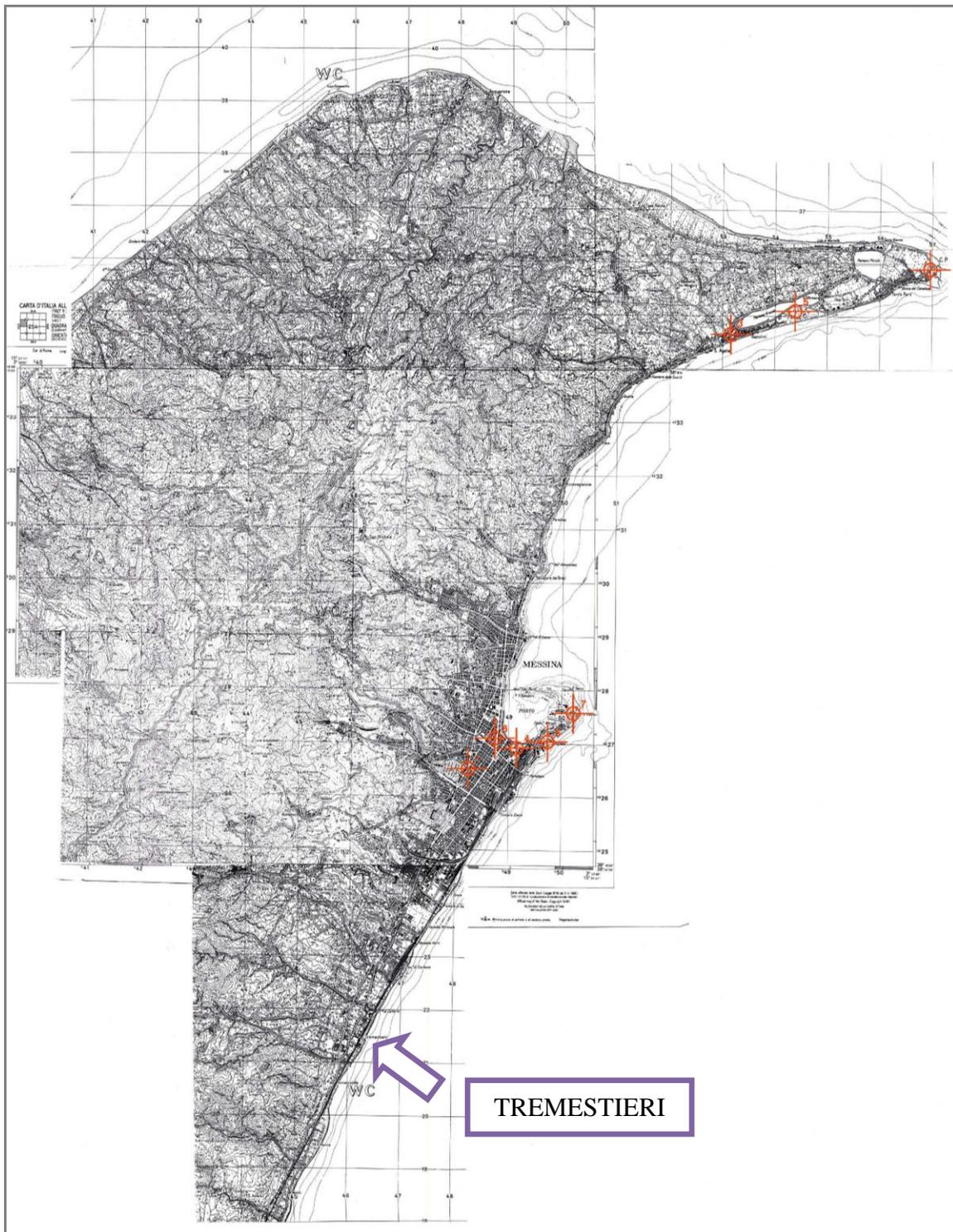


Figura 30 – Individuazione dei siti caratterizzati da fenomeni di liquefazione.

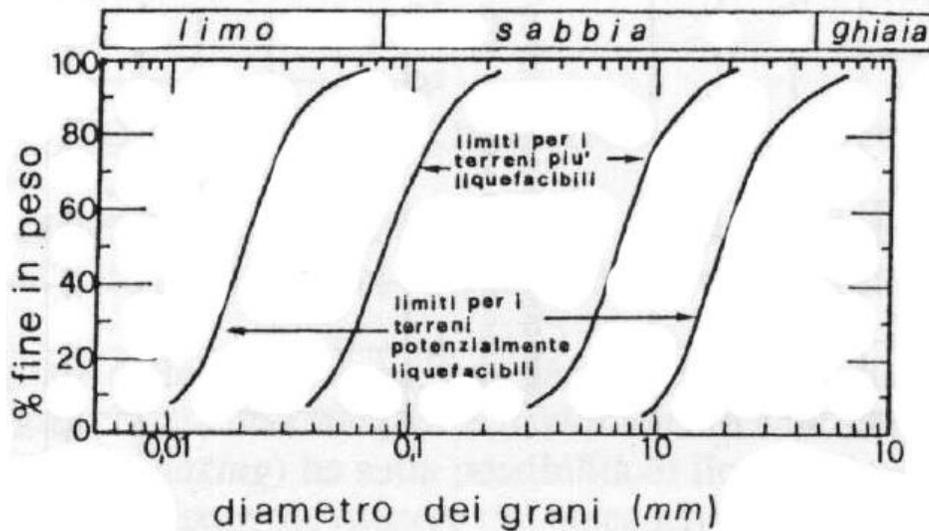


Figura 31 – Fasce granulometriche critiche (Tsuchida, 1970).

Per le difficoltà inerenti alla definizione di tali curve, si danno in genere due linee di separazione, sia per le granulometrie più fini che per quelle grossolane. Per i terreni la cui curva granulometrica ricade nel tratto centrale, definito dalle due linee interne, la suscettibilità alla liquefazione è molto elevata; nelle due zone adiacenti, comprese tra le due linee esterne, la potenzialità decresce.

Va però considerato che nel caso dei terreni con una certa percentuale di fini, la riduzione della suscettibilità è fortemente legata ai valori della coesione. Se questa è alta anche la resistenza alla liquefazione è alta; se le forze intermolecolari sono deboli, il materiale può opporre una scarsa resistenza.

10.4.2 Elaborazione dati di laboratorio

Dalle analisi granulometriche di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati all'interno dei sondaggi esplorativi, secondo il sistema di classificazione l'USCS sviluppato da Casagrande e riportato in Italia nelle raccomandazioni AGI, si evince che:

- I terreni a grana grossa, sono composti mediamente da frazione ghiaiosa (37%), frazione sabbiosa (45%) con presenza di materiale fino limoso (18%).
- I terreni a grana fine, presenti sottoforma di lenti localizzate nel sondaggio S11 alle profondità 27.5 e 29.5 m da p.c., sono composti mediamente da frazione ghiaiosa (35%), frazione sabbiosa (43%) con presenza di materiale fino limoso (15%) e argilloso (7%).
- La frazione fine, intesa come quella passante al diametro 0,06 mm, è mediamente presente al 18%, seppure in modo variabile con la profondità, minore nei strati più superficiali (16.1%) e maggiore negli strati più profondi (23.4%)

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

TERRENI A GRANA GROSSA (passante al vaglio n.200<=50%)	GHIAIE passante al vaglio n.4 (4.76 mm) <50% della frazione grossolana (>0.075mm)	Ghiaie pulite (passante al vaglio n.200<5%)	GW	Ghiaie ben gradate Ghiaie e sabbia, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} > 4$ $1 < D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 3$
		Ghiaie con materiale fine (passante al vaglio n.200>12%)	GP	Ghiaie poco gradate Ghiaie e sabbia, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} <= 4$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 1$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) > 3$
			GM	Ghiaie limose, miscele di ghiaia sabbia e limo	indice plastico IP<4 Limiti di Atterberg sotto la retta "A"
		GC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia-sabbia e argilla	indice plastico IP>7 Limiti di Atterberg sopra la retta "A"	
	SABBIE passante al vaglio n.4 (4.76 mm) >50% della frazione grossolana (>0.075mm)	Sabbie pulite (passante al vaglio n.200<5%)	SW	Sabbie ben gradate Sabbie ghiaiose, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} > 6$ $1 < D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 3$
			SP	Sabbie poco gradate Sabbie ghiaiose, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} <= 6$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 1$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) > 3$
		Sabbie con materiale fine (passante al vaglio n.200>12%)	SM	Ghiaie limose, miscele di ghiaia sabbia e limo	indice plastico IP<4 Limiti di Atterberg sotto la retta "A"
			SC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia-sabbia e argilla	indice plastico IP>7 Limiti di Atterberg sopra la retta "A"
TERRENI A GRANA FINE (passante al vaglio n.200>=50%)	ARGILLE e LIMI Limite Liquido LL<50	ML	Limi inorganici, limi argillosi, sabbie molto fini limose	vedi Carta di Plasticità	
		CL	Argille inorganiche di media- bassa plasticità; argille limose sabbiose o ghiaiose		
		OL	Limi organici e argille-limi organici di bassa plasticità		
	ARGILLE e LIMI Limite Liquido LL>=50	MH	Limi inorganici, limi argillosi		
		CH	Argille inorganiche di alta plasticità		
		OH	Argille organiche e argille limose di media-alta plasticità		

Figura 32 – Sistema di classificazione USCS.

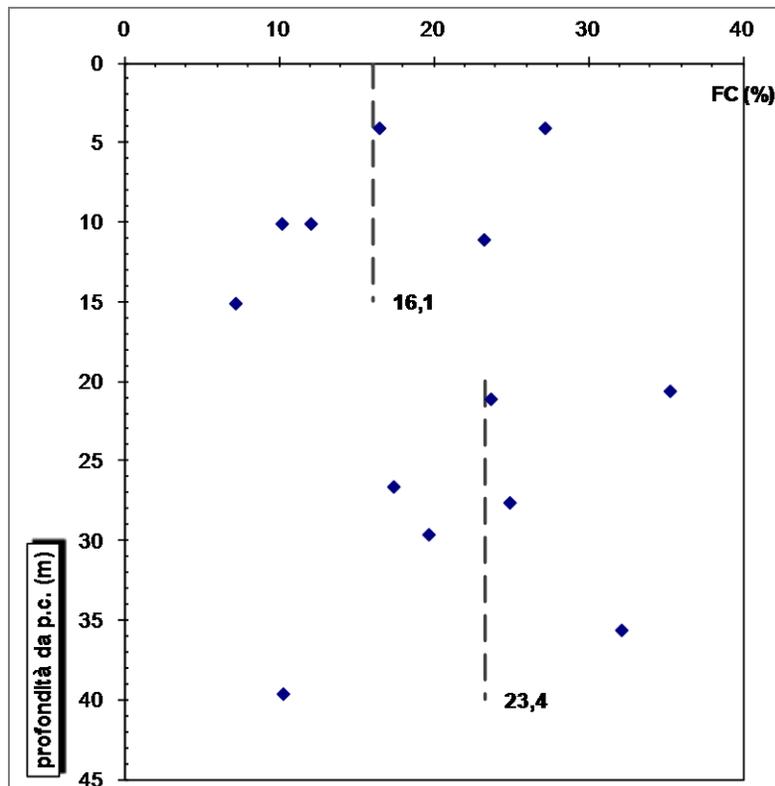
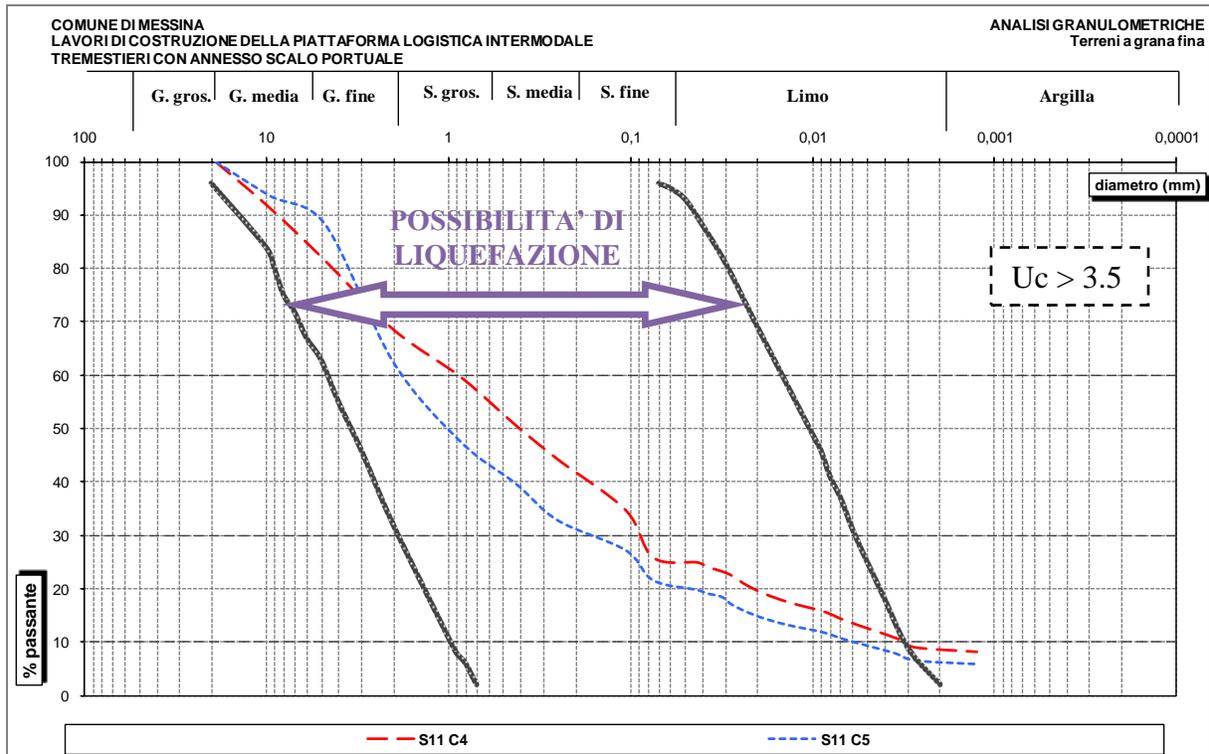
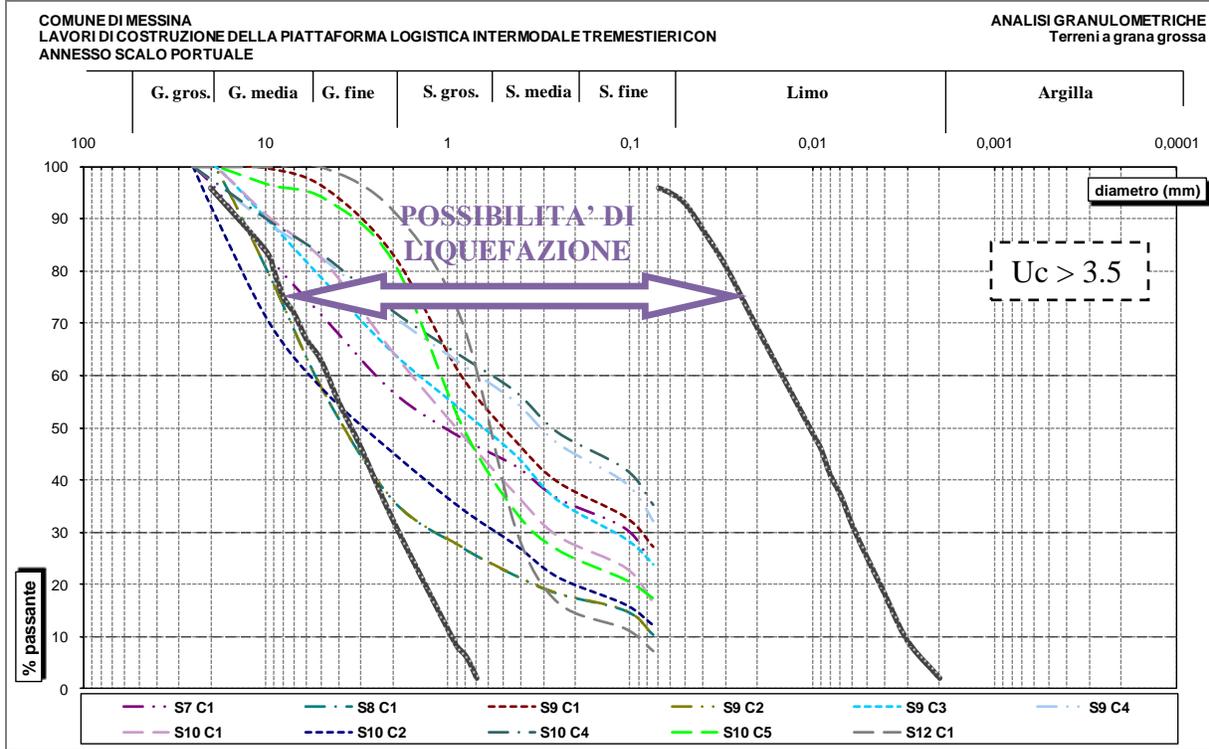


Figura 33 – Distribuzione della Frazione Coesiva con la profondità.

Mettendo a confronto le curve granulometriche dei vari orizzonti granulari con il fuso granulometrico critico scelto (coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$), è possibile valutare qualitativamente la suscettibilità alla liquefazione del deposito indagato. Tale confronto è rappresentato nelle seguenti figure.



L'analisi visiva evince che i fusi granulometrici dei vari orizzonti granulari, ricadono all'interno della fascia granulometrica critica.

10.5 ANALISI QUALITATIVE – PROFILI CRITICI SPT

10.5.1 Criterio di Sherif e Ishibashi (1978)

Con questo metodo è possibile valutare il pericolo di liquefazione di un deposito sabbioso saturo sulla base dei risultati forniti dalla prova penetrometrica dinamica SPT (*Standard Penetration Test*). Il procedimento empirico proposto dagli autori Sherif e Ishibashi (1978), è basato sulle caratteristiche granulometriche dei vari strati granulari, sulla profondità della falda e sullo spessore degli strati superiori non liquefacibili.

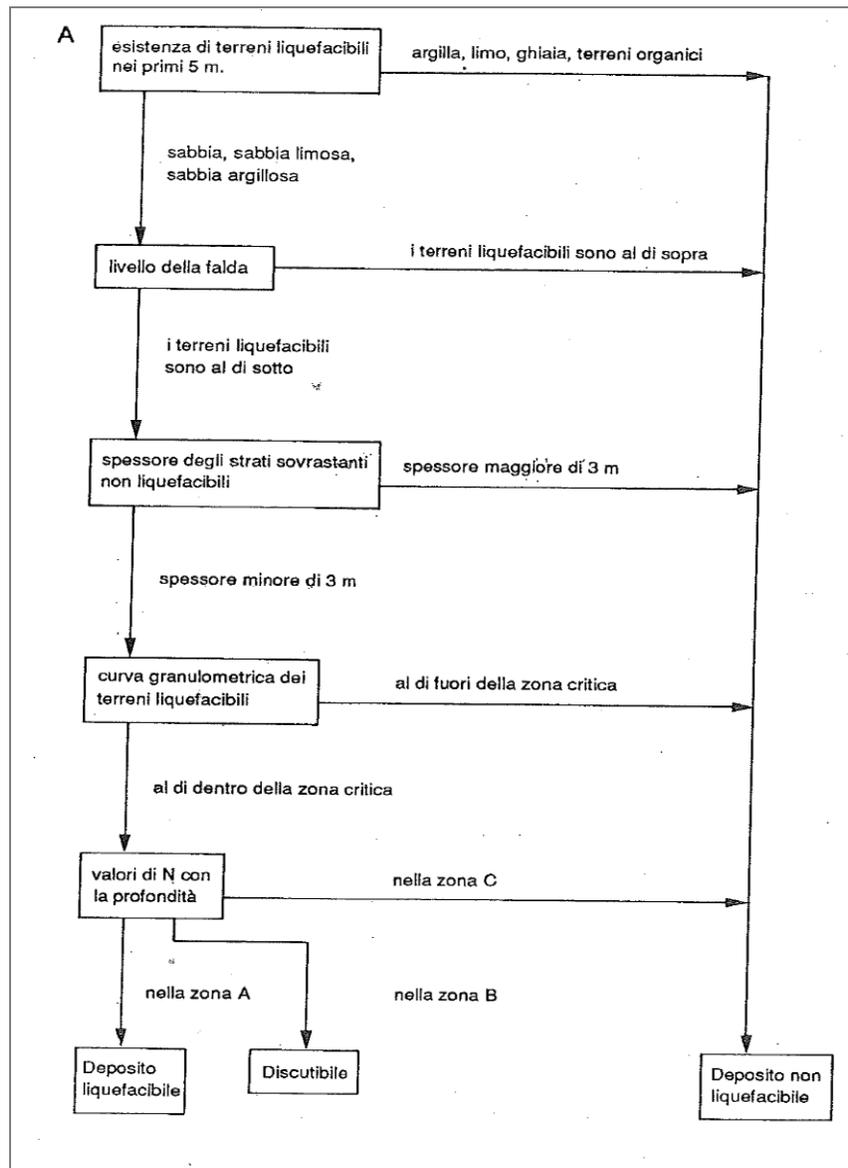


Figura 34 – Procedura semplificata per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione di un deposito.

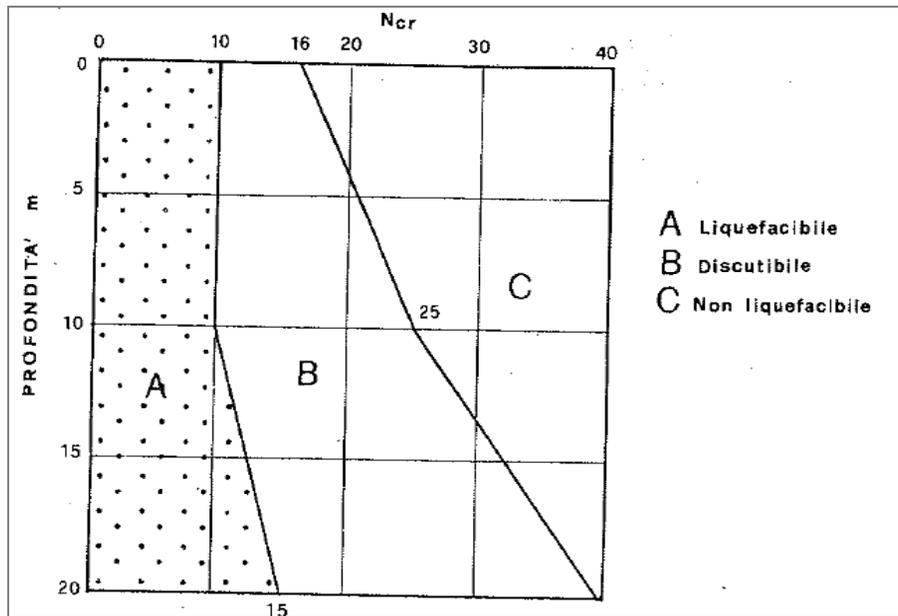


Figura 35 – Profili critici del numero di colpi della prova SPT.

Se il numero di colpi ricade nella zona A, il deposito è liquefacibile, nella B è discutibile, nella zona C il terreno non è liquefacibile.

I risultati delle prove SPT condotte nell'area oggetto d'intervento, evidenziano una fascia di terreno ricadente nella zona B (**liquefazione discutibile**) compresa fra -10m/-25m dal piano campagna; in particolare nelle verticali:

- sondaggi S6 – S7 – S8 – S9, lungo scogliera di riva lato Nord
- sondaggi S2 – S4, in alcune aree localizzate del molo foraneo
- sondaggio S14 in una zona puntuale del piazzale.

Tali risultati saranno raffrontati con i valori delle analisi empiriche riportate nei paragrafi a seguire.

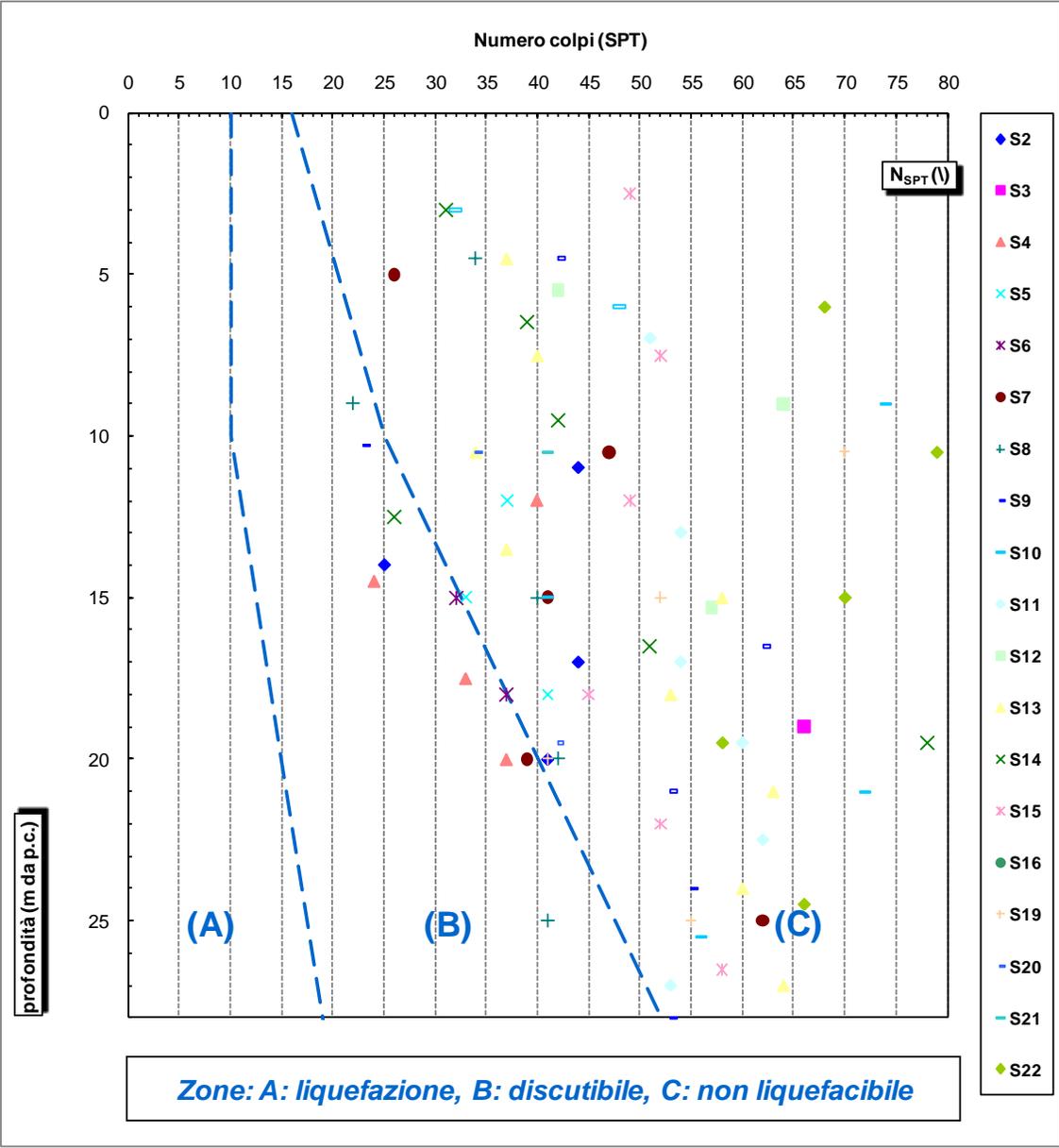


Figura 36 – Profili critici del numero di colpi della prova SPT.

10.5.2 Metodologia PARI-JMT

Il metodo consiste nella determinazione della grandezza N_{65} , funzione del numero di colpi ottenuti dalla *Standard Penetration Test*, e del valore di accelerazione equivalente a_{eq} così definite:

- $N_{65} = [N - 0,019 \cdot (\sigma'_v - 65)] / [0,0041 \cdot (\sigma'_v - 65) + 1]$
- $a_{eq} = 0,7 \cdot \tau_{max} \cdot g / \sigma'_v$ (gal)

Mediante l'ausilio dello schema riportato nella seguente figura, se valore il valore della grandezza N_{65} ricade:

- nella zona I, il deposito è certamente liquefacibile;
- nella zona II il deposito è altamente liquefacibile;
- nella zona III il deposito è difficilmente liquefacibile;
- nella zona IV il deposito è non liquefacibile.

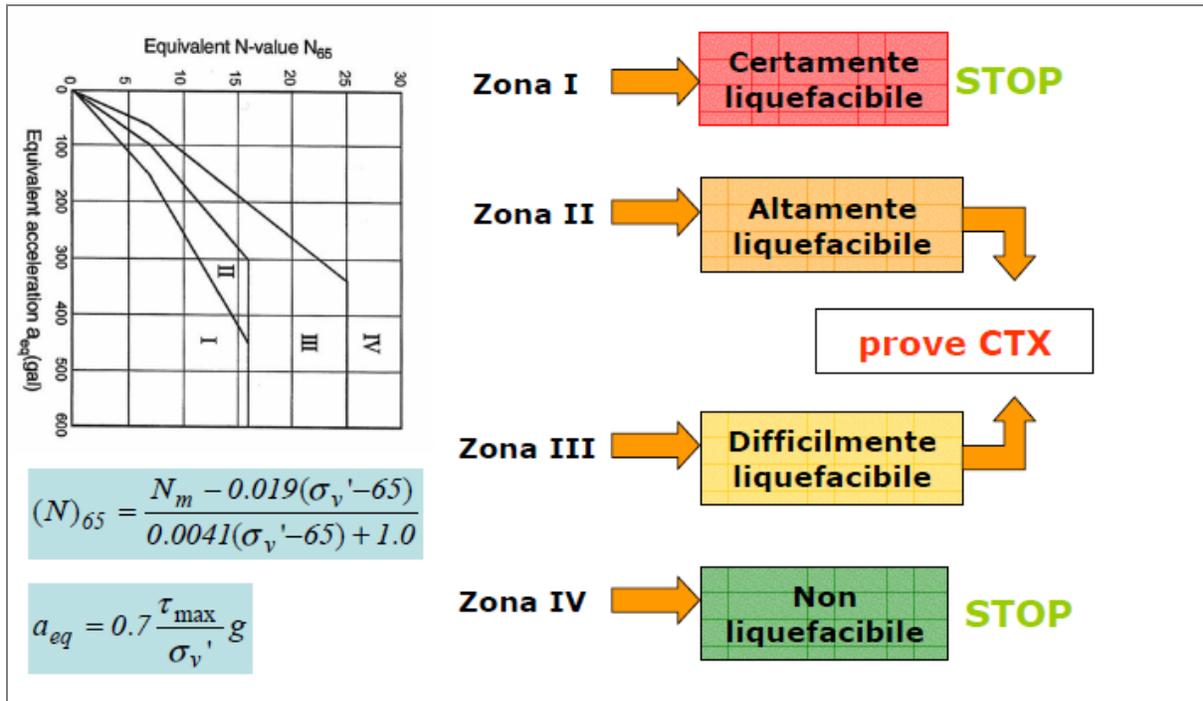


Figura 37 – Rappresentazione del metodo PARI-JMT.

I risultati delle prove SPT condotte nell'area oggetto d'intervento, evidenziano che il deposito presente nell'area in oggetto, ricade completamente nella zona IV, manifestando la **non liquefabilità** dei terreni in sito.

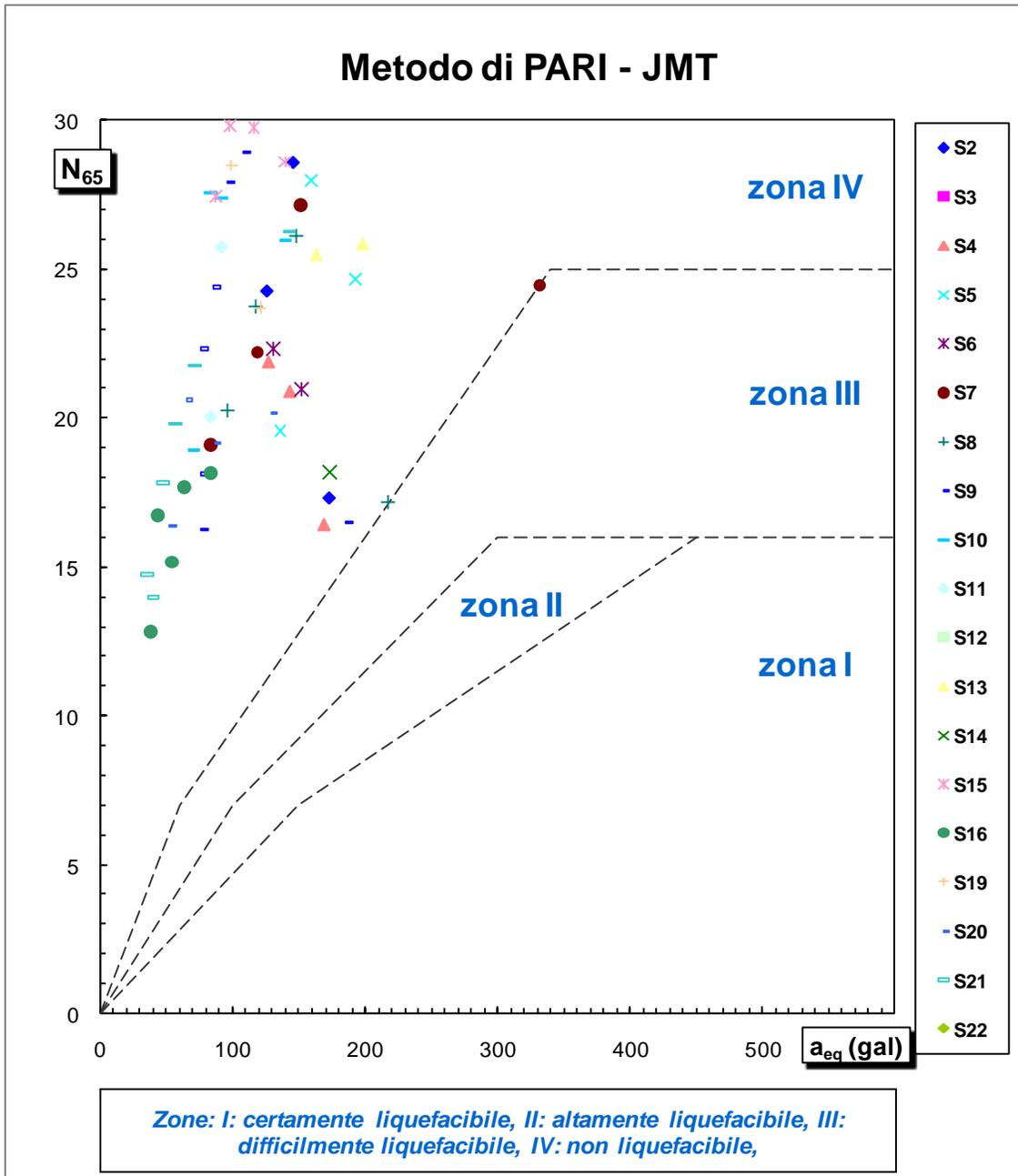


Figura 38 – Abaco di PARI-JMT.

10.6 ANALISI QUANTITATIVA: CRITERI DI PREVISIONE E METODI PER LA VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

10.6.1 Introduzione

Per una stima accurata della probabilità di liquefazione dei terreni oggetto d'intervento durante un terremoto, è necessario analizzare tutti i fattori che concorrono a creare le condizioni in cui il fenomeno può verificarsi.

Sulla base di quanto appurato dagli autori Seed e Idriss (1978), emerge l'impossibilità di inglobare in un unico modello tutti i numerosi parametri che li rappresentano. I criteri di prevenzione e i metodi di calcolo che sono stati avanzati in questi ultimi anni si accentrano su un numero di fattori molto più ridotto rispetto a quelli che intervengono a guidare il fenomeno. Soprattutto nella prima fase di sviluppo delle ricerche sulla liquefazione, l'intento di molti studiosi era nel senso di identificare un unico parametro che da solo spiegasse la liquefazione o meno dei depositi in condizioni sismiche.

Benché le esperienze e le argomentazioni a sostegno di alcuni dei criteri più antichi abbiano contribuito notevolmente a chiarire alcuni aspetti del meccanismo della liquefazione, in realtà, come già visto, le ricerche che hanno portato all'evoluzione delle conoscenze sul tipo dei parametri più significativi e alla formulazione di metodi empirici e di analisi dinamica, hanno preso avvio a partire dai terremoti di Niigata e dell'Alaska del 1964.

Tali studi sono andati sviluppandosi lungo le due direttrici principali: osservazioni delle caratteristiche sismiche, geologiche e geotecniche dei siti colpiti da terremoti distruttivi e analisi del comportamento di provini in prove cicliche di laboratorio in condizioni controllate.

Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento, cui hanno fatto seguito criteri e metodi più raffinati e complessi capaci di tener 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 in termini di pressioni effettive della risposta sismica locale e su prove di laboratorio molto delicate e complesse.

L'analisi di questi ultimi metodi, benché da riservare alla progettazione di opere di notevole importanza (dighe in terra, strutture off-shore, centrali nucleari, ecc), è di notevole interesse per comprendere i limiti dei metodi correntemente utilizzati e per comprendere la natura dei problemi che uno studio accurato della liquefazione può comportare.

10.6.2 Metodi semplificati

Fra i metodi più importanti, saranno considerati e descritti più in dettaglio i **metodi semplificati**, in cui la verifica di stabilità alla liquefazione è basata sul confronto fra gli stati tensionali indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione e quelli che producono liquefazione o livelli di deformazioni critici.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, cioè:

$$F = \frac{\tau_{\text{lim}}}{\tau_{\text{max}}}$$

I termini a numeratore e denominatore sono resi adimensionali attraverso il rapporto di sforzo ciclico, ottenuto normalizzando l'ampiezza dello sforzo di taglio con la pressione verticale effettiva iniziale.

Il fattore di resistenza alla liquefazione di un deposito viene quindi generalmente espresso ricorrendo ai seguenti simboli equivalenti:

$$F = \frac{(\tau / \sigma'_v)_{\text{lim}}}{\tau / \sigma'_v}$$

10.6.3 Valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici: correlazioni basate su prove in sito e in laboratorio

I numerosi metodi semplificati che sono stati proposti in questi anni, basati sul concetto di fattore di resistenza, differiscono tra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavato il termine a numeratore e cioè la resistenza del terreno agli sforzi ciclici o, come indicato nel linguaggio corrente, la resistenza alla liquefazione.

Allo stato attuale delle conoscenze, il parametro che si avvantaggia di un maggior numero di correlazioni e confronti con osservazioni reali è il numero dei colpi della prova SPT.

10.6.4 Calcolo delle sollecitazioni di taglio indotte

Una valutazione dello stato di sollecitazioni indotto dal sisma ad una determinata quota, può essere condotta in modo accurato solo effettuando un'analisi della risposta sismica locale, partendo da un dato accelerogramma alla base del deposito e analizzando le sue modificazioni alle diverse quote. Soprattutto quando la valutazione della resistenza alla liquefazione viene condotto utilizzando correlazioni empiriche di letteratura, senza ricorrere cioè a prove dinamiche specificamente studiate per il caso in esame, può essere utile ricorrere a metodi di calcolo semplificati.

Con riferimento alla Figura 40, nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio, la colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale.

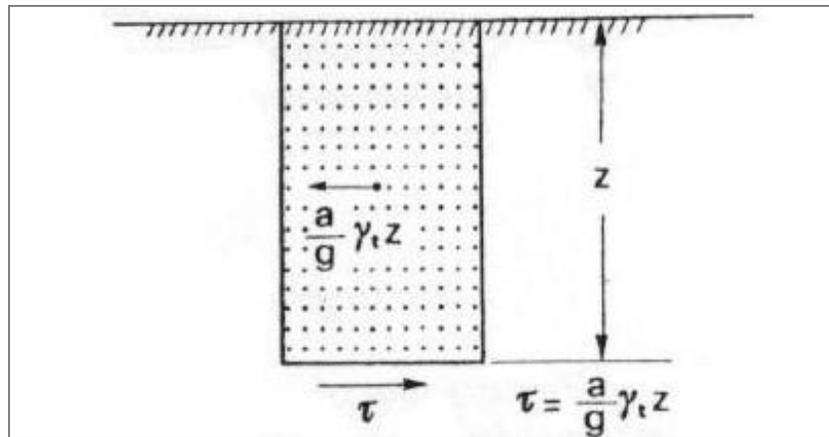


Figura 39 – Colonna di terreno di altezza z .

Indicando con a_{max} l'accelerazione massima in superficie, lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{a_{\text{max}}}{g} = \gamma_t z$$

Dove γ_t è il peso del volume di terreno e g l'accelerazione di gravità.

Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido. Occorre quindi introdurre un coefficiente riduttivo r_d .

Il valore di tale fattore è funzione della metodologia utilizzata; infatti ogni autore ha dato la propria interpretazione numerica in funzione della tensione litostatica o della profondità.

Originariamente gli autori Seed e Idriss (1971) hanno fornito i valori di tale coefficiente in funzione della profondità in forma grafica (Figura 40).

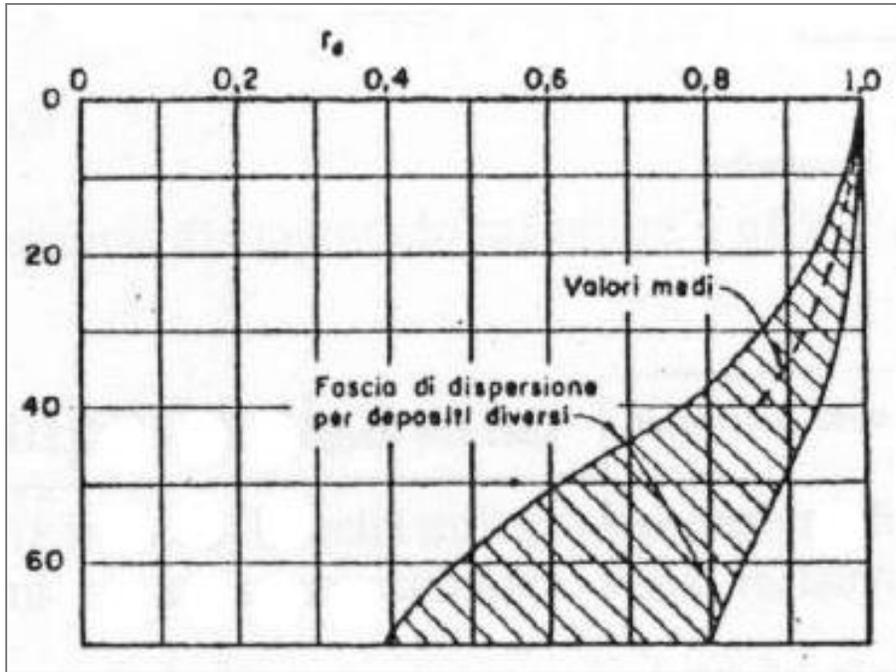


Figura 40 – Sforzi di taglio indotti dal terremoto a una generica quota.

Iwasaki et al. hanno invece fornito alla seguente formula empirica:

$$r_d = 1 - 0,015z$$

con z in metri.

Normalizzando lo sforzo di taglio massimo con la pressione verticale effettiva si ottiene:

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} = \frac{a_{\max}}{g} r_d \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$$

Dove

- $\sigma_v = \gamma_t$
- z è la pressione totale verticale.

10.6.5 Procedura di calcolo

La più usata “procedura semplificata” originariamente sviluppata da Seed e Idriss (1971), si basa sul numero di colpi della prova *Standard Penetration Test*, correlati con il parametro denominato “domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma” (CSR o τ/σ'_v).

Il metodo originario di Seed e Idriss (1971) negli ultimi anni è stato modificato e migliorato in diverse occasioni, sulla base di nuovi studi e della disponibilità di nuovi casi di liquefazione (Seed et al., 1985; Youd e Idriss, 1997; Youd et al., 2001; Finn, 2002).

Una revisione del corrente utilizzo pratico della valutazione della liquefazione attraverso la procedura semplificata è data nel 1996 da NCEER e nel 1998 da NCEE/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance (Youd et al., 2001) riferita allo stesso NCEER Report.

La versione corrente della “procedura semplificata” calcola il fattore di sicurezza F contro la liquefazione di un livello di suolo in termini di domanda di resistenza ciclica CSR e di capacità dello strato di terreno a resistere alla liquefazione CRR. Il fattore CSR dipende dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno ed è corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione (r_d) che diminuisce con l’aumentare della profondità.

Nel proseguo della relazione, verranno esposti i metodi che maggiormente trovano impiego in terreni aventi la medesima granulometria del deposito presente nell’area oggetto d’indagine, ovvero terreni a grana grossa composti mediamente da frazione ghiaiosa (37%), frazione sabbiosa (45%) con presenza di materiale fino limoso (18%). I metodi proposti sono:

- Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983)
- Metodo raccomandato dal National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER, 1996) con rivisitazione di Youd et al. (2001)
- Metodo più usato di Seed e Idriss (1982)

10.7 METODO DI TOKIMATSU E YOSHIMI (1983)

Le basi del metodo sono le seguenti. Per tener conto della magnitudo del terremoto il rapporto di sforzo ciclico indotto dal moto sismico viene valutato con l’espressione:

$$L = \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d r_n$$

che introduce nella nota espressione di Seed e Idriss un coefficiente correttivo in funzione della magnitudo M pari a:

$$r_n = 0,1(M - 1)$$

La resistenza alla liquefazione, in termini di rapporto di sforzo ciclico, viene invece calcolata con la seguente relazione, ricavata confrontando i risultati di prove triassiali cicliche con dati di prove SPT

$$R = aC_r \left[\frac{16\sqrt{N_1 + \Delta N_t}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{N_1 + \Delta N_t}}{C_s} \right)^n \right]$$

Dove:

- $a = 0,45$
- $C_r = 0,57$
- $n = 14$
- $C_s = 75$
- $\Delta N_f = 0$ per le sabbie pulite e 5 per le sabbie limose
- $N_f = \left[1,7 / (\sigma'_v + 0,7) \right] N_{spt}$

La quantità σ'_v è espressa in kg/cm^2 . C_s è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio. La verifica della suscettibilità alla liquefazione è soddisfatta quando il fattore di sicurezza $F = R/L$ è superiore a 1,5 (sabbie medio-sciolte).

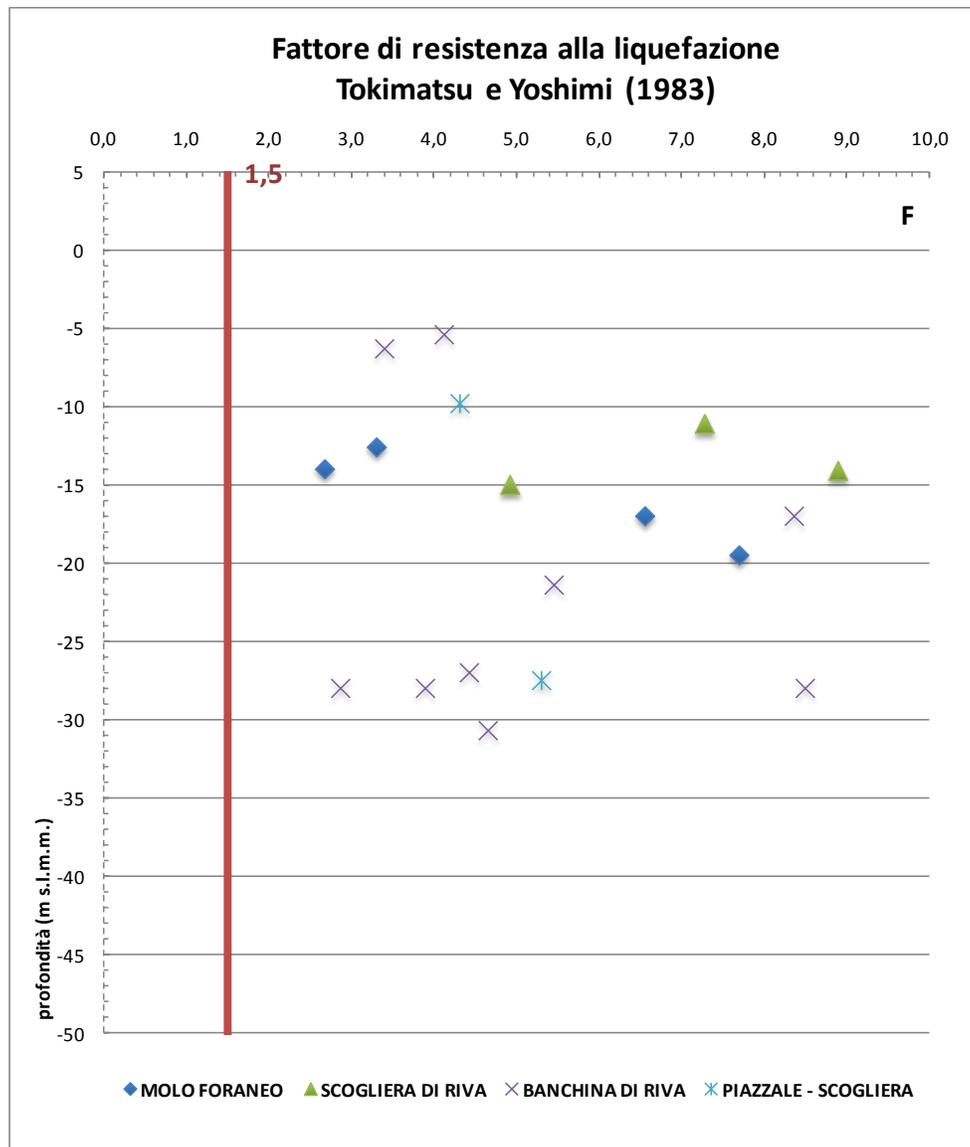


Figura 41 – Verifica alla liquefazione (Tokimatsu e Yoshimi).

Nel caso in esame, elaborando i valori desunti delle prove SPT secondo la procedura dettata dagli autori Tokimatsu e Yoshimi, in funzione della Magnitudo massima e dello stato limite ultimo alle azioni sismiche (SLV e SLC), si evince la **non liquefacibilità** dei terreni caratterizzanti le principali opere di progetto, ovvero il molo foraneo, la banchina di riva, il piazzale, la scogliera esterna e la scogliera interna parallela alla testa del molo esistente.

10.8 METODO NCEER (1996), YOUD ET AL. (2001)

Il metodo consiste nel calcolare il fattore di sicurezza alla liquefazione (F) contro la liquefazione di un livello di suolo in termini di domanda di resistenza ciclica (CSR) e di capacità dello strato di terreno a resistere alla liquefazione (CRR).

$$F = CRR/CSR$$

La procedura di calcolo nel suo insieme è divisa in tre parti:

- Calcolo della domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma, CSR.
- Calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione CRR, utilizzando i dati forniti dalle prove SPT.
- Valutazione del potenziale di liquefazione eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza (F) in previsione della liquefazione, ottenuto dal rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione e la domanda di resistenza ciclica.

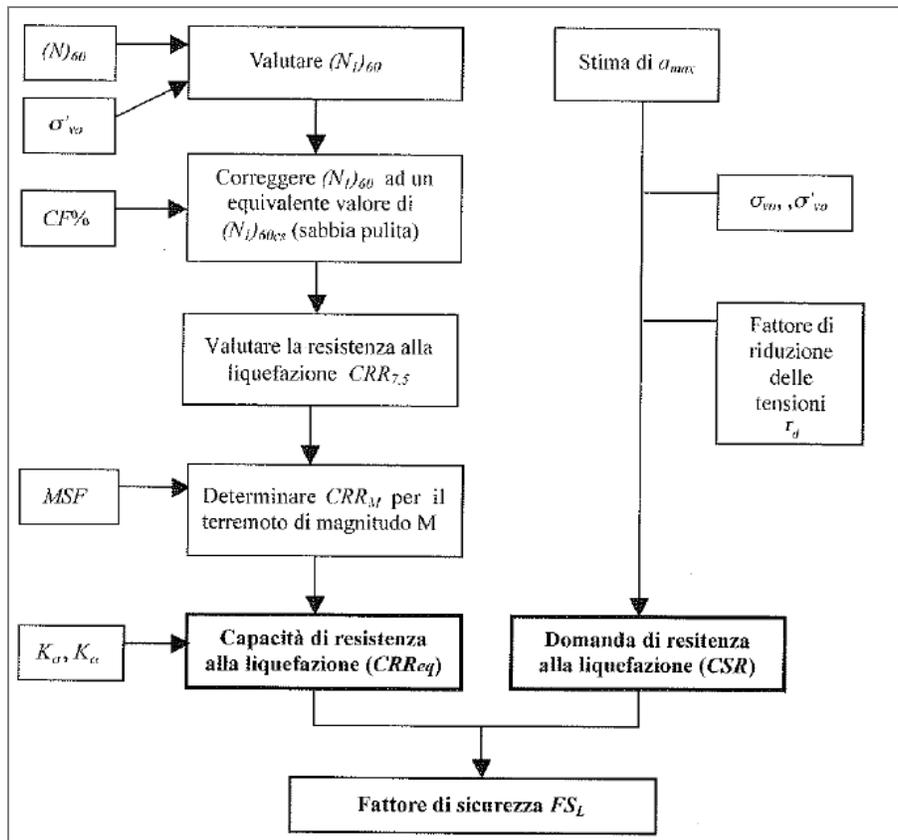


Figura 42 – Diagramma di flusso per valutare la suscettibilità alla liquefazione (F = FS_L).

10.8.1 Domanda di resistenza ciclica alla liquefazione, CSR

La domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma (CSR) a una data profondità è data dalla seguente equazione:

$$CSR = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

dove:

- a_{max} = accelerazione massima alla superficie del suolo
- g = accelerazione di gravità
- σ_{v0} e σ'_{v0} = tensione litostatica totale ed effettiva
- r_d = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata
- 0,65 = fattore peso, introdotto da Seed, per calcolare il numero di sforzi ciclici uniformi richiesti per produrre lo stesso aumento della pressione dei pori dovuto a un irregolare movimento del suolo durante un terremoto.

Usando questa relazione Seed e altri (1975) hanno ottenuto il numero di cicli equivalenti in funzione della magnitudo del terremoto così come descritto nel prospetto riportato di seguito.

<i>Magnitudo</i>	<i>Cicli</i>
5 ¼	2 – 3
6	5
6 ¾	10
7 ½	15
8 ½	26

10.8.1.1 Fattore di riduzione delle tensioni

Le seguenti equazioni sono raccomandate da un gruppo di esperti del National Center for Earthquake Engineerin Research (NCEER) nel 1996 e Youd et al. (2001) per determinare il fattore delle tensioni r_d :

- $r_d = 1 - 0.00765 \cdot z$ ($z \leq 9.15$ m)
- $r_d = 1.174 - 0.00267 \cdot z$ (9.15 m $\leq z \leq 23$ m)
- $r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z$ (23 m $\leq z \leq 30$ m)
- $r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z$ ($z > 30$ m)

dove z è la profondità in metri dall'attuale piano campagna. L'andamento con la profondità del fattore r_d , originariamente valutato da Seed e Idriss secondo la formula $1 - 0,015z$, negli ultimi anni è stato oggetto di ricerca da parte di vari autori, fra cui T.F. Blake, il quale approssima la curva media alla seguente equazione:

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753^{1.5})}{(1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2)}$$

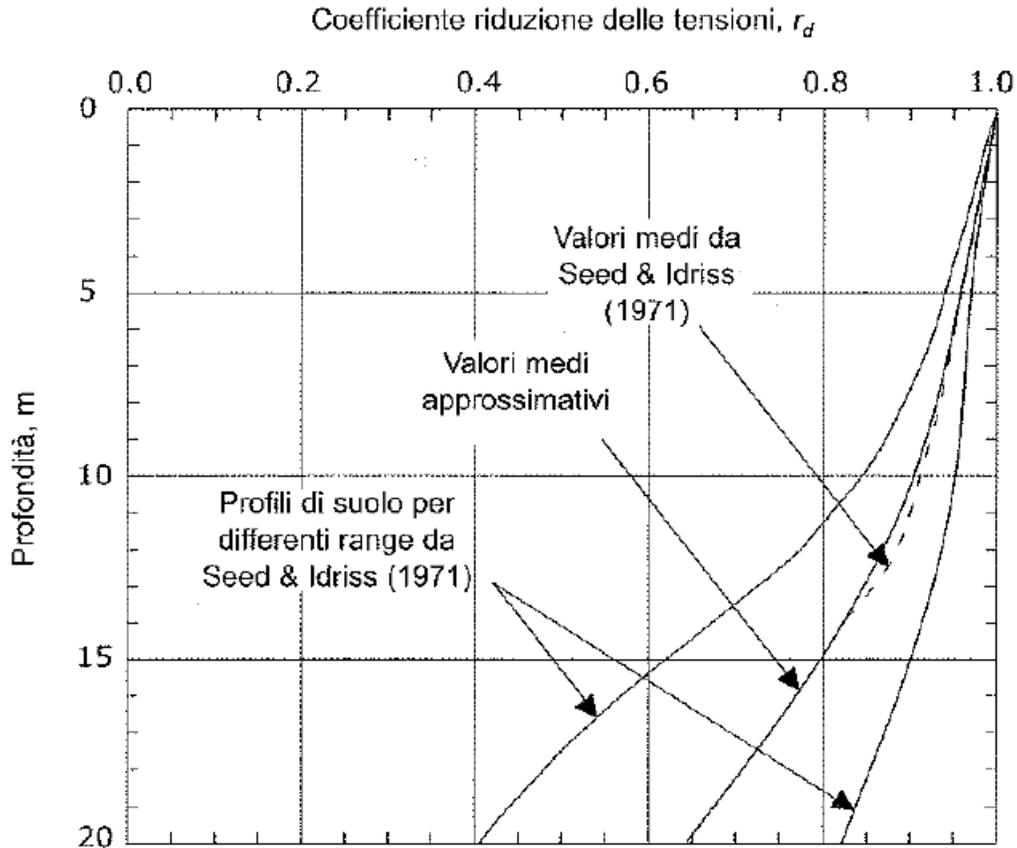


Figura 43 – Fuso di variazione del fattore di riduzione delle tensioni r_d con la profondità.

10.8.2 Capacità di resistenza alla liquefazione, CRR

La capacità di resistenza alla liquefazione (CRR) è una funzione della resistenza penetrometrica $(N_1)_{60cs}$ corretta per il carico litostatico e del contenuto di materiali fini. Fra le molteplici espressioni presenti in letteratura, la più utilizzata è quella di Blake (1996), ove il fattore CRR è riferito ad un terremoto di magnitudo 7.5.

$$CRR_{7.5} = \frac{a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3}{1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4}$$

dove:

- $x = (N_1)_{60cs}$
- $a = 0.048$
- $b = -0.1248$
- $c = -0.004721$
- $d = 0.009578$
- $e = 0.006136$
- $f = -0.0003285$
- $g = 0.00001673$
- $h = 0.000003715$

L'equazione è valida per valori di $(N_1)_{60cs}$ inferiori a 30. Per valori di $(N_1)_{60cs}$ superiori o uguali a 30, i suoli sono classificati non liquefacibili.

10.8.2.1 Calcolo del numero di colpi normalizzato

Il valore del numero di colpi SPT deve tener conto dell'effetto della pressione litostatica, infatti la grandezza $(N_1)_{60}$ rappresenta il numero di colpi normalizzato a una pressione effettiva di confinamento di circa 100 kPa e un fattore di rendimento energetico del 60% nell'esecuzione della prova.

Il valore di $(N_1)_{60}$ è calcolato utilizzando la seguente espressione:

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

Ove il fattore (C_N) di correzione della pressione litostatica efficace σ'_{v0} equivalente a 100 kPa, è calcolato con la seguente equazione, dettata dagli autori Liam e Whitman (1986):

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

Questo fattore di riduzione generalmente non supera il valore di 1,7. Nella tabella seguente sono riportate le formule proposte da vari ricercatori per normalizzare il parametro N_{60} .

Parametro	Parametro normalizzato	Tipo di suolo	Autore
$(N)_{60}$	$(N)_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.55}$	Sabbia DR = 40-60%	Seed et al., 1983
	$(N)_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.45}$	Sabbia DR = 60-80%	Seed et al., 1983
	$(N)_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.56}$	Sabbia	Jamiolkowski et al., 1986
	$(N)_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.5}$	Sabbia	Liao & Whitman, 1986
	$2 \cdot (N)_{60}/(1 + \sigma'_{v0})$	Sabbia media densa	Skempton, 1986
	$3 \cdot (N)_{60}/(1 + \sigma'_{v0})$	Sabbia densa	Skempton, 1986
	$1.7 \cdot (N)_{60}/(0.7 + \sigma'_{v0})$	Sabbia fine	Skempton, 1986
	$(N)_{60}/(\sigma'_{v0})^n$	n = 1 Argilla n = 0.7 Sabbia sciolta n = 0.6 Sabbia	Olsen, 1997 Olsen, 1997

Tabella 12 – Formule per il calcolo del numero di colpi normalizzato.

10.8.2.2 Influenza del contenuto di fini

La formula originale per il calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione, è basata sull'ipotesi che il terreno granulare sia costituito da sabbia pulita. In caso di presenza di fini, occorre tener conto di un fattore correttivo della grandezza $(N_1)_{60}$.

Infatti già Seed et al. (1985) nello sviluppo originale della procedura, evidenziano un apparente aumento del valore di CRR con l'aumentare del contenuto di fini.

Gli autori Youd e idriss (1997) propongono al seguente formula:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

Ove a e b sono riportati nella seguente tabella.

Contenuto di fini (FC)	α	β
FC < 5%	0	1
5% < FC < 35%	$\exp(1.76 - (190/FC^2))$	$0.99 + FC^{1.5}/1000$
FC > 35%	0	1.2

Tabella 13 – Coefficienti α e β .

10.8.3 Fattore di correzione della Magnitudo

Le correlazioni di calcolo della capacità di resistenza alla liquefazione (CRR) e della domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma (CSR), si riferiscono a terremoto di Magnitudo 7.5.

Sulla base della sismicità storica dell'area analizzata e studiata nel dettaglio nei paragrafi 5 e 9, per applicare le procedure semplificate di analisi della liquefazione a terremoti di magnitudo diversa da 7.5 si utilizza un fattore di scala della Magnitudo, MSF, moltiplicatore del rapporto di resistenza alla liquefazione ($CRR_{7.5}$).

$$- CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

Il valore da attribuire al fattore MSF, è stato a lungo calcolato con la seguente equazione, che riproduce i valori numerici proposti dagli autori Seed e Idriss (1982):

$$- MSF = 0.65 / (0.1 \cdot (M - 1)) \quad (\text{Seed e Idriss, 1982})$$

Recentemente negli ultimi anni, con una base più ampia e significativa, il valore da attribuire al fattore MSF è definito dalle seguenti equazioni suggerite dalle raccomandazioni NCEER:

- $MSF = 10^{2.24/M^{2.56}}$ (Idriss, 1990)
- $MSF = 10^{0.99/M^{1.13}}$ (Idriss, 1995)
- $MSF = 10^{2.84/M^{3.24}}$ (Youd et al., 2001)

Nella seguente figura sono riportate le curve proposte da vari ricercatori per il calcolo del fattore MSF.

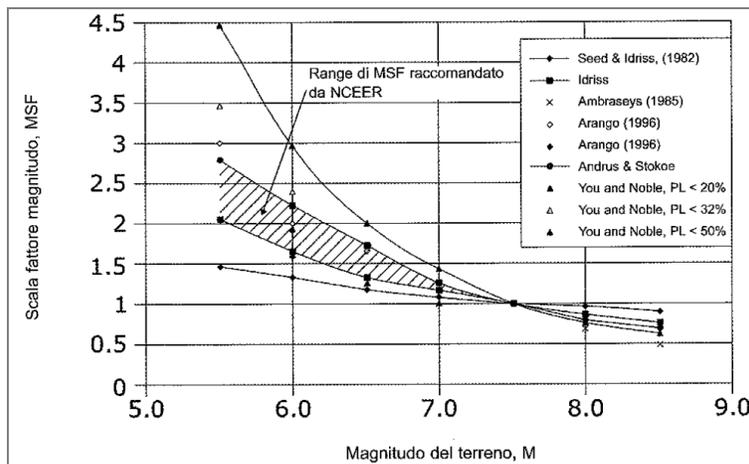


Figura 44 – Fattore di scala della Magnitudo (Youd e Noble, 1997).

10.8.4 Fattore di sicurezza alla liquefazione (F)

Conoscendo i valori di CRR, CSR e MSF, si può calcolare il fattore di sicurezza alla liquefazione usando la seguente equazione, valida per aree pianeggianti o a debole pendenza.

$$- F = CRR_M / CSR$$

10.8.5 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati delle verifiche di suscettibilità alla liquefazione delle aree di progetto, in funzione della Magnitudo massima e dello stato limite ultimo alle azioni sismiche:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) → M = 6.9
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) → M = 7.3

Nel caso in esame, elaborando i valori desunti delle prove SPT secondo la procedura dettata dal metodo NCEER, si evince la **non liquefacibilità** dei terreni in combinazione SLV, mentre allo SLC si evince la suscettività alla liquefazione nell'area del piazzale-scogliera Sud, in corrispondenza del sondaggio S15 nell'intervallo $\pm 0/-3$ m s.l.m.m, ovvero alla profondità di $-1/-4$ m dal piano campagna di riferimento del sondaggio in questione.

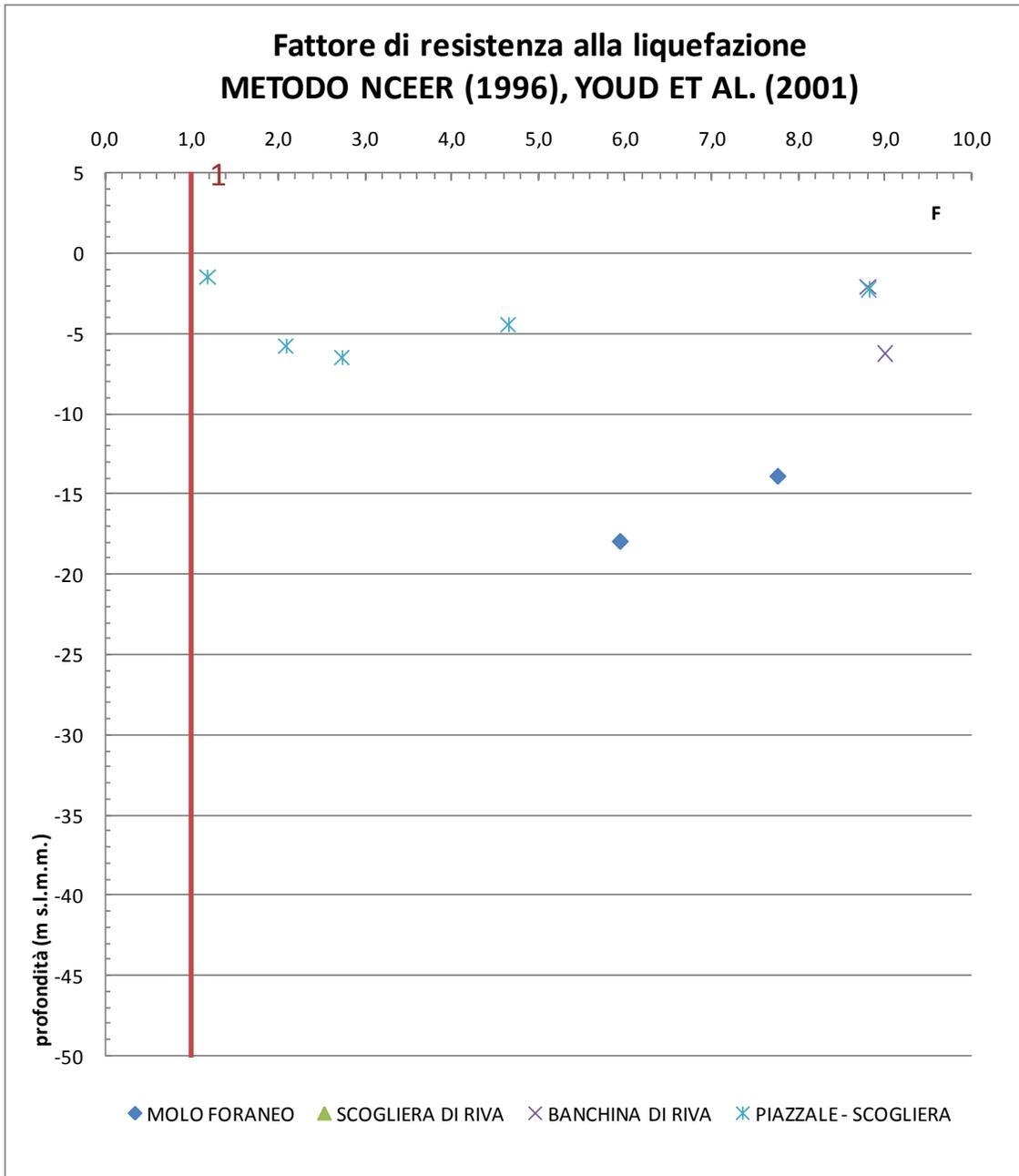


Figura 45 – Verifica alla liquefazione, in combinazione SLV.

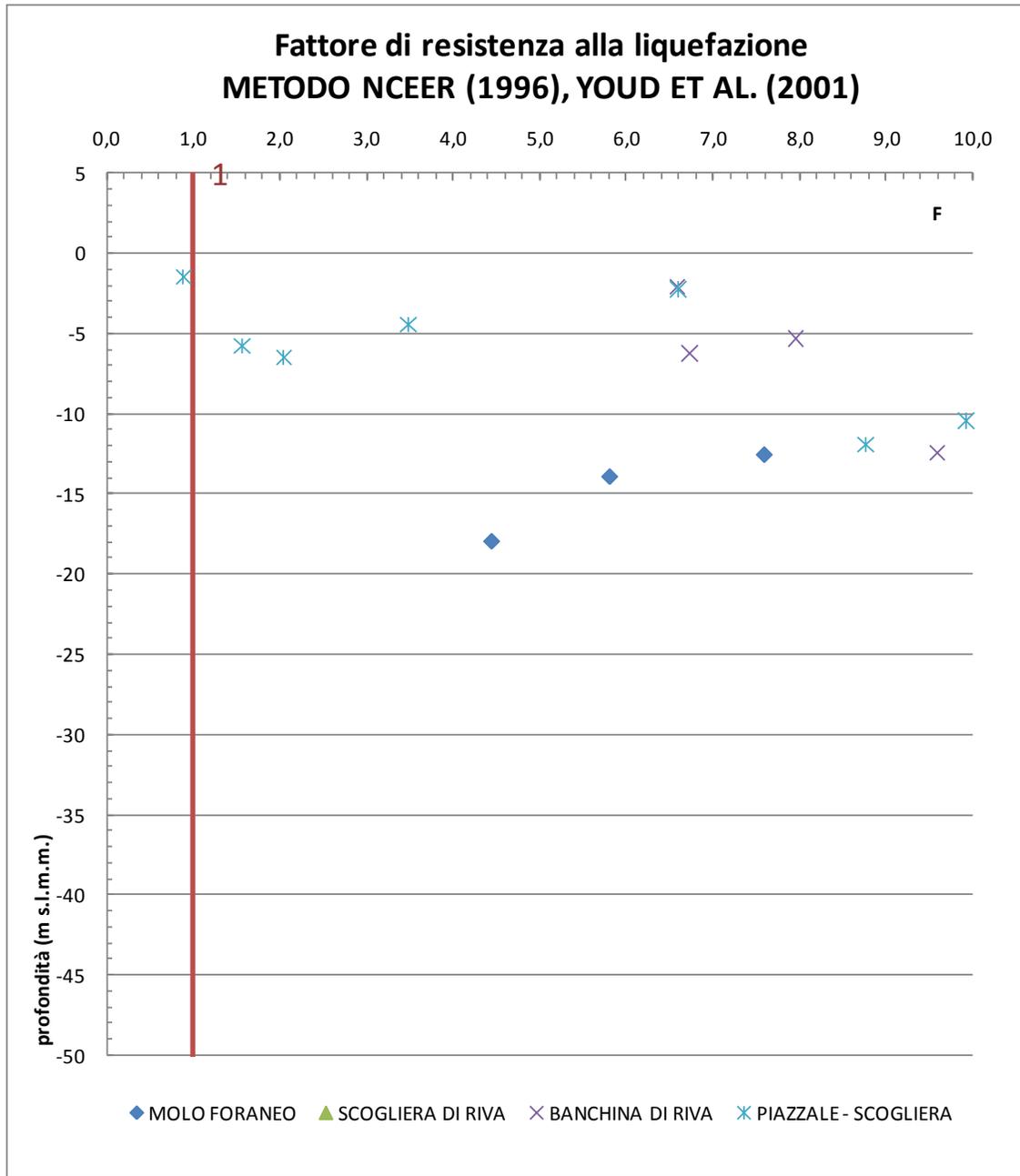


Figura 46 – Verifica alla liquefazione, in combinazione SLC .

10.9 METODO DI SEED E IDRIS (1982)

E' il metodo semplificato di gran lunga più noto e più utilizzato. Esso risulta di applicazione molto facile e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici di impiego corrente (granulometria, numero dei colpi, densità relativa, peso di volume).

Per tener conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione massima, il rapporto di sforzo ciclico indotto dal terremoto viene valutato con riferimento, anziché al valore massimo τ_{\max} a un valore medio $\tau_{av} = 0,65 \cdot \tau_{\max}$. Il fattore di resistenza alla liquefazione è quindi fornito dall'espressione:

$$F = \frac{(\tau/\sigma'_v)_{\lim}}{\tau_{av}/\sigma'_v}$$

Dove:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot r_d$$

Il termine a numeratore, cioè la resistenza alla liquefazione, viene valutato in funzione dei seguenti parametri:

- Magnitudo (M)
- numeri di colpi (SPT)
- pressione verticale effettiva (σ'_v)
- densità relativa (Dr)
- abaco di Figura 48.

L'abaco in questione è stato ottenuto discriminando i casi di terreni che hanno dato luogo a fenomeni di liquefazione e non liquefazione durante i terremoti reali. In esso le linee relative ad un terremoto di una data magnitudo, separano quindi il campo dei siti di probabile liquefazione e quello dei siti in cui questa è improbabile.

Il calcolo si effettua nel seguente modo: utilizzando il grafico di Figura 47 viene valutato alla quota desiderata il numero dei colpi corretto per tener conto dell'effetto della pressione litostatica, attraverso il Coefficiente correttivo C_N :

$$- N_1 = C_N \cdot N_{spt}$$

Con tale valore di N_1 , con l'aiuto dell'abaco di Figura 48, si valuta per un dato valore della magnitudo M il rapporto di sforzo ciclico che provoca liquefazione. Se il fattore di resistenza alla liquefazione (F) è superiore a 1,3 il deposito è considerato non liquefacibile.

Nel caso di presenza di limi e sabbie limose, gli autori suggeriscono di correggere ulteriormente il valore N_1 prima di utilizzare i grafici di Figura 48, mediante la seguente relazione:

$$- N_{1cs} = N_1 + A$$

Ove il parametro A assume un valore massimo 7,5. In funzione della percentuale di frazione coesiva riscontrata durante le analisi granulometriche di laboratorio (FC = 18%), si assegna al parametro A il valore 6.

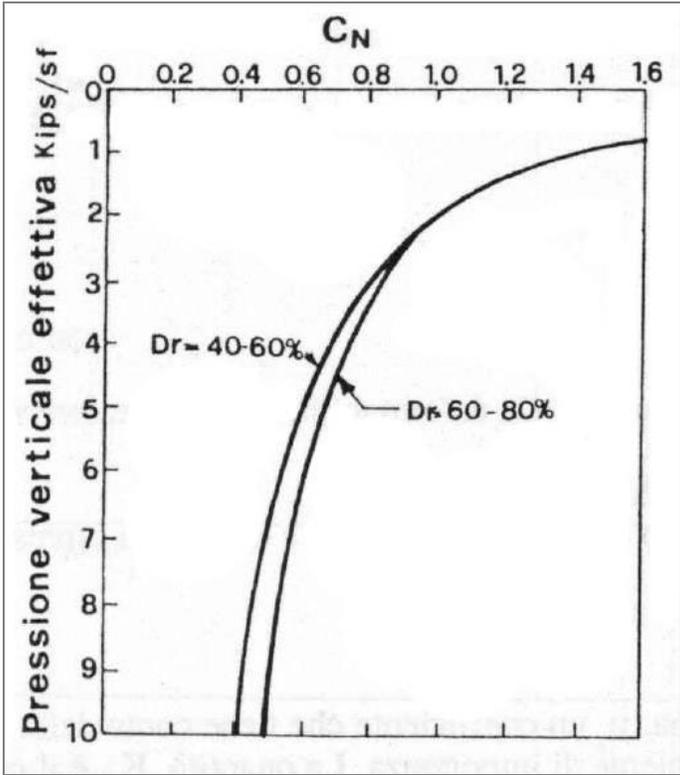


Figura 47 – Coefficiente correttivo C_N .

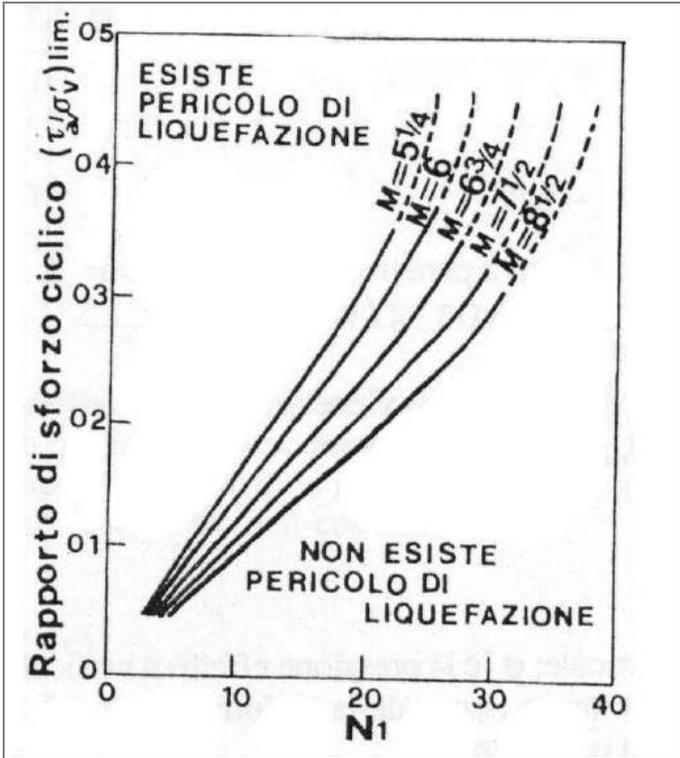


Figura 48 – Abaco di determinazione del rapporto si sforzo ciclico.

10.9.1 Risultati delle Analisi

Si riportano i risultati delle verifiche di suscettibilità alla liquefazione delle aree di progetto, in funzione della Magnitudo massima e dello stato limite ultimo alle azioni sismiche:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) → M = 6.9
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) → M = 7.3

Nel caso in esame, elaborando i valori desunti delle prove SPT secondo la procedura dettata dagli autori Seed e Idriss, si evincono i seguenti risultati:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Si verificano strati di terreno potenzialmente liquefacibili, in corrispondenza delle seguenti aree:

Opera di progetto	Sondaggio di riferimento	Profondità (m s.l.m.m.)
Piazzale/Scogliera Sud	S14	-7.5/-10.5
Banchina di Riva	S8	-3.5/-6.5
Banchina di Riva	S9	-4.5/-7.5
Molo Foraneo	S2	-10.5/-13.5
Molo Foraneo	S4	-12.5/-18.5
Scogliera di riva	S5	-13.5/-16.5

Tabella 14 – Strati potenzialmente liquefacibili (SLV).

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Si verificano strati di terreno potenzialmente liquefacibili, in corrispondenza delle seguenti aree:

Opera di progetto	Sondaggio di riferimento	Profondità (m s.l.m.m.)
Piazzale/Scogliera Sud	S14	-7.5/-10.5
Banchina di Riva	S8	-3.5/-6.5
Banchina di Riva	S9	-4.5/-7.5
Molo Foraneo	S2	-10.5/-13.5
Molo Foraneo	S4	-12.5/-21.5
Scogliera di riva	S5	-7.5/-16.5
Scogliera di riva	S6	-9.5/-15.5

Tabella 15 – Strati potenzialmente liquefacibili (SLC).

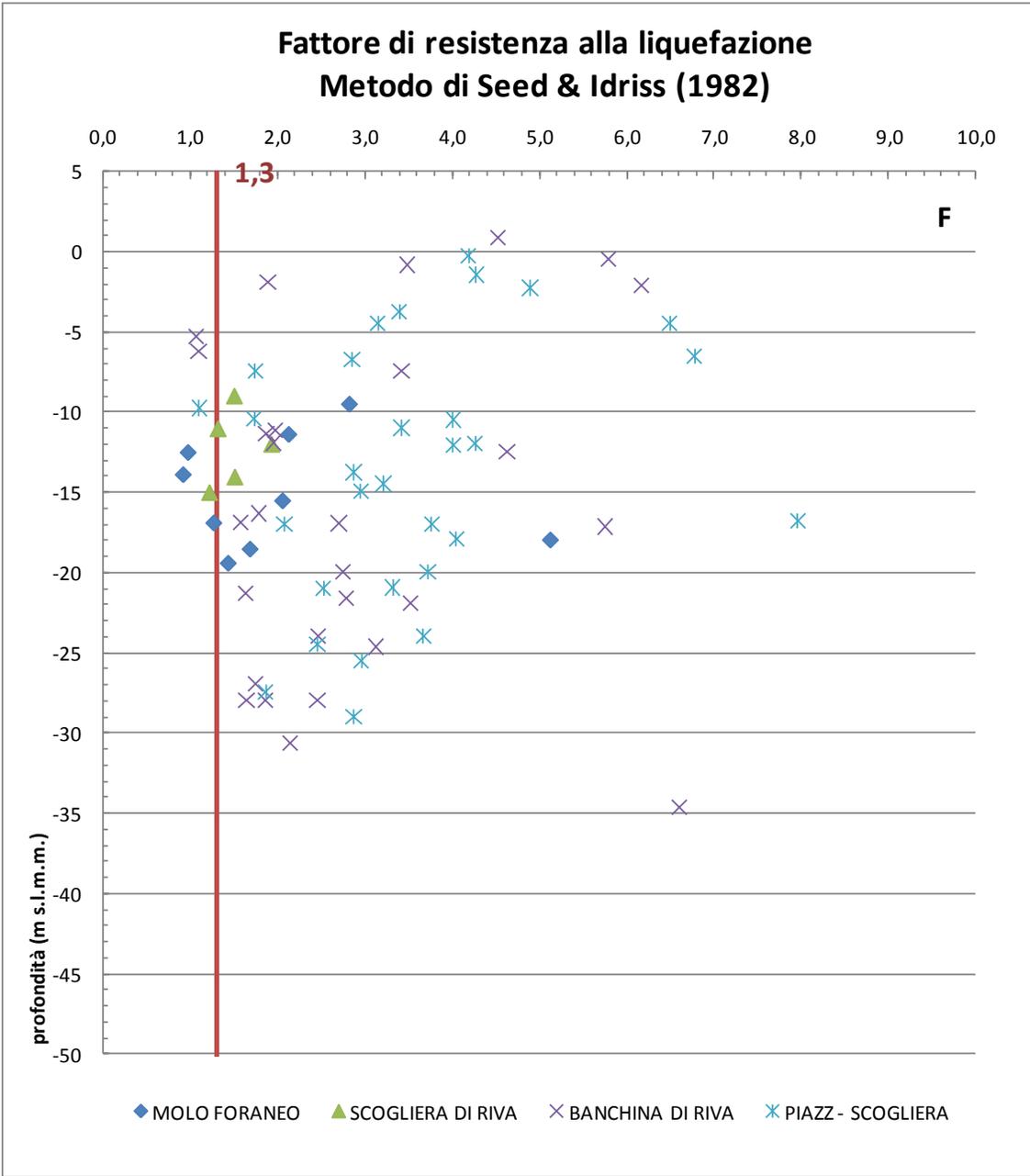


Figura 49 – Verifica alla liquefazione, in combinazione SLV .

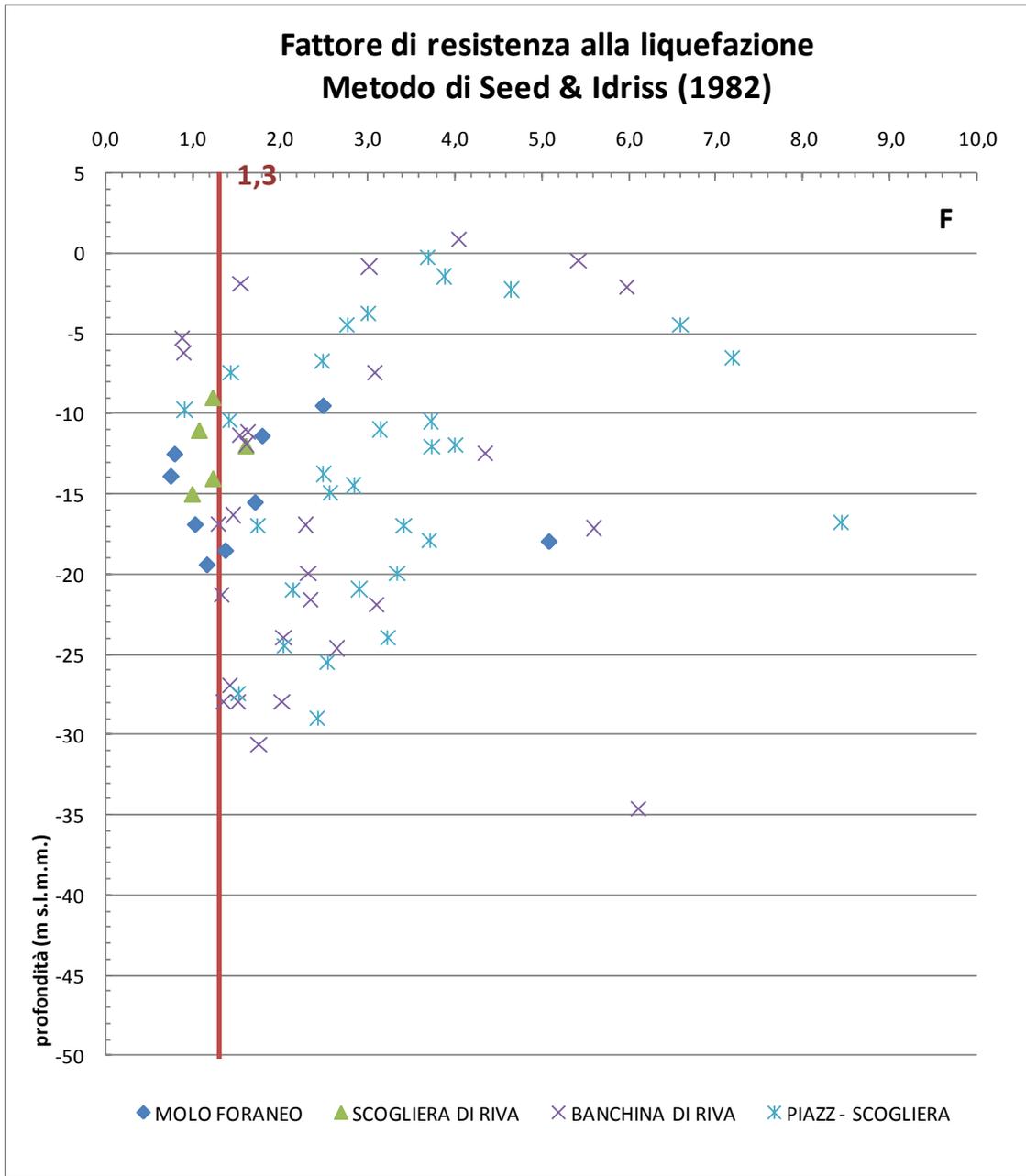


Figura 50 – Verifica alla liquefazione, in combinazione SLC .

10.10 CONCLUSIONI

In ottemperanza all'art.13 del disciplinare di gara, al fine di risolvere le criticità del sito dal punto di vista morfologico, geologico e sismologico, si propongono soluzioni capaci di risolvere i problemi degli strati di terreno potenzialmente liquefacibili (paragrafi 10.8.5 e 10.9.1). Infatti la progressiva perdita di resistenza dovuta alla trasformazione della massa solida di terreno in un fluido viscoso in caso di scuotimento sismico di significativa Magnitudo, potrebbe comportare:

- fenomeni di subsidenza nelle aree destinate e piazzale,
- cedimenti differenziali e lesioni alle strutture lungo la viabilità di accesso al porto,
- diminuzione dell'attrito laterale lungo le fondazioni profonde del molo foraneo e lungo le opere di sostegno della banchina di riva,
- cedimenti differenziali delle scogliere.

Come prescritto nel D.M. 14 gennaio 2008 al paragrafo 7.11.3.4, *se il terreno risulta suscettibile alla liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità dei manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.*

Sulla base degli studi eseguiti ed in ottemperanza al D.M. 14 gennaio 2008, si propongono i seguenti interventi:

- Molo Foraneo: estensione della lunghezza dei pali di fondazione, al fine di sopperire alla mancanza di attrito laterale dovuta alla liquefazione degli strati potenzialmente liquefacibili indicati nella Tabella 14 e Tabella 15.
- Piazzali e viabilità del Porto: intervento di vibroflottazione con maglia a quinconce, realizzato a scopo di aumentare le caratteristiche meccaniche in profondità degli strati classificati come potenzialmente liquefacibili.
- Scogliera del piazzale lato Sud, Scogliera interna lato Nord, banchina di riva: miglioramento delle caratteristiche meccaniche e deformative degli strati classificati come potenzialmente liquefacibili, mediante intervento di vibroflottazione con maglia a quinconce.
- Fondazioni superficiali e profonde dell'impalcato, miglioramento in profondità delle caratteristiche meccaniche e deformative degli strati classificati come potenzialmente liquefacibili, mediante intervento di vibroflottazione con maglia a quinconce.

Le analisi e le verifiche di capacità portante delle fondazioni profonde, sono riportate nella relazione specialistica di calcolo del molo foraneo (elaborato G797_H001R_0), mentre nel paragrafo a seguire vengono illustrati e descritti gli studi eseguiti sull'intervento di vibroflottazione.

11 INTERVENTO DI VIBROFLOTTAZIONE

11.1 PREMESSA

Per sopperire ad eventuali fenomeni di danneggiamento e crollo delle opere in oggetto durante la liquefazione, vista la natura granulometrica dei terreni presenti nel deposito in esame (Figura 51), si propone di aumentare lo stato di addensamento degli strati di terreno potenzialmente liquefacibili, attraverso la tecnica della vibroflottazione.

Metodo	Principio	Condizioni/Tipi di terreno più favorevoli	Profondità massima del trattamento	Costi relativi
1 - Esplosione	Le onde d'urto e le vibrazioni determinano una liquefazione limitata, il rimodellamento del dislocamento e l'assettamento a più alte densità	Sabbie pulite e saturate, sabbie parzialmente saturate e presenza di limo in seguito a inondazione	> 40 m	Basso
2 - Sonda delle vibrazioni: a) Terraprobe b) Vibrorods c) Vibrowing	L'addensamento dovuto alla vibrazione e l'assettamento indotto dalla liquefazione producono una maggiore densità.	Sabbie saturate pulite e asciutte, sabbia	In genere 20 m (inefficace sopra i 3-4 m di profondità); talvolta > 30 m; vibrowing 40 m	Moderato
3 - Vibrocompattazione: a) Vibroflot b) Sistema Vibrocomposer	Addensamento dovuto alla vibrazione e compattazione di materiale di riempimento di sabbia o ghiaia	Terreni incoerenti con meno del 20% di fine	> 20 m	Da basso a moderato
4 - Compattazione pesante (costipamento dinamico)	Applicazione ripetuta di impatti ad alta intensità sulla superficie	Meglio se terreni incoerenti, altri tipi possono anche migliorare	30 m (possibilmente più in profondità)	Basso
5 - Sovraccarico /Sostegno (contrafforte)	Il peso di un sovraccarico/sostegno aumenta la resistenza alla liquefazione aumentando le pressioni di contatto effettive presenti nelle fondazioni	Può essere utilizzato su qualsiasi superficie di terreno	-	Moderato se vengono impiegati dreni verticali
6 - Drenaggi a) Ghiaia b) Sabbia c) Pozzi (per drenaggio permanente)	Dissipazione dell'eccesso di pressione interstiziale per prevenire la liquefazione. Drenaggio permanente con le pompe.	Sabbia, limo, argilla	Ghiaia e sabbia > 30 m	Da moderato ad elevato
7 - Impregnazione particellare	Penetrazione e assorbimento-riempimento degli interstizi del suolo con terreno, cemento e/o argilla	Sabbia da media a grossa, ghiaia	Illimitata	Il più economico fra i metodi di impregnazione
8 - Pressione ad iniezione della calce	Penetrazione e assorbimento-riempimento degli interstizi del suolo con calce	Sabbia e ghiaia da media a grossolana	Illimitata	Basso
9 - Vibro-Sostituzione con colonne di ghiaia o sabbia	Cavità riempita con ghiaia o sabbia molto addensata grazie a tecniche di vibrazione e compattazione	Sabbie, limi, argille	> 30 m (profondità limitata dall'attrezzatura vibratoria)	Moderato
10 - Pali radice, chiodatura di terreni	Inclusioni di piccolo diametro utilizzate per trasportare tensione, taglio e compressione	Tutti i terreni	Sconosciuta	Da moderato ad elevato

Figura 51 – Misure di risanamento della liquefazione .

11.1.1 La vibroflottazione

La vibroflottazione è una tecnica che consente di addensare i terreni granulari in sito mediante una simultanea vibrazione e saturazione del terreno, associata ad una immissione nel terreno in sito di materiale granulare di riempimento. La tecnica che non utilizza materiale di riempimento viene definita “vibro-compaction without replacement” cioè vibro-compattazione senza immissione. La tecnologia esecutiva della vibroflottazione è simile a quella utilizzata per la formazione delle colonne in ghiaia con alcune sostanziali differenze, quali:

- La vibroflottazione riguarda i terreni non coesivi, mentre le colonne in ghiaia interessano i terreni coesivi
- I terreni non coesivi e quelli coesivi si comportano diversamente sotto le vibrazioni indotte dal vibratore.
- Il progetto, l’analisi teorica e i controlli relativi ai due interventi sono completamente diversi.

La vibroflottazione trova il massimo della sua efficacia in suoli granulari dove l’eccesso di pressione dei pori deve essere drenato rapidamente, e l’incremento dello stato di addensamento avviene a partire da un valore di densità $D_R < 70\%$. La profondità del trattamento è di circa 15-20 metri dal piano campagna.

Il campo di terreni adatto a essere vibro-flottato è:

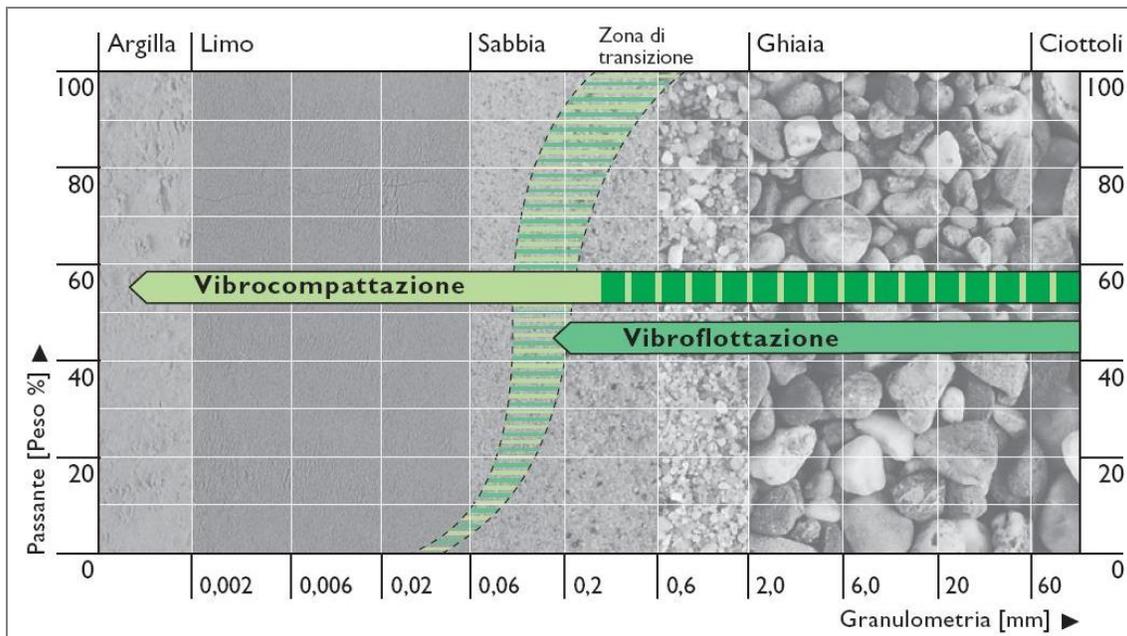


Figura 52 – Campi di applicazione dei procedimenti di vibroflottazione.

Il processo di vibro-flottazione comprende le fasi seguenti:

Fase 1: inizialmente il vibratore è posizionato, liberamente sospeso alla gru, al di sopra del terreno in corrispondenza della verticale da trattare. Si mette in funzione la sonda, portando a regime il vibratore ed espellendo acqua dalla punta conica.

Fase 2: La sonda viene abbassata e penetra nel terreno sotto il proprio peso, in presenza dell'azione combinata vibrazione più getto d'acqua ad alta pressione.

Al termine di questa fase nel terreno si è creato un foro, pressoché cilindrico, con il terreno prossimo alle pareti del foro che ha già subito un primo addensamento.

Fase 3: Una volta raggiunta la profondità richiesta, il flusso d'acqua viene ridotto o annullato e la sonda viene ritirata a velocità di risalita predeterminata continuando l'azione di vibro-flottazione.

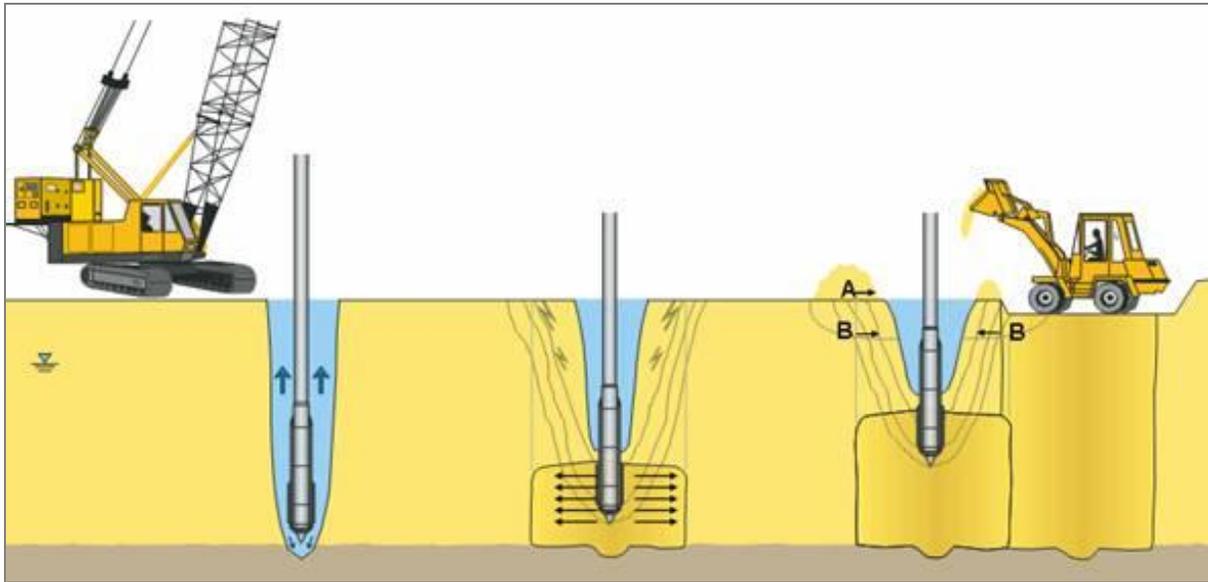


Figura 53 – Vibroflottazione: fasi esecutive.



Figura 54 – Vibroflottazione: fasi esecutive 1 e 2.

In funzione del modello di trattamento e della spaziatura, si riportano i valori guida del rapporto la spaziatura delle verticali d'intervento (D) e il diametro (d) e la densità relativa che è possibile raggiungere per un intervento con modello a maglia quadrata.

Rapporto D/d	Densità Relativa %
2	84 -100
3	80 – 95
4	77 – 90
5	73 – 85
6	68 – 77
7	65 – 73
8	60 – 65

Tabella 16 – Densità relativa raggiungibile in funzione del rapporto D/s.

La compatibilità di un terreno ad essere sottoposto ad un intervento di vibroflottazione, è valutabile attraverso il parametro *b* definito da Brown (1997) con la seguente formula:

$$b = (3/D_{50}^2 + 1/D_{20}^2 + 1/D_{10}^2)^{0.5}$$

parametro <i>b</i>	valutazione
0 – 10	Eccellente
10 – 20	Buono
20 – 30	Medio
30 – 40	Mediocre
> 50	Non impiegabile

Tabella 17 – Parametro *b* (Brown, 1997).

Un altro criterio proposto da Mitchell (1981) stabilisce che l'applicazione di questa tecnologia risulta efficace nei suoli con un contenuto di fini non maggiore del 20 % e frazione argillosa non superiore al 3%. Nella seguente figura sono riportate le fasce granulometriche dei terreni trattabili con la vibroflottazione (Mitchell e Katti, 1981).

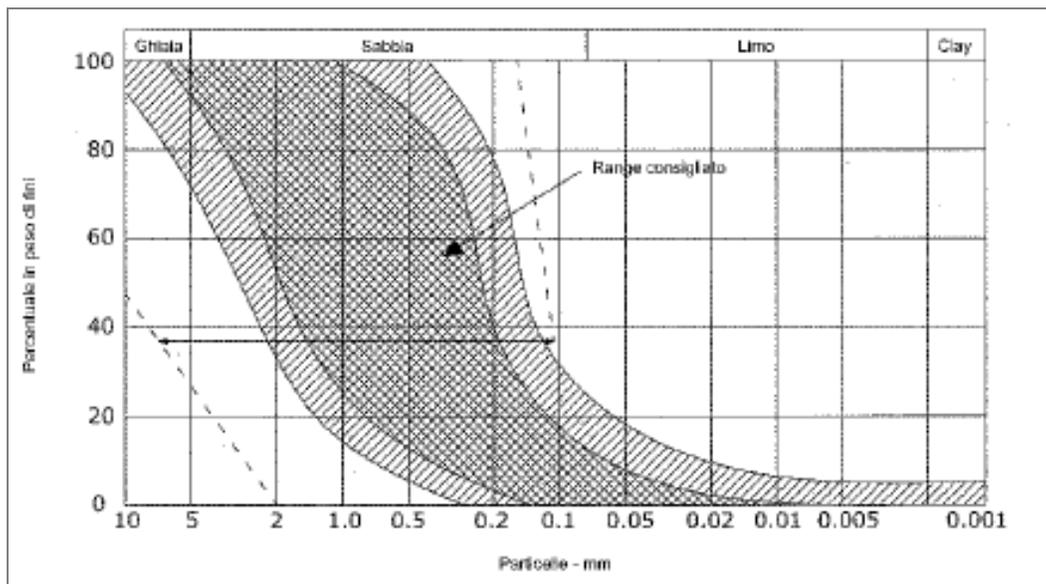


Figura 55 – Distribuzione granulometrica delle particelle idonee all'addensamento per vibroflottazione (Mitchell e Katti, 1981).

11.1.2 Meccanismo dell'addensamento

Thorburn (1975) analizza estesamente il probabile meccanismo che si ha nei terreni granulari in presenza delle vibrazioni indotte dalla torpedine e dell'acqua che fuoriesce dagli ugelli. Egli evidenzia che le masse eccentriche rotanti entro il vibratore impartiscono al corpo del vibratore stesso un movimento girevole su un piano orizzontale. Quando un vibro-flot è introdotto in un terreno non coesivo, le particelle vengono agitate dalle vibrazioni orizzontali prodotte dalla sonda vibrante.

La frequenza delle vibrazioni del terreno è la stessa del vibratore che equivale alla velocità del motore che fa ruotare le masse eccentriche. La massima ampiezza è ottenuta quando il vibratore è liberamente sospeso in aria. L'ampiezza delle vibrazioni del terreno dipende dalla potenza del vibratore e dalle condizioni del terreno, se durante il processo di penetrazione può essere mantenuta la massima ampiezza del vibratore, significa che la potenza è adeguata al trattamento specifico. Quando il vibro-flot penetra in un terreno non coesivo, il getto d'acqua porta a saturazione il terreno mentre le vibrazioni annullano temporaneamente le forze agenti tra le particelle di terreno, pertanto, nelle immediate vicinanze del vibro-flot, avviene la completa liquefazione del terreno.

Tale zona di completa liquefazione del terreno, varia mediamente dai 30 ai 55 centimetri dalla faccia esterna del vibro-flot, oltre queste distanze la liquefazione è incompleta a causa degli effetti di smorzamento (dissipazione dell'energia).

Una volta raggiunto questo stato di liquefazione le particelle di sabbia e ghiaia possono risistemarsi sotto l'effetto delle forze gravitazionali assumendo una configurazione più addensata. Evidenza di questo maggiore addensamento è la subsidenza della superficie del terreno.

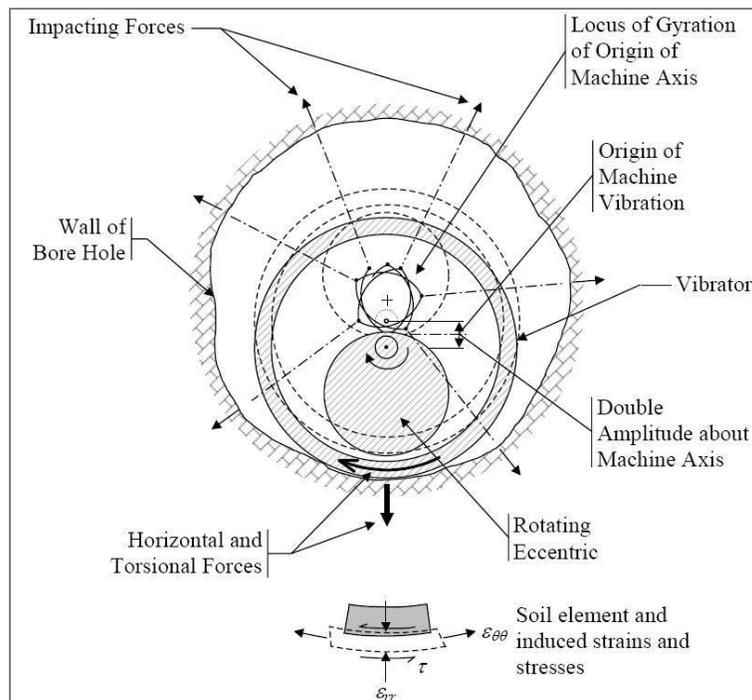


Figura 56 – Illustrazione delle forze compattanti orizzontali e sforzi torsionali indotti dal Vibro-flot.



Figura 57 – Particolare delle sonde introdotte nel terreno.

11.1.3 La zona di influenza in relazione al tipo di terreno

Sulla base di studi sperimentali, a seguito della vibro-flottazione di una singola verticale, il terreno risulta particolarmente addensato in prossimità della verticale con incrementi di densità relativa (D_R) sempre minori mano a mano che ci si allontana da essa.

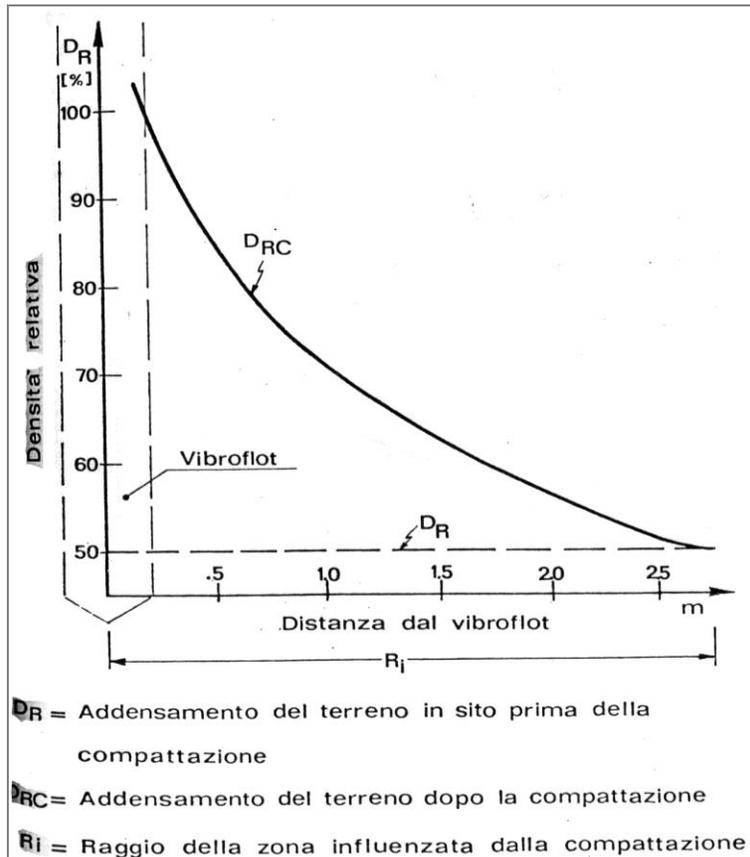


Figura 58 – Rappresentazione della variazione di addensamento del terreno nell'intorno di una singola verticale vibroflottata e del concetto di zona di influenza.

Esiste in particolare una zona che non risente gli effetti della vibroflottazione e che delimita la zona di influenza. Nel caso di sabbie pulite la zona di influenza si estende mediamente a circa 180 cm nel caso di vibro-flot da 30 HP e fino a 270-400 cm nel caso di vibro-flot più potenti. Il grado di addensamento e la estensione di questa zona è fortemente influenzato dal tipo di terreno in sito.

In particolare man mano che aumenta la percentuale delle particelle fini presenti nel terreno aumentano gli effetti di smorzamento delle vibrazioni e diviene sempre meno esteso e probabile il meccanismo di liquefazione, questo significa che l'entità della compattazione e il raggio della zona attorno al vibro-flot tendono a ridursi con l'aumentare del contenuto di fine.

La presenza di strati di argilla, di eccessive particelle fini e materiale organico può causare delle difficoltà al processo di compattazione mediante vibro-flottazione. La presenza di eccessive percentuali di ghiaia, di sabbia densa o zone di sabbia cementata, e livello della falda profondo, riducono la normale velocità di penetrazione del vibro-flot e possono rendere il metodo antieconomico se la velocità di penetrazione è troppo lenta.

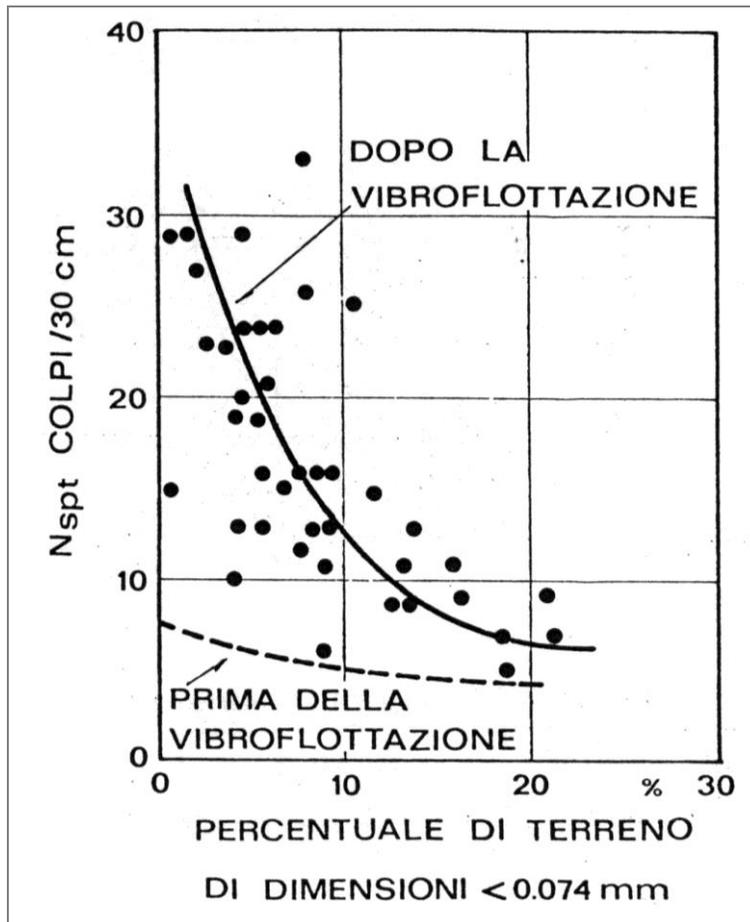


Figura 59 – Effetto della frazione più fine sul valore di Nspt.

11.1.4 Spaziatura e maglia

Il concetto di zona di influenza richiama il problema della disposizione e della distanza ottimali delle verticali vibro-flottate, verticali troppo lontane possono dare addensamenti insufficienti in corrispondenza della loro mezzeria, verticali troppo vicine possono risultare antieconomiche e dare gradi di addensamento esuberanti rispetto alle necessità del problema in esame.

In generale è il tipo di problema in esame che condiziona la disposizione e la distanza delle verticali.

Una maglia triangolare equilatera è usata principalmente per compattare grandi aree poiché è la disposizione più efficiente.

L'uso di maglie quadrate anziché triangolari equilatera richiede dal 5% all' 8% in più di verticali vibro-flottate per ottenere le stesse densità minime in grandi aree. Un certo numero di esperimenti ha consentito di determinare la relazione esistente tra il grado di compattazione ottenuto con la maglia utilizzata e le distanze dal vibroflot.

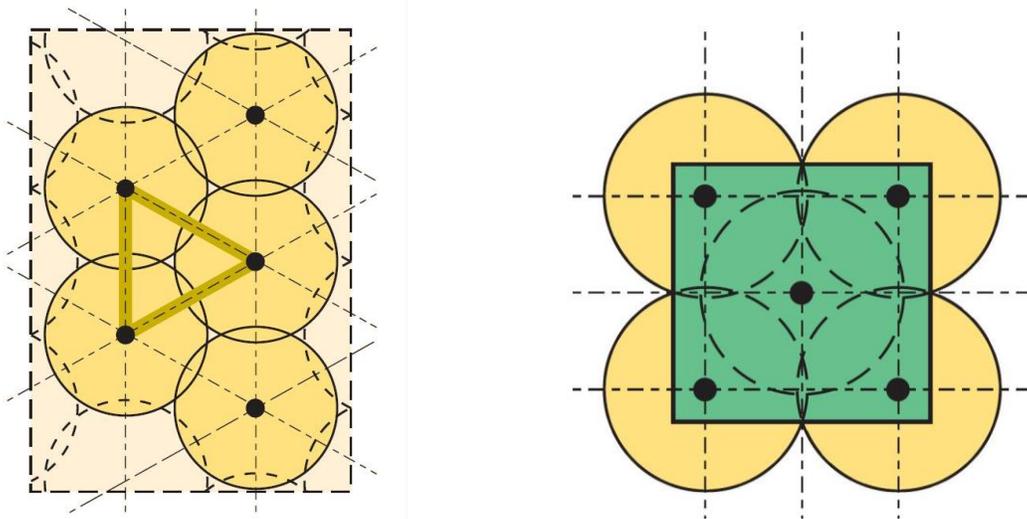


Figura 60 – Maglia di trattamento: quinconce e quadrata.

Gli studi di d'Appolonia hanno esaminato tre tipi di maglie: a) lineare, b) quadrata, c) triangolare o quinconce, con differenti distanze tra i punti di compattazione.

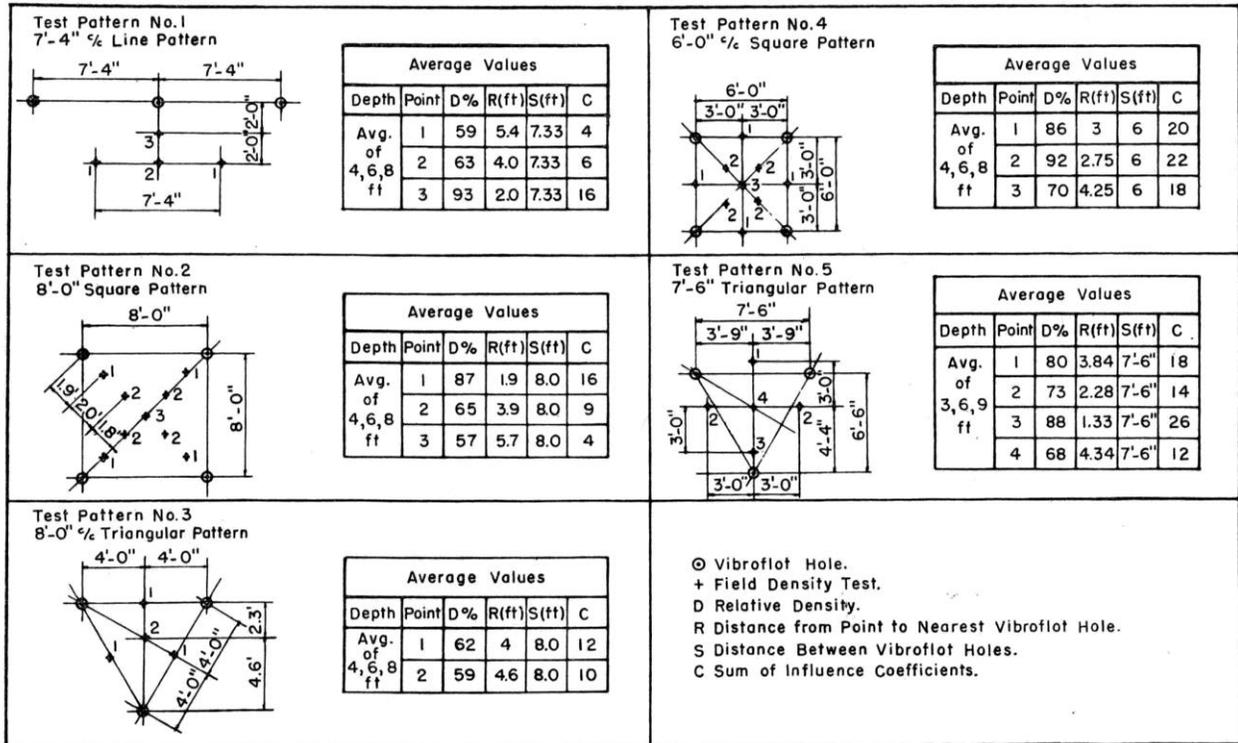


Figura 61 – Risultati di prove di Vibrocompattazione.

In base a queste prove risulta che:

- la densità relativa non si incrementa oltre il 70% in zone distanti più di 90 cm dal vibro-flot singolo.

- L'effetto di sovrapposizione è modesto per distanze maggiori di 2,4 metri
- Con distanze inferiori a 1,8 m si ottengono densità relative maggiori del 70% all'interno dell'area compattata.
- Gli effetti di compattazione delle verticali adiacenti possono essere sommati.

Assumendo che la compattazione dovuta ad un singolo vibro-flot sia quella rappresentata in e che gli effetti di compattazione di due verticali vicine possono essere sommati, d'Appolonia suggerisce un metodo che consente una valutazione di massima delle maglie e delle distanze da utilizzare in funzione della densità relativa richiesta dal progetto.

Al diagramma di variazione di densità relativa con la distanza riportata, viene associato quello di un coefficiente di influenza C che denota l'entità della compattazione ottenuta in funzione della distanza dal centro di una singola verticale di compattazione.

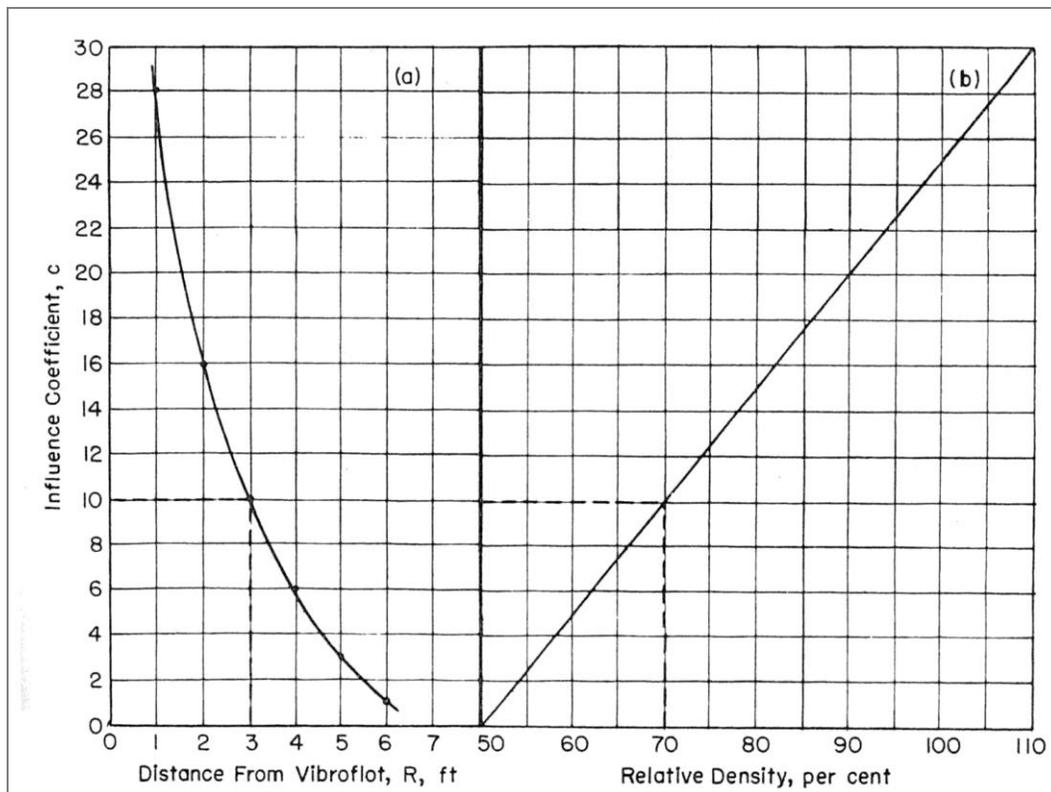


Figura 62 – Relazione tra il coefficiente di influenza e la distanza tra i Vibroflot con la distanza relativa.

11.2 INTERVENTO DI VIBROFLOTTAZIONE

Visti i risultati delle analisi di suscettibilità alla liquefazione dei terreni granulari presenti in sito, al fine di poter fornire un'adeguata resistenza agli strati potenzialmente liquefacibili, si procede alla vibroflottazione del sito per riuscire ad ottenere una densità relativa appropriata.

Individuati le aree in cui eseguire l'intervento, nel caso in esame il trattamento colonnare é stato eseguito adottando uno schema planimetrico con maglia triangolare (o a quinconce), con vertici disposti ad una spaziatura massima di 2.20 m, secondo le profondità indicate in Figura 65.

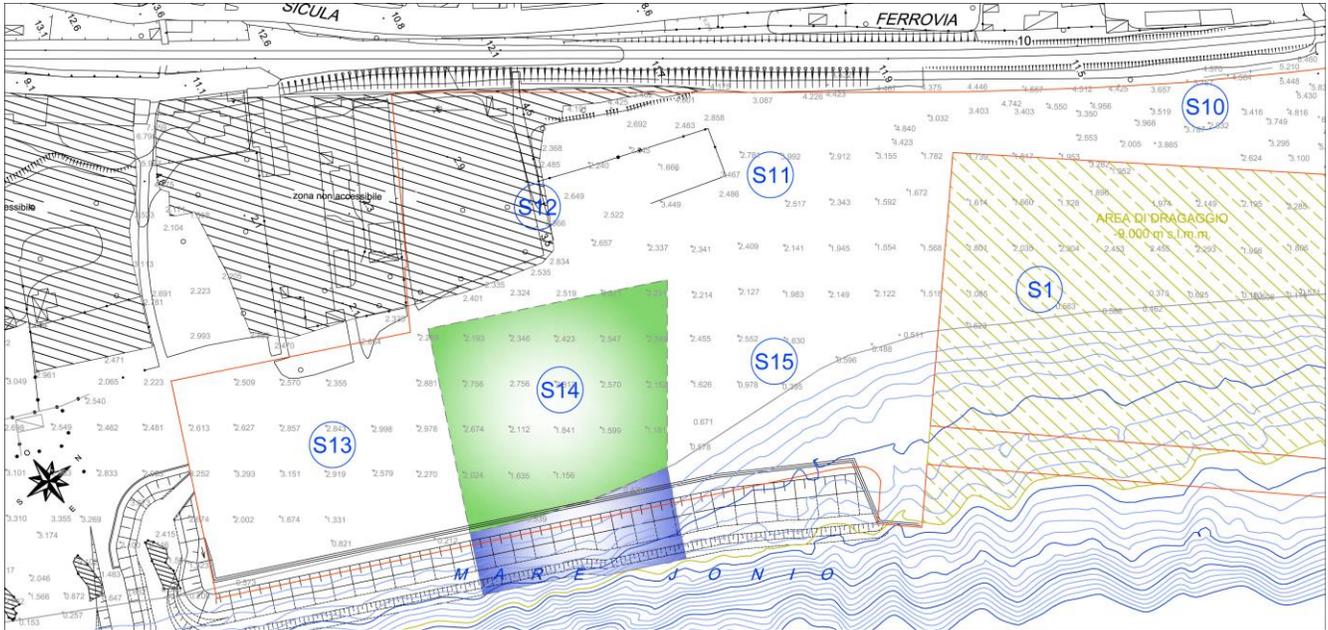


Figura 63 – Planimetria interventi di vibroflottazione - area Sud piazzale.

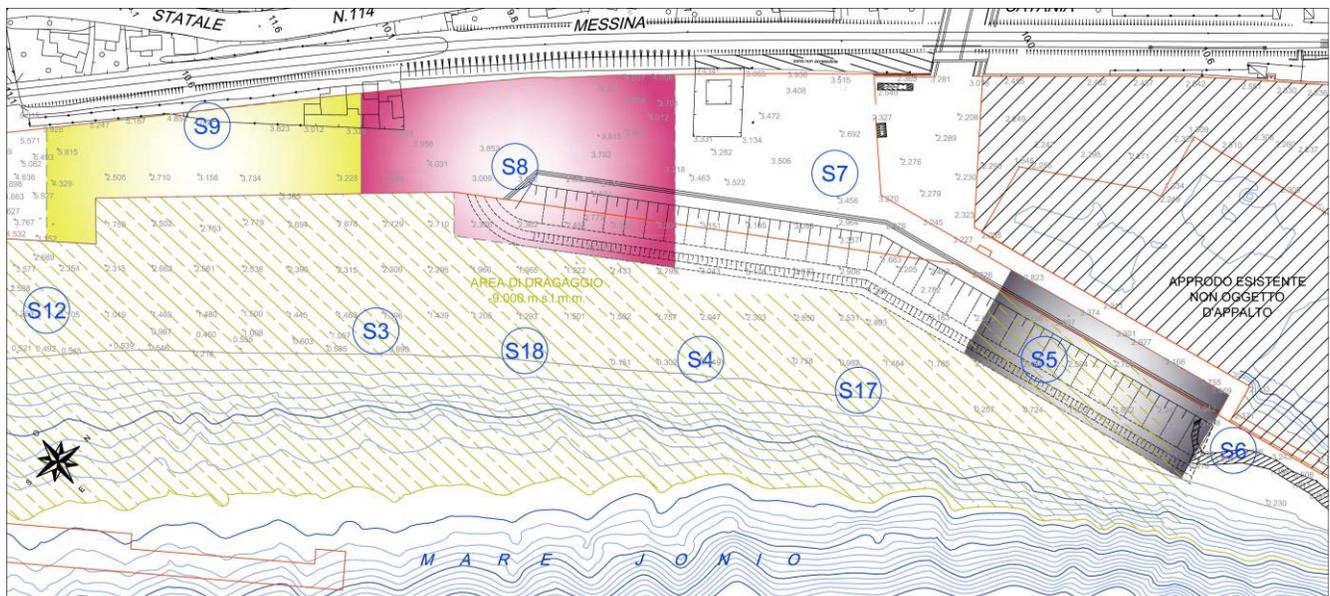


Figura 64 – Planimetria interventi di vibroflottazione – area banchina Nord.



Figura 65 – Planimetria interventi di vibroflottazione - legenda.

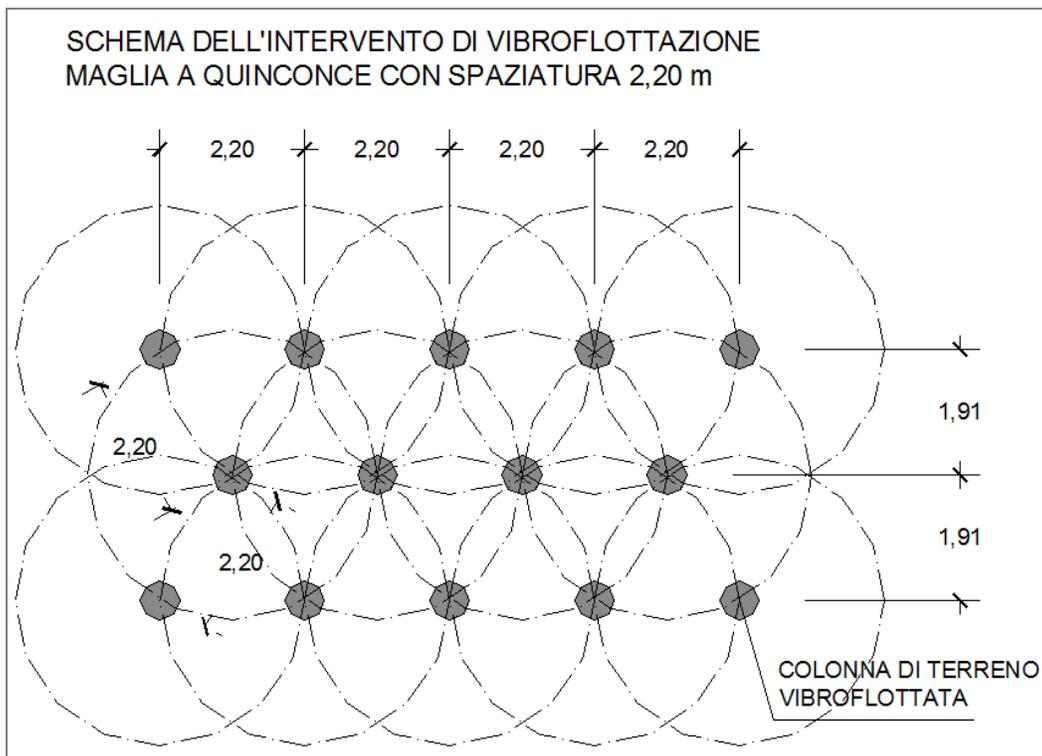


Figura 66 – Schema dell'intervento di vibroflottazione.

Il calcolo della spaziatura tra le sonde della maglia, è stato eseguito in base alla granulometria originaria degli strati interessati (Figura 67), del valore della densità relativa da ottenute alla fine del trattamento e del tipo di Vibro-flot a cui è associato il coefficiente di influenza C. Nel caso in esame si utilizzano valori per Vibro-flot da 100 Hp.

Sulla base di back-analysis eseguite utilizzando il metodo di Seed e Idriss (1982) con valori di Magnitudo pari a 6.9 allo SLV e 7.3 allo SLC, si evince che il valore minimo della densità relativa, tale da non compromettere la stabilità geotecnica delle opere in caso di scuotimento sismico, è $D_R = 80\%$, a cui corrisponde un fattore di resistenza alla liquefazione minimo pari a 1,32.

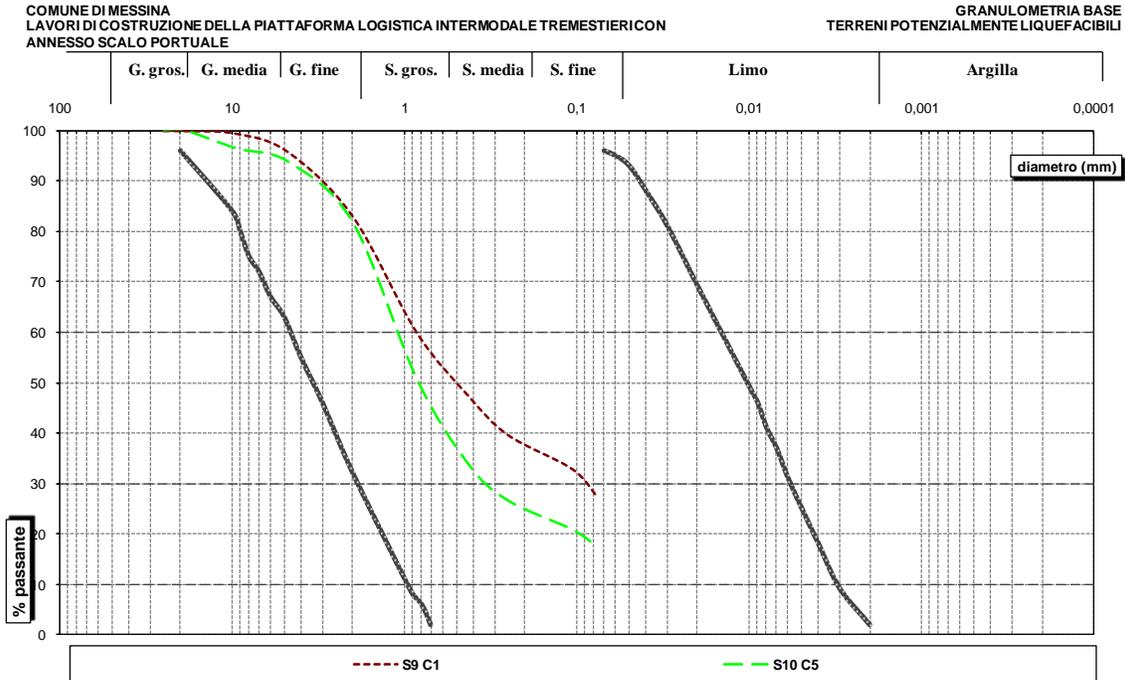


Figura 67 – Distribuzione granulometrica strati con FS < 1.3.

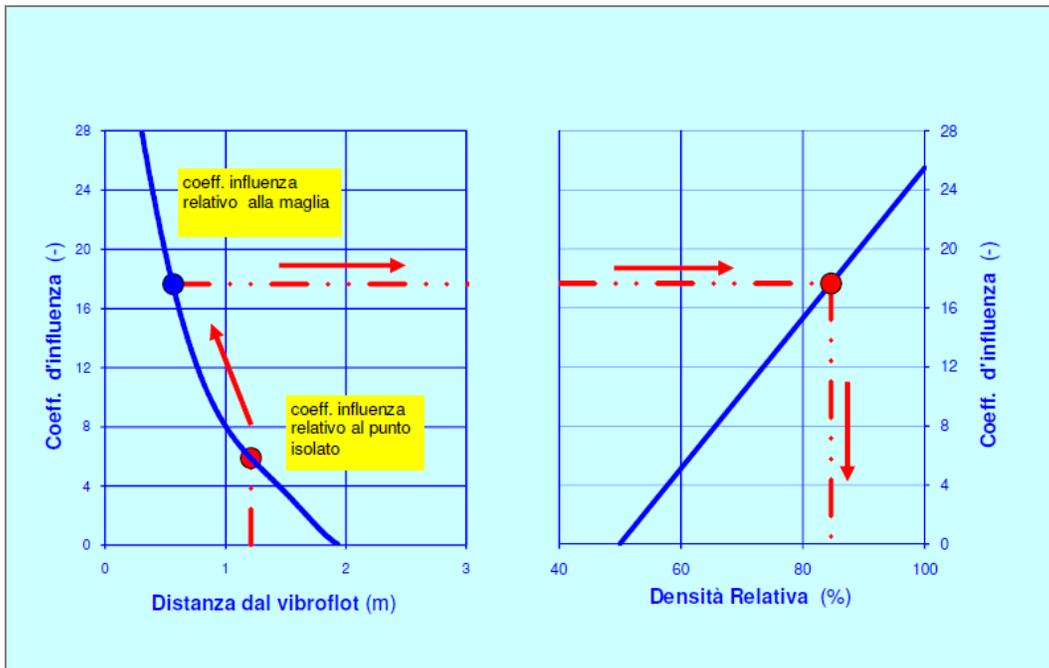


Figura 68 – Densità relativa minima raggiungibile a seguito del trattamento di vibroflottazione.

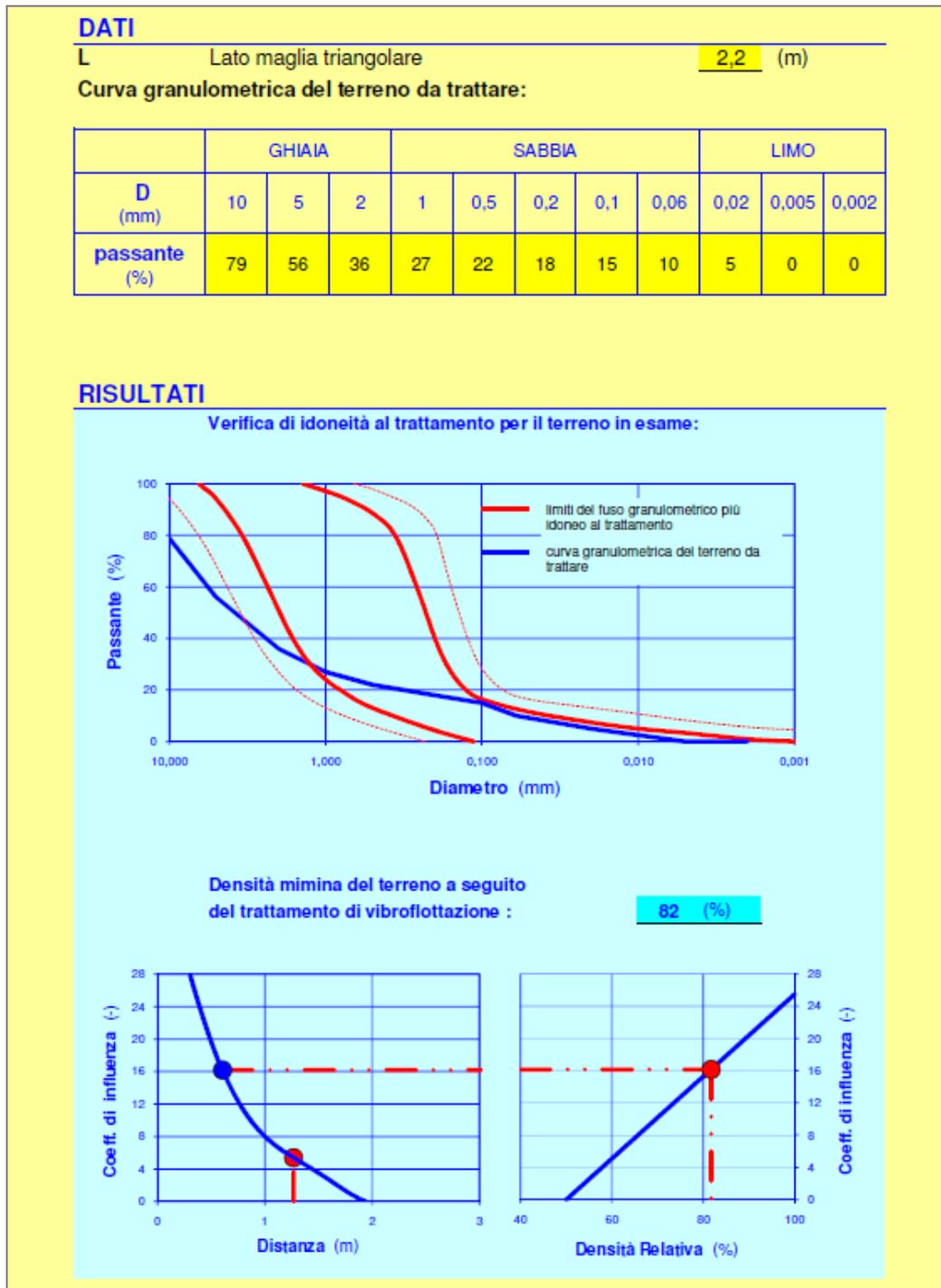


Figura 69 – Calcolo della spaziatura della maglia a quinconce (2.2 m).

Come si evince dalla precedente figura, si evince che utilizzando uno schema planimetrico con maglia triangolare di spaziatura pari a 2.20 m, il valore della densità raggiunto è pari all'82% superiore al valore di densità minima richiesta ($D_R = 80\%$, FS_{seed} e $idri_{ss} = 1.32$).

11.3 MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO DI VIBROFLOTTAZIONE

Per valutare quantitativamente in sede di progetto l'efficacia dell'intervento di vibroflottazione, si utilizzeranno le correlazioni reperibili in letteratura, che consentono di individuare la curva di influenza del singolo intervento (Figura 70 - a), nota la quale si potrà ricavare per sovrapposizione l'efficacia complessiva del trattamento in un dato punto (Figura 70 - b).

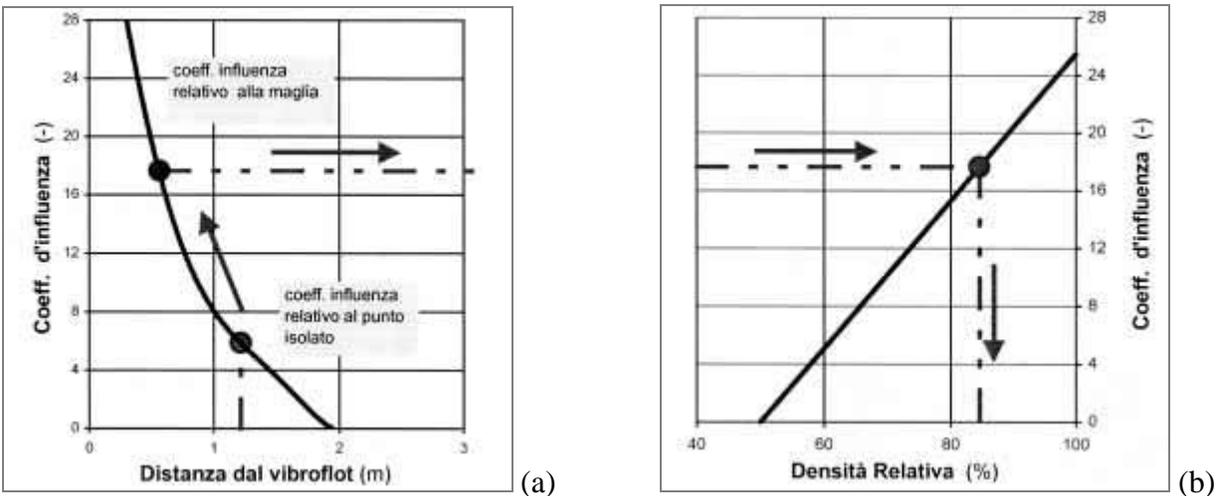


Figura 70 – (a) Curva di influenza della vibroflottazione. (b) Sovrapposizione degli effetti di vibroflottazione.

Peraltro la curva di influenza risente di molteplici fattori e può essere definita con precisione solo in via sperimentale essendo l'aleatorietà dei parametri decisiva sull'efficacia della vibroflottazione. Tra questi hanno, in generale, grande influenza:

- la natura del materiale di riempimento
- l'energia impressa (misurata tramite l'amperaggio assorbito)
- la frequenza di vibrazione orizzontale indotta
- la metodologia utilizzata per il riempimento (ossia la densità relativa iniziale)
- la quota della falda (terreno saturo o immerso)
- la percentuale di materiale fine
- la pressione efficace di confinamento.

Alla luce di queste considerazioni ed al fine di sostanziare le scelte progettuali, sarà programmato un campo prove preliminari in sito con verifica del grado di addensamento raggiunto mediante **prove penetrometriche dinamiche continue tipo DPSH (DYNAMIC PROBING SUPER HEAVY)**, eseguite prima e dopo il trattamento di vibroflottazione, a varie distanze dall'asse di infissione della punta vibrante, procedendo secondo la filosofia del *Design by Testing*.

Il risultato delle prove preliminari, espresso in termini di resistenza alla punta, consentirà di fornire indicazioni sia di tipo diretto, relative all'incremento di resistenza, che indiretto, relativamente al grado di addensamento ottenuto. Si riporta un esempio di misura della resistenza alla punta di una prova penetrometrica prima e dopo la vibroflottazione in prossimità delle colonne.

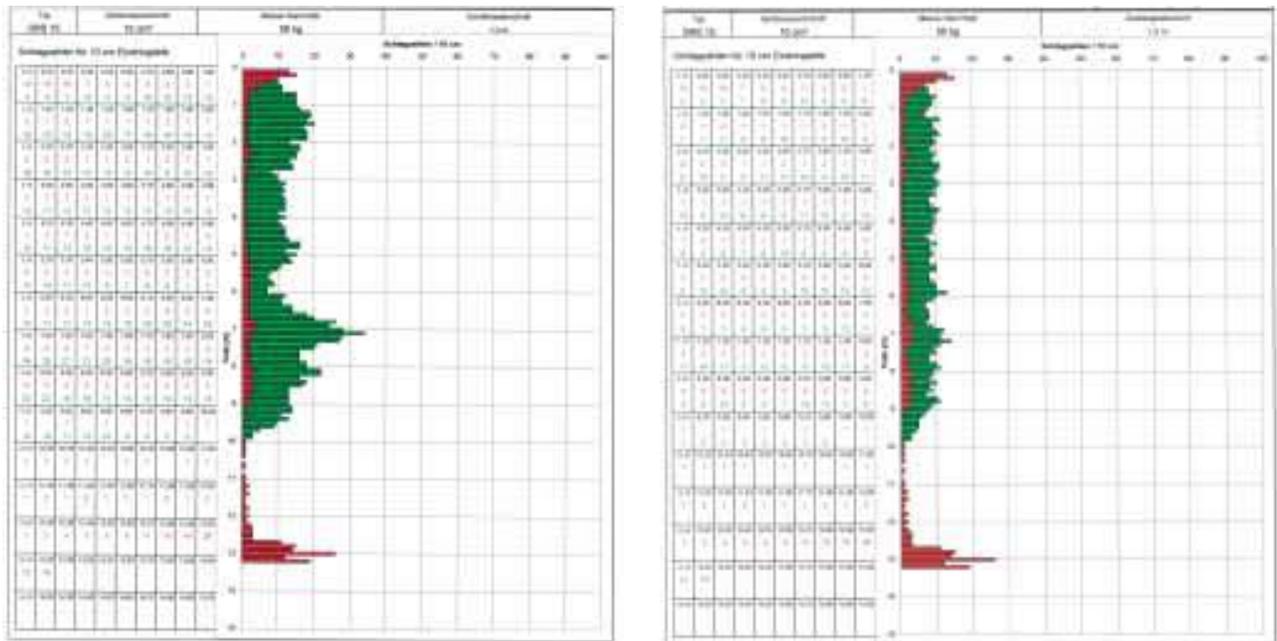


Figura 71 – Misura dell’efficacia della vibroflottazione prima e dopo l’intervento (Direzione Tecnica, Gruppo ACMAR di Ravenna).

Le prove penetrometriche comparative, saranno eseguite anche dopo alcuni giorni dal termine del trattamento colonnare, al fine di verificare l’influenza della dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generate dalla operazione di vibroflottazione senza peraltro verificare incrementi apprezzabili di resistenza, diversamente da quanto è sovente riscontrare nei terreni naturali.

In aggiunta, per la verifica del grado di addensamento conseguito con la vibroflottazione, l’attività ricognitiva di tipo diretto mediante prove penetrometriche sarà integrata con indagini di tipo geofisico, ossia di tipo indiretto, anch’esse realizzate prima e dopo la vibroflottazione.

Il vantaggio principale dei metodi geofisici consiste nella possibilità di dedurre e definire le caratteristiche del sottosuolo attraverso le informazioni rilevabili dalla superficie, naturalmente dopo aver eseguito un’adeguata taratura con le informazioni stratigrafiche provenienti dalle prove dirette.

La tecnologia d’indagine potrà essere del tipo superficiale (MASW, microtremori, ecc.) o del tipo profondo (Down-hole, Cross-Hole) previo esecuzione di un foro di sondaggio.



(a)



(b)

Figura 72 – (a) Stendimento di sismica a rifrazione e microtremors. (b) Fori cross-hole.

La seguente figura riporta un esempio grafico di misura in sito pre/post intervento di vibroflottazione eseguita con metodologia geofisica.

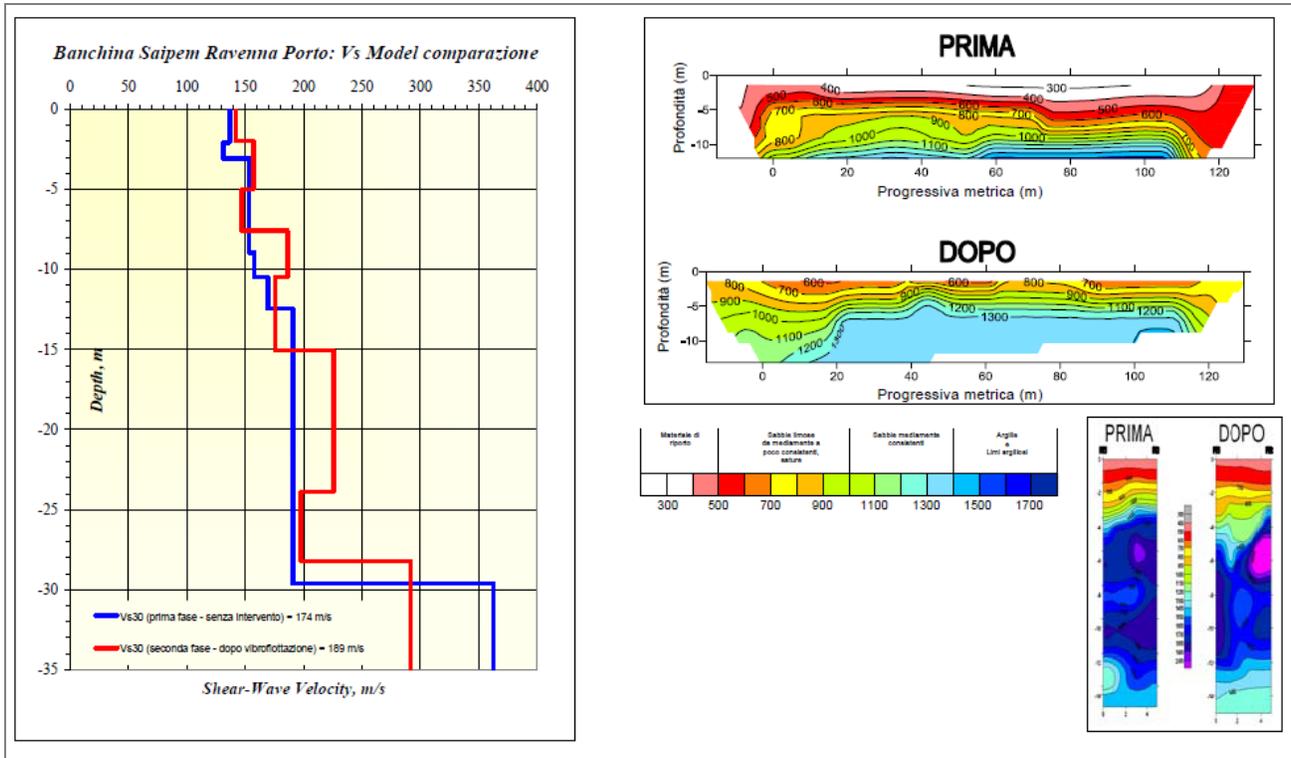


Figura 73 – Profili di velocità delle onde S (area portuale di Ravenna).

12 MISURE DIRETTE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE CON TECNOLOGIA SDMT

Per garantire maggiori certezze sull'efficacia dell'intervento di vibroflottazione, saranno anche eseguite misure di tipo diretto mediante l'utilizzo del **sismodilatometro Marchetti**, una combinazione della lama utilizzata per le prove dilatometriche (tipo Marchetti), con un modulo sismico che consente la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs.

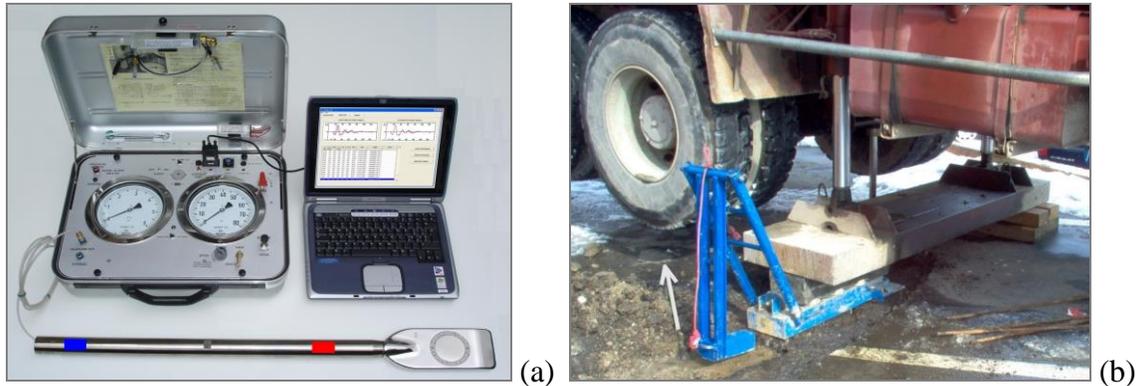


Figura 74 – (a) Attrezzatura SDMT - (b) Sorgente di energizzazione in superficie.

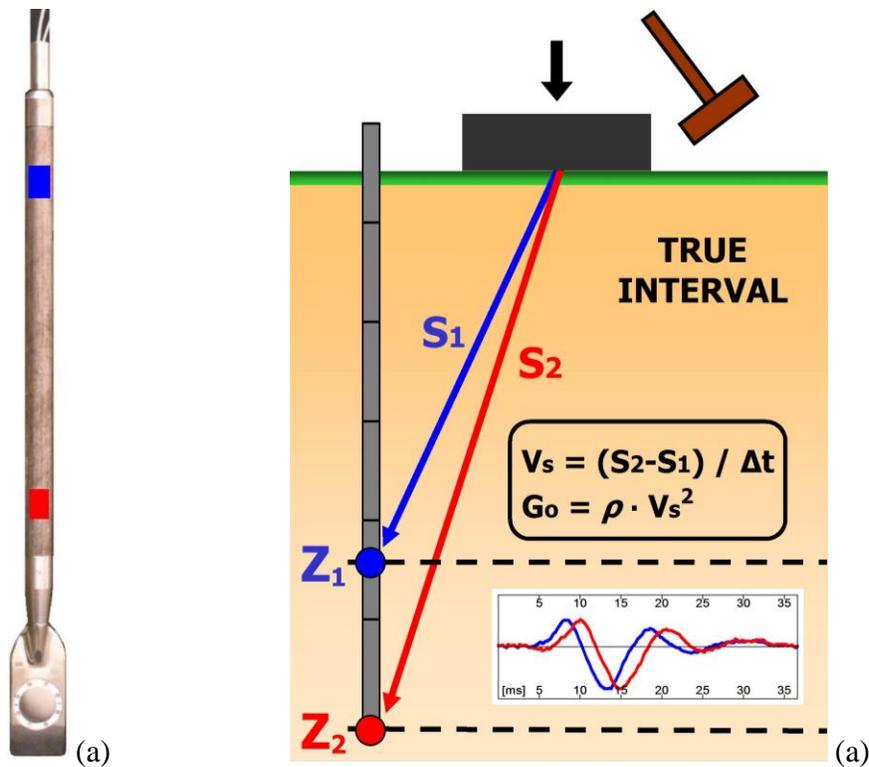


Figura 75 – (a) Lama DMT e modulo sismico - (b) Schema della prova con dilatometro sismico SDMT.

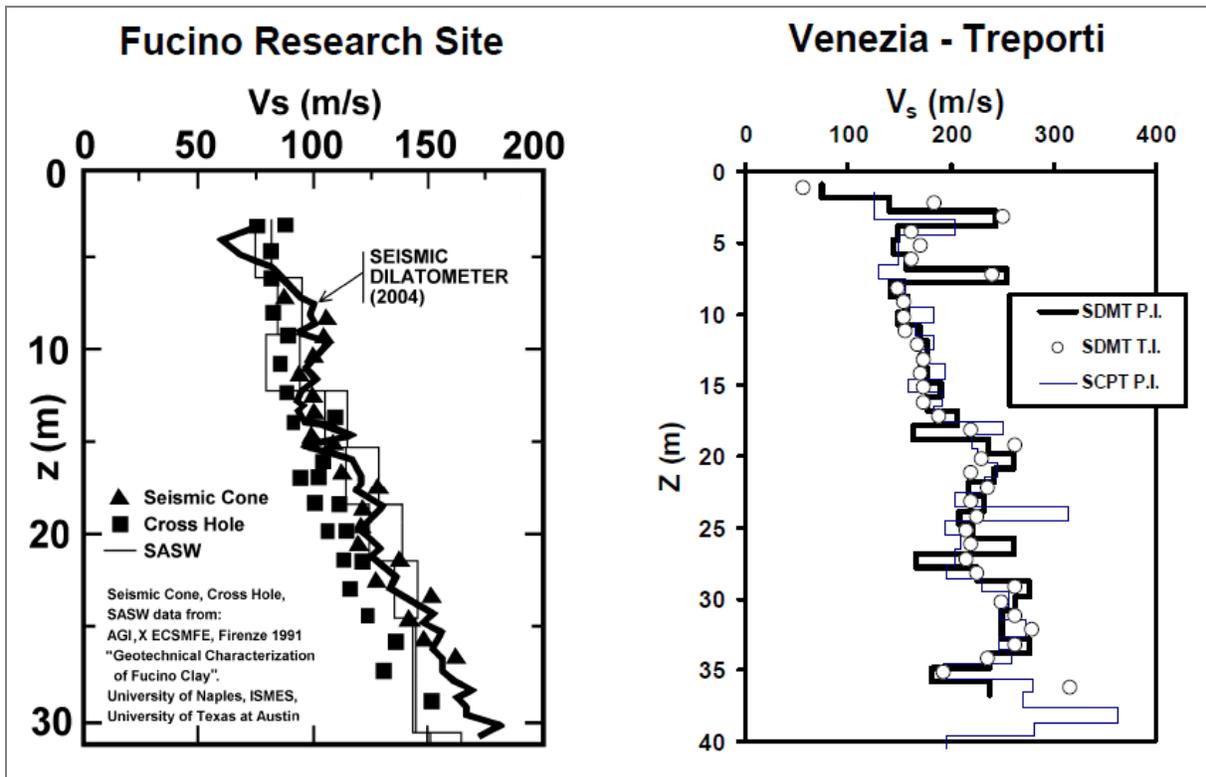


Figura 76 – Confronto del sismo dilatometro Marchetti con altre tecnologie (2006).

12.1 DILATOMETRO PIATTO MARCHETTI

Il dilatometro piatto è una lama di acciaio avente dimensioni $95 \times 200 \times 15$ mm, con il bordo inferiore affilato. Su una faccia è montata una membrana metallica circolare espandibile. La lama è fatta avanzare nel terreno verticalmente agendo su una batteria di aste. Un cavo elettropneumatico collega la lama con la centralina in superficie. Ad intervalli regolari (in questo caso ogni 20 cm) la penetrazione viene arrestata e viene immessa aria compressa, facendo dilatare la membrana contro il terreno. Ad ogni profondità vengono rilevati due valori di pressione:

- p_0 = pressione necessaria per controbilanciare la pressione del terreno ed iniziare il movimento della membrana (pressione di distacco o lift-off);
- p_1 = pressione necessaria per ottenere una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm.

L'attrezzatura e le metodologie di misura utilizzate sono conformi alle raccomandazioni contenute nei documenti ASTM, Eurocode 7 e ISSMGE TC16 sotto referenziati. I due valori di pressione determinati p_0 e p_1 vengono elaborati ottenendo i tre "parametri indice":

- I_d Indice di materiale
- K_d Indice di spinta orizzontale
- E_d Modulo dilatometrico

Dai parametri indice Id, Kd, Ed, applicando le correlazioni usuali (TC16, 2001), vengono ricavati i parametri:

- M Modulo edometrico (terreni sia coesivi che granulari)
- cu Coesione non drenata (terreni coesivi)
- Ko Coefficiente di spinta a riposo (terreni coesivi)
- OCR Grado di sovraconsolidazione (terreni coesivi)
- φ Angolo di attrito (terreni incoerenti)

12.2 SISMODILATOMETRO

Il dilatometro sismico è una combinazione della lama utilizzata per le prove dilatometriche, con un modulo sismico che consente la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs.

Il modulo sismico è costituito da un corpo cilindrico al cui interno si trovano due ricevitori. L'energizzazione avviene tramite un martello a pendolo che percuote orizzontalmente la testata di una base in acciaio, pressata orizzontalmente al fine di ottenere un buon contatto con il terreno.

La presenza di due ricevitori (anziché di uno solo) consente la più corretta determinazione dei tempi di impatto. La coppia dei sismogrammi ai due ricevitori corrisponde al medesimo colpo, di conseguenza il dato che si ottiene è più corretto (ripetibilità delle misura Vs).

Le misure si eseguono ad intervalli di 0,5- 1.00 m. La velocità delle onde di taglio è calcolata come rapporto tra la differenza della distanza tra la sorgente e i due ricevitori con il ritardo nel tempo di arrivo dell'impulso dal primo al secondo ricevitore.

12.3 METODOLOGIE DI INFISSIONE DEL DILATOMETRO PER L'AREA IN OGGETTO

Il dilatometro è comunemente infisso con il penetrometro statico, impiegando le stesse procedure usate per l'esecuzione di prove penetrometriche statiche CPT, anche se concettualmente il dilatometro non (differentemente dalle CPT) una velocità costante di penetrazione indipendentemente dalla spinta applicata.

Infatti il dilatometro si basa sull'espansione di una membrana che avviene a strumento fermo con scansione di 20 centimetri, quindi in teoria l'infissione può avvenire con qualsiasi metodo compatibile con la robustezza dello strumento stesso e con l'esigenza di disturbare il terreno il meno possibile.

Quindi non vi sono controindicazioni per l'uso del dilatometro con infissione a percussione, a patto che l'energia impiegata non sia tale da rimaneggiare pesantemente il terreno o danneggiare lo strumento.

L'infissione può quindi avvenire all'interno di un foro di sondaggio rivestito.

La procedura è la seguente:

- montaggio del dilatometro in una batteria di aste irrobustite (la cosiddetta "torpedine");
- esecuzione del sondaggio (o foro) fino alla profondità di prova meno 40-100 cm (a seconda del tipo di terreno) e rivestimento del foro con colonna $\varnothing > 107$ mm (interno);
- immissione del dilatometro a fondo foro e infissione tramite la spinta della sonda (o tramite percussione in caso di terreno molto denso) con incrementi di 20 cm fino alla massima profondità raggiungibile (da fondo foro).

Nell'area oggetto d'indagine, vista la presenza di terreno di riporto superficiale (macerie, materiale grossolano, ecc), risulta difficoltosa l'ancoraggio del penetrometro. Infatti il penetrometro usa delle eliche di ancoraggio come reazione alla spinta (fino a 30 tonnellate) necessaria per l'infissione del sismodilatometro.

Anche l'impiego di un penetrometro zavorrato (quindi senza eliche di ancoraggio, con contrasto dato dal peso stesso del penetrometro) richiede in ogni caso un PREFORO per permettere l'attraversamento del primo strato di riporto.

Più in profondità sono presenti sabbie dense e sabbie con ghiaia che renderebbero di fatto molto difficile l'infissione del sismodilatometro.

Nell'area in esame, è quindi preferibile impiegare il metodo sopra descritto di infissione del dilatometro a fondo foro, in un foro di sondaggio realizzato mediante una sonda idraulica a rotazione/percussione di caratteristiche adeguate (dovrà avere una capacità di spinta tale da infiggere il sismodilatometro per almeno 2 metri da quota di fondo foro). L'uso della sonda permetterà infatti di avere la possibilità di attraversare lo strato di riporto superficiale e anche di "bypassare" eventuali strati di ghiaia.

13 BIBLIOGRAFIA

13.1 WEB

- <http://www.ingv.it/> (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)
- <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI> (Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani);
- <http://emidius.mi.ingv.it/GNDT> (Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti);
- <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04> (Database Macrosismico Italiano 2004);
- <http://emidius.mi.ingv.it/NT> (Catalogo parametrico di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno);
- <http://www.astrogeo.va.it/sismi/bodysici.htm>
- <http://www.regione.sicilia.it/presidenza/protezionecivile/documenti/rischi/sismico.asp>
- La zonazione sismogenetica ZS4 come strumento per la valutazione della pericolosità sismica (P.Scandone, M.Stucchi);
- Zonazione Sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto Conclusivo (C.Meletti – G.Valensise, 2004);

13.2 TESTI

- Ferruccio Cestari – “Prove Geotecniche in sito”
- Giulio Riga – “La liquefazione dei terreni”
- Teresa Crespellani Allegretti, Raffaello Nardi, Carlo Simoncini - “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”
- M.S. Barbano e D. Grasso – GNGTS – Atti del 21° Convegno Nazionale / 04.18 - Storia sismica e pericolosità della città di Messina.
- P. Galli e F. Meloni (1993) – “Nuovo catalogo nazionale dei processi di liquefazione avvenuti in occasione dei terremoti storici in Italia”. Il Quaternario, 6 (2), 271-292.
- R. Berardi, C. Margottini, D. Molin e A. Parisi (1998) – “Liquefazione del terreno in occasione di terremoti storici italiani”.
- M. Lenzi – “Vibroflottazione di terreni sabbiosi in aree ad uso banchina nel porto intermodale di Ravenna”.
- A. Gambi – M. Lenzi – M. Camprini – “Vibroflottazione di riempimenti a mare realizzati con materiale proveniente da attività di demolizione”.
- S. Marchetti – “Sensitivity of CPT and DMT to stress history and aging in sands for liquefaction assessment”.
- S. Marchetti – “Discussion ASCE “CPT-DMT Correlations” by P.K. Robertson (ASCE Jnl GGE Nov. 2009).
- P. Monaco e S. Marchetti – “Evaluating liquefaction potential by seismic dilatometer (SDMT) accounting for aging/STRESS HISTORY”.
- D. Marchetti, S. Marchetti, P. Monaco P., G. Totani – “Risultati di prove in sito mediante dilatometro sismico (SDMT)” - XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica "Previsione e controllo del comportamento delle opere" Padova-Abano Terme, 16-18 Maggio 2007.

13.3 DOCUMENTI DEL PROGETTO PRELIMINARE

- Indagini geognostiche e prove in situ – redatto da SGM srl – Società Geognostica Mediterranea
- Indagini geognostiche – Prove di Laboratorio
- Indagini Geofisiche
- Studio Geologico-Tecnico
- Relazione Geotecnica
- Relazione Sismica
- Relazione calcolo Strutture Marittime

Chioggia, lì 18 giugno 2010

FIRME

Il Concorrente (costituenda A.T.I.)

NUOVA CO.ED.MAR. S.r.l.

(**Boscolo Contadin Dante** – Amministratore Unico)

CCC - Società Cooperativa

(**Bedetti Giorgio** – Procuratore)

I progettisti indicati (costituenda A.T.I.)

Favero e Milan Ingegneria Spa

(**Tassi Tommaso** - Consigliere Delegato
Responsabile dell'integrazione prestazioni specialistiche)

IDROTEC S.r.l

(**Ing. Franco Grimaldi** – Presidente)

Ing. Vincenzo Iacopino

Studio Tecnico Falzea

(Arch. **Giuseppe Falzea** – Legale Rappresentante
Associato)

Arch. Claudio Lucchesi

Ing. Manlio Marino

Dott. Geol. Sergio Dolfin