

# PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



## PROGETTO DEFINITIVO

### EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)  
 SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)  
 COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)  
 SACYR S.A.U. (MANDANTE)  
 ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)  
 A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

 <p><b>IL PROGETTISTA</b>                  Dott. Ing. F. Colla                  Ordine Ingegneri                  Milano                  n° 20355                  Dott. Ing. E. Pagani                  Ordine Ingegneri Milano                  n° 15408</p> 	<p><b>IL CONTRAENTE GENERALE</b></p> <p>Project Manager                  (Ing. P.P. Marcheselli)</p>	<p><b>STRETTO DI MESSINA</b>                  Direttore Generale e                  RUP Validazione                  (Ing. G. Fiammenghi)</p>	<p><b>STRETTO DI MESSINA</b>                  Amministratore Delegato                  (Dott. P. Ciucci)</p>
---	--	---	--

<p><i>Unità Funzionale</i></p> <p><i>Tipo di sistema</i></p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i></p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i></p> <p><i>Titolo del documento</i></p>	<p>COLLEGAMENTI SICILIA</p> <p>VIADOTTO PANTANO – INFRASTRUTTURA STRADALE/FERROVIARIA</p> <p>OPERE CIVILI STRADALI/FERROVIARI</p> <p>VIADOTTO</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p><b>PA0109_F0</b></p>
---	---	-------------------------

CODICE	C G 0 7 0 0	P	R B	D	S	V I	C I	V I	0 0	0 0	0 0	0 1	F0
--------	-------------	---	-----	---	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	PASSADORE	SCIUTO	COLLA

NOME DEL FILE: PA0109\_F0

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE.....	i
1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	1
1.1 Indagini eseguite.....	1
1.2 Caratteristiche fisiche e stato iniziale.....	4
1.2.1 Depositi costieri.....	4
1.2.2 Sabbie e Ghiaie di Messina.....	5
1.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	7
1.3.1 Depositi costieri.....	7
1.3.2 Sabbie e Ghiaie di Messina.....	7
1.4 Caratteristiche di deformabilità.....	8
1.4.1 Depositi costieri.....	8
1.4.2 Sabbie e ghiaie di Messina.....	9
1.5 Leggi di degrado dei moduli elastici.....	9
1.6 Coefficienti di smorzamento intrinseco.....	10
1.7 Coefficienti di permeabilità.....	10
1.7.1 Depositi costieri di spiaggia.....	10
1.7.2 Sabbie e ghiaie di Messina.....	10
1.8 Trattamento dei terreni.....	10
1.9 Determinazione delle azioni sismiche di progetto.....	11
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	14
3 ANALISI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	15
3.1 Azioni sismiche di riferimento e parametri rappresentativi.....	15
3.2 Metodologia di analisi.....	19
3.2.1 Determinazione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione con il metodo semplificato.....	19
3.2.2 Approccio semplificato: CRR da prove SPT.....	21
3.2.3 Approccio semplificato: CRR da $V_s$ .....	23
3.3 Valutazione degli effetti della liquefazione sui depositi.....	24
3.4 Risultati di analisi semplificate.....	25
3.4.1 Risultati delle prove in sito.....	25
3.4.2 Risultati da SPT.....	25

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

3.4.3	Risultati dal profilo delle velocità delle onde di taglio Vs .....	36
3.5	Conclusioni .....	47
4	MATRICI DI RIGIDITÀ EQUIVALENTE.....	50
4.1	Premessa.....	50
4.2	Valutazione dei coefficienti di rigidezza .....	50
4.3	Riferimenti.....	52
4.4	Riepilogo.....	52
4.4.1	Pile 1, 2, 3 .....	52
4.4.2	Pile 4 e 5 .....	53
4.4.3	Spalla .....	53
4.5	Allegato A.....	55
4.6	Allegato B – pile 1, 2, 3.....	62
4.1	Allegato C – pile 4 e 5.....	63
4.2	Allegato D – spalla.....	64
5	MATRICI DI RIGIDITÀ EQUIVALENTE E DI SMORZAMENTO .....	65
5.1	Analisi della risposta sismica .....	67
5.1.1	Profilo del suolo e proprietà meccaniche .....	68
5.1.2	Risultati delle analisi di propagazione .....	69
5.2	Impedenza dinamica delle fondazioni.....	72
5.3	Allegato A – pile 1, 2, 3.....	76
5.4	Allegato B – pile 4 e 5.....	78
5.5	Allegato C – spalla.....	80
5.6	Allegato D .....	82
6	VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI PILE .....	90
6.1	Fattore di sicurezza contro lo scorrimento e capacità portante .....	91
6.1.1	Inquadramento geotecnico Pile 1, 2, 3 e 4.....	103
6.1.2	Inquadramento geotecnico Pila 5.....	104
6.1.3	Pile 1, 2 e 3 .....	105
6.1.3.1	Intradosso fondazione .....	105
6.1.3.2	Intradosso trattamento.....	109
6.1.4	Pila 4 .....	112
6.1.4.1	Intradosso fondazione .....	112
6.1.4.2	Intradosso trattamento.....	115

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

6.1.5	Pila 5 .....	118
6.1.5.1	Intradosso fondazione .....	118
6.1.5.2	Intradosso trattamento.....	121
6.2	Fattore di sicurezza contro il ribaltamento .....	124
6.2.1	Pila 2 – comb. M <sub>tmax</sub> .....	124
6.2.2	Pila 2 – comb. M <sub>lmax</sub> .....	124
7	VERIFICHE GEOTECNICHE ED ANALISI DINAMICHE SPALLA.....	126
7.1	Premessa.....	126
7.2	Azioni sismiche di riferimento e parametri rappresentativi.....	126
7.3	Il codice di calcolo PLAXIS 2D v.9.....	130
7.4	Analisi bidimensionali in condizioni di free-field .....	141
7.4.1	Modello costitutivo visco-elastico lineare .....	141
7.5	Analisi bidimensionali: interazione terreno-struttura .....	147
7.5.1	Cenni sull'accuratezza dell'analisi bidimensionale.....	147
7.6	Analisi dei risultati .....	152
7.6.1	Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: reale_NZ .....	152
7.6.2	Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: reale_Kocaeli .....	153
7.6.3	Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: acc_E4 .....	154
7.6.4	Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: acc_E17 .....	155
7.7	Inquadramento geotecnico Spalla .....	156
7.8	Fattore di sicurezza contro la capacità portante .....	156
7.8.1	Spalla SLU .....	160
7.8.1.1	Intradosso fondazione .....	160
7.8.1.2	Intradosso trattamento.....	163
7.9	Fattore di sicurezza contro lo scorrimento .....	166
8	OPERE PROVVISORIALI .....	167
8.1	Premessa.....	167
8.2	Spalla e pila 5 sezione tirantata.....	168
8.2.1	Materiali.....	169
8.2.1.1	Calcestruzzo per usi strutturali .....	169
8.2.1.2	Acciaio per cemento armato .....	169
8.2.1.3	Acciaio armonico per trefoli .....	169
8.2.2	Inquadramento geotecnico.....	170

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.2.3	Software di calcolo .....	170
8.2.4	Analisi dei carichi e fasi .....	171
8.2.4.1	FASE 0 .....	171
8.2.4.2	FASE 1 .....	171
8.2.4.3	FASE 2 .....	172
8.2.4.4	FASE 3 .....	172
8.2.4.5	FASE 4 .....	173
8.2.5	Combinazioni di carico .....	173
8.2.6	INPUT/OUTPUT .....	174
8.2.7	Verifiche .....	194
8.2.7.1	Lunghezza del tratto passivo dei tiranti .....	194
8.2.7.2	Diaframma in condizioni SLU ed SLE .....	194
8.2.7.3	Tirante in condizioni SLU.....	197
8.3	Spalla e pila 5 sezione a sbalzo.....	200
8.3.1	Materiali.....	201
8.3.1.1	Calcestruzzo per usi strutturali .....	201
8.3.1.2	Acciaio per cemento armato .....	201
8.3.1.3	Acciaio armonico per trefoli .....	202
8.3.2	Inquadramento geotecnico.....	202
8.3.3	Software di calcolo .....	203
8.3.4	Analisi dei carichi e fasi .....	204
8.3.4.1	FASE 0 .....	204
8.3.4.2	FASE 1 .....	204
8.3.4.3	FASE 2 .....	204
8.3.5	Combinazioni di carico .....	204
8.3.6	INPUT/OUTPUT .....	206
8.3.7	Verifiche .....	221
8.3.7.1	Diaframma in condizioni SLU ed SLE .....	221
8.3.8	Verifiche in condizioni SLE.....	224
8.3.8.1	Massimo spostamento orizzontale .....	224
8.4	Pile 1, 2, 3 e 4.....	225
8.4.1	Materiali.....	225
8.4.1.1	Calcestruzzo per usi strutturali .....	225

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

8.4.1.2	Acciaio per cemento armato .....	226
8.4.1.3	Acciaio armonico per trefoli .....	226
8.4.2	Inquadramento geotecnico .....	226
8.4.3	Software di calcolo .....	227
8.4.4	Analisi dei carichi e fasi .....	228
8.4.4.1	FASE 0 .....	228
8.4.4.2	FASE 1 .....	228
8.4.4.3	FASE 2 .....	228
8.4.5	Combinazioni di carico .....	228
8.4.6	INPUT/OUTPUT .....	230
8.4.7	Verifiche .....	256
8.4.7.1	Diaframma in condizioni SLU ed SLE .....	256
8.4.8	Verifiche in condizioni SLE .....	259
8.4.8.1	Massimo spostamento orizzontale .....	259
8.4.8.2	Verifica di stabilità al sollevamento .....	259
9	ALLEGATI ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	261

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nell'ambito della progettazione definitiva delle opere connesse ai collegamenti infrastrutturali, ferroviari e stradali, lato Sicilia, è stata eseguita una campagna di indagini integrative, così come era previsto nel documento di gara GCG.F.02.03 ("Specifiche tecniche generali di progettazione: indagini geognostiche").

L'opera in esame definita *Viadotto Pantano* è rappresentata da un viadotto stradale e ferroviario composto da 6 campate di lunghezza media pari a circa 70m, 5 pile e una spalla.

Pertanto in questa fase di Progettazione Definitiva si è resa necessaria la realizzazione di una nuova e più estesa campagna di indagini geognostiche, finalizzata all'approfondimento delle caratteristiche geologiche, geostrutturali e geotecniche, ed, in particolare, finalizzate alla definizione di una caratterizzazione lito-stratigrafica e geotecnica in corrispondenza della suddetta opera d'arte.

La campagna di indagini si è articolata in una serie di indagini in campo ed una serie di indagini in laboratorio.

Di seguito si riportano in sintesi le indagini eseguite limitatamente al viadotto Pantano.

### 1.1 Indagini eseguite

I sondaggi di riferimento per la presente tratta sono OTSCH1501, OTSSPT504, VPCH1502, VPSPT504, VPCH1505, VPSPT507, VPSPT508, VPSPT509, VPSPT512 e VPSPT513 (campagna del 2010).

Le prove localmente utilizzate nella caratterizzazione sono:

- Prove granulometriche (sondaggio VPSPT509, OTSCH1501) ;
- Prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche (sondaggi VPCH1502, VPSPT504) ;
- Prove SPT (sondaggi S466, OTSCH1501, OTSSPT504, VPCH1502, VPSPT504, VPCH1505, VPSPT507, VPSPT508, VPSPT509, VPSPT512 e VPSPT513);
- 3 prove Cross Hole (sondaggi VPCH1502 e VPCH1505 e OTSCH1501);
- 2 prove dilatometriche (sondaggio S466)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La figura sopra riportata indica le indagini eseguite in corrispondenza del Viadotto Pantano. Sono riportate le indagini relative alla campagna del 2010 e quelle relative alle indagini pregresse. Per il dettaglio si rimanda all'elaborato CG0800QP6DSRII50000000002E, tavola 2/12, allegato al "Piano di indagini" in rev. E.

I due sondaggi OTSCH1501, OTSSPT504, si riferiscono all'opera terminale, per la loro ubicazione occorre fare riferimento alla planimetria di dettaglio, elaborato CG0800QPZDSRII50000000001E, allegato al "Piano di indagini" in rev. E.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

E' stato inoltre redatto un profilo geotecnico di dettaglio lungo l'asse longitudinale del Viadotto, in entrambe le direzioni, direzione Reggio Calabria e direzione Messina. gli elaborati di riferimento sono: CG0800PFZDSSBC8G000000011C e CG0800PFZDSSBC8G000000012C, allegati agli "Studi di base".

Nei profili è riportato il contatto tra i depositi costieri e la formazione delle ghiaie e sabbie di messina, sulla base delle caratteristiche geologico – stratigrafiche rilevate nel corso dei sondaggi. La definizione è stata eseguita con riferimento alle valutazioni di carattere stratigrafico (al riguardo si evidenzia che le due formazioni hanno caratteristiche granulometriche simili), nonché i valori di SPT lungo le verticali indagate. Sono riportate tutte le indagini ritenute utili per la definizione della ricostruzione stratigrafica, sia le indagini del 2010 sia le pregresse, laddove queste riportavano indicazioni significative. Di ciascun sondaggio è stata riportata una colonna stratigrafica di sintesi con i valori delle prove SPT, laddove disponibili.

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDSSBC8G000000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

Localmente si hanno a disposizione i seguenti sondaggi e relative categorie di suolo:

	FORO	LITOLOGIA	Nspt30	Categoria
<b>Opera terminale</b>	S101	DC	12	D
	S101bis	DC	20	C
	OTS CH1 501	DC	13	D
	OTS SPT 503	DC	17	C
	OTS SPT 504	DC	19	C
	OTS LPT1 505	DC	22	C
<b>Viadotto Pantano</b>	VP CH1 502	DC	13	D
	VP SPT 504	DC	15	D
	VP SPT 509	DC	15	D
	VP CH1 505	DC	19	C
	VP SPT 512	DC	25	C
	VP SPT 507	DC	32	C
	VP SPT 508	DC	28	C
	VP SPT 513	DC	34	C

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 1.2 Caratteristiche fisiche e stato iniziale

### 1.2.1 Depositi costieri

Le percentuali medie di ghiaia, sabbia e limo sono rispettivamente di 67%, 28%, 6% (Figura 45).  
Con riferimento al fuso medio (72 prove granulometriche) si ha:

- Il valore di  $D_{50}$  è pari a 3mm
- Il valore di  $D_{60}$  è pari a 8.0 mm
- Il valore di  $D_{10}$  è pari a 0.1 mm

Si assume che i materiali siano normalmente consolidati.

- **Dr:** in Allegato si mostrano le verticali e le quote alle quali sono state applicate le correlazioni di Skempton o di Cubrinowski per tutte le verticali indagate. I valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con il fattore correttivo  $C_{sg}=0.45$  corrispondente al  $d_{50}=3\text{mm}$  ( Figura 49 e Figura 50); le  $D_r$  determinate sono congruenti con l'esito delle sismiche, che forniscono valori di  $V_s$  piuttosto bassi anche a grandi profondità.
- **eo:** a partire dal  $d_{50}$  stimato si ottiene di  $e_{max}-e_{min}$  pari a 0.26, non dissimile dai valori reperibili in letteratura ( $0.17 < e_{max}-e_{min} < 0.29$ ) e da quanto risultato dalle prove di laboratorio (sondaggio FS BH1 504 relativo alla fondazione, impiegato in mancanza di prove di determinazione di  $e_{max}-e_{min}$  in corrispondenza del viadotto) in cui il valore medio è risultato pari a circa 0.29. Fissando per  $e_{max}$  un valore pari a 0.6, come risulta mediamente dalle prove di laboratorio (FS BH1 504, cfr tabella 1), a partire dai valori di  $D_r$  è stato possibile determinare conseguentemente i valori di  $e_o$  in sito ( sia dalla componente sabbiosa che da quella sabbio-ghiaiosa). In Allegato (Figura 55, Figura 58, Figura 65, Figura 71 e Figura 76) si mostra anche il confronto di  $e_o$  determinato a partire da  $D_r$  con  $e_o$  ottenuto dalla correlazione di Foti. Non si rileva una buona correlazione fra i dati sperimentali (da prove SPT) ed i dati ottenuti con la correlazione di Foti, che fornisce valori troppo bassi, considerati in questo caso poco realistici (0.15-0.25). I valori  $e_o$  di progetto fanno quindi riferimento ai valori ottenuti dalle prove SPT e sono quelli riportati in tabella 2;

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

*Tabella 1 – campioni dal sondaggio FSBH1504*

<b>Campione</b>	<b>z (m)</b>	<b>Ymin (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ymax (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>e min</b>	<b>e max</b>
<b>CRB</b>	3,75 - 4,50	16,18	19,85	0,335	0,637
<b>CR AA</b>	33,75 - 34,50	16,22	20,3	0,305	0,633
<b>CR AH</b>	44,25 - 45,00	17,77	21,52	0,231	0,490
<b>CR AL</b>	47,25 - 48,00	16,94	20,81	0,273	0,564
<b>CR AN</b>	50,25 - 51,00	-	-	0,293	0,577
<b>CR AQ</b>	54,75 - 55,70	15,26	19,42	0,364	0,736
<b>CRAS</b>	57,5-58,5	17,29	20,93	0,266	0,532
<b>CRAT</b>	59,25-60	-	-	0,344	0,672

- $\gamma$  : in base alla correlazione di Foti et. al. Si ottiene un valore piuttosto alto e mediamente pari a 23 -24 KN/m<sup>3</sup>, non ritenuto realistico. Si considerano invece i valori ottenuti in base ai valori di  $e_0$  sperimentali (prove SPT) (Figura 56, Figura 59, Figura 66, Figura 72 e Figura 77);
- $K_0$ : si considera la relazione di Jaky.

*Tabella 2\**

	<b>z (m)</b>	<b>Dr (Sabbie e ghiaie)</b>	<b><math>e_0</math></b>	<b><math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>K_0</math></b>
Pila 1	0-10	0,3-0,5	0,5	21-22	0,37-0,4
	10-50	0,25-0,4			
Pila 2	0-40	0,2-0,4	0,5	21	0,37-0,4
Pila 3	0-10	0,3-0,6	0,3-0,5	21-22	0,36-0,4
Pila 4	0-8	0,3-0,7	0,4-0,5	20,5-21,5	0,36-0,4

\* Per Pila 1 si intende la pila in corrispondenza della quale si trova il sondaggio VPSPT509, mentre la Pila 5 si trova in corrispondenza del sondaggio S9.

### 1.2.2 Sabbie e Ghiaie di Messina

E' difficile individuare con certezza il contatto delle Sabbie e Ghiaie di Messina con i Depositi costieri, risultando granulometricamente simili.

Dal punto di vista geotecnico un miglioramento relativo (quando i valori di Vs passano sopra i 200-

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

300 m/s) è previsto dalla sismica VPCH1502 a profondità di circa 60m, mentre nelle altre (VPCH1505, OTSCH1501) sembrerebbe che tale profondità possa risultare più ridotta.

Non si dispone di prove SPT a tali profondità.

Tale formazione coinvolge più superficialmente le fondazioni in corrispondenza delle pile 3, 4 ,5.

Per quanto concerne le caratteristiche fisiche, le percentuali medie di ghiaia, sabbia e limo sono rispettivamente di 51%, 36%, 12% (Figura 46).

Con riferimento al fuso medio (155 prove granulometriche) si ha:

- Il valore di  $D_{50}$  è pari a 2 mm
- Il valore di  $D_{60}$  è pari a 4 mm
- Il valore di  $D_{10}$  è pari a 0.03 mm
  
- $D_r$ : in Allegato si mostrano le verticali e le quote alle quali sono state applicate le correlazioni di Skempton o di Cubrinowski. I valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con il fattore correttivo  $C_{sg}=0.7$  corrispondente al  $d_{50}=2$  mm (Figura 51 e Figura 52),
- $e_0$ : dalla correlazione di Foti si ottiene un valore piuttosto basso pari a 0.15, ritenuto non realistico; In Allegato (Figura 81, Figura 86 e Figura 92)si mostra anche il confronto con  $e_0$  determinato a partire da  $D_r$  : si nota che non c'è una buona correlazione tra i dati confrontati. I valori  $e_0$  di progetto fanno quindi riferimento ai valori ottenuti dalle prove SPT.
- $\gamma$  : dalla correlazione di Foti si ottiene un valore piuttosto elevato pari a  $24 \text{ KN/m}^3$ , non ritenuto realistico. Si considerano i valori ottenuti in base ai valori di  $e_0$  sperimentali (prove SPT).

*Tabella 3*

	$z$ (m)	$D_r$ (Sabbie e ghiaie)	$e_0$	$\gamma$ ( $\text{KN/m}^3$ )	$K_0$
Pila 3	10 - 50	0,3-0,4	0,4	21	0,37-0,4
Pila 4	8 - 50	0,2-0,5	0,4-0,5	21-22	0,37-0,4
Pila 5	10 - 70	0,4-0,5	0,5-0,6	20	0,38-0,4

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

### 1.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

#### 1.3.1 Depositi costieri

In tabella si riportano i valori operativi compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra 0 e 272 KPa (Figura 60, Figura 67, Figura 73, Figura 78).

Per intervalli tensionali differenti si rimanda a quanto proposto da Baligh (1986), riportato in tabella. I parametri operativi di picco sono:

Tabella 4

	<b>z</b> <b>(m)</b>	$\phi'_p$ <small>(pff=0-272KPa)</small> <b>(°)</b>	$\phi'_p$ <small>(pff=272-350KPa)</small> <b>(°)</b>
Pila 1	0 - 50	37-39	33-35
Pila 2	0 - 40	37-39	33-35
Pila 3	0 - 10	37-40	35-37
Pila 4	0 - 8	37-40	35-37

Per i valori di stato critico, in assenza di prove specifiche, in base ai dati di letteratura si pone  $\phi'_{cv}=33^\circ$

#### 1.3.2 Sabbie e Ghiaie di Messina

In tabella si riportano i valori operativi compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra 0 e 272 Kpa.

Per intervalli tensionali differenti si rimanda a quanto proposto da Baligh (1986), riportato in tabella. I parametri operativi di picco sono:

Tabella 5

	<b>z</b> <b>(m)</b>	$\phi'_p$ <small>(pff=0-272KPa)</small> <b>(°)</b>	$\phi'_p$ <small>(pff=272-350KPa)</small> <b>(°)</b>
Pila 3	10 - 50	38-40	35
Pila 4	8 - 50	38-40	35-37
Pila 5	10 - 70	38-40	35-37

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

Per i valori di stato critico, in assenza di prove specifiche, in base ai dati di letteratura si pone  $\phi'_{cv}=33^\circ$ .

## 1.4 Caratteristiche di deformabilità

### 1.4.1 Depositi costieri

Dalle prove sismiche (Figura 53 e Figura 54 ) in foro si ottengono valori di  $V_s$  che, solo in alcuni casi, mostrano una debole tendenza all'aumento con la profondità con valori molto bassi che vanno mediamente di 200-300 m/s fino ad un limite di profondità variabile fra 40m e 60m.

Dal punto di vista geotecnico tale andamento è rilevabile dalle sismiche VPCH1502, VPCH1505 e OTSCH1501.

Non è escluso che i valori bassi di  $V_s$  si riferiscano a possibili fenomeni di disturbo del terreno durante l'esecuzione del sondaggio (terreni costituiti anche da sabbie fini limose sotto falda) o ad una non ottimale cementazione del foro per la prova cross hole.

Nelle figure in Allegato si mostra il confronto e la taratura con le sismiche delle velocità ottenute con le correlazioni da prove SPT (Figura 62, Figura 63, Figura 69, Figura 90).

I valori di  $G_0$  hanno un andamento, stimabile preferibilmente da prove SPT visto l'esito "incerto" delle prove sismiche, dato da:

Tabella 6

	<b><math>z</math> (m)</b>	<b><math>G_0</math> (Mpa)</b>	<b><math>E_0</math> (Mpa)</b>	<b><math>E'</math> (Mpa)</b>
Pila 1	0-50	$G_0=17 z^{0,62}$	$E_0=41 z^{0,62}$	$E'=(5-13) z^{0,62}$
	50-60 *	100 **	240	32-80
Pila 2	0-40	$G_0=14 z^{0,7}$	$E_0=33 z^{0,7}$	$E'=(4-11) z^{0,7}$
Pila 3	0-10	$G_0=16 z^{0,7}$	$E_0=38 z^{0,7}$	$E'=(5-13) z^{0,7}$
Pila 4	0-8	$G_0=0-100$	$E_0=0-240$	$E'=32-80$

\* valore massimo, rilevabile nell'area in esame, dello spessore di terreno di caratteristiche geotecniche relativamente più scadenti

\*\* valore ricavabile dalla sismica VPCH1502

I moduli di Young "operativi"  $E'$ , valutati sulla base dei criteri descritti nei capitoli precedenti

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

risulteranno pari rispettivamente a circa 1/10÷1/5 (medie e grandi deformazioni) ed a 1/3 di quelli iniziali (piccole deformazioni).

Nella caratterizzazione generale (Vd. Relazione CG0800PRBDSSBC8G000000001), si propone un'espressione che tiene conto anche dell'esito delle sismiche ( $G_0=13 z^{(0.45-0.65)}$ ) e che fornisce pressoché gli stessi risultati di quelli ottenuti localmente, risultando in taluni casi un po' più cautelativa.

#### 1.4.2 Sabbie e ghiaie di Messina

Per i moduli  $G_0$ , ricavabili dalle prove SPT attraverso un procedimento di correlazione dei dati sperimentali, si può porre:

Tabella 7

	<b><math>z</math> (m)</b>	<b><math>G_0</math> (Mpa)</b>	<b><math>E_0</math> (Mpa)</b>	<b><math>E'</math> (Mpa)</b>
Pila 3	10 - 50	$G_0=15 z^{0.66}$	$E_0=36 z^{0.66}$	$E'=(5-12) z^{0.66}$
Pila 4	8 - 50	$G_0=40-200$	$E_0=96-480$	$E'=(13-32)-(64-160)$
	50-100	$G_0=250-500^*$	$E_0=600-1200^*$	$E'=(80-200)-(160-400)^*$
Pila 5	10 - 70	$G_0=200-500$	$E_0=480-1200$	$E'=(64-160)-(160-400)$

\* valori ricavabili dalla sismica VPCH1505

I moduli di Young "operativi"  $E'$ , valutati sulla base dei criteri descritti nei capitoli precedenti risulteranno pari rispettivamente a circa 1/10÷1/5 (medie e grandi deformazioni) ed a 1/3 di quelli iniziali (piccole deformazioni).

Nel sondaggio S466 si sono effettuate 2 **prove dilatometriche** a 33.5m e 40.5m di profondità (Figura 96) che hanno fornito moduli elastici  $E'$  di primo carico pari rispettivamente a 38 MPa ed a 100 MPa, con il secondo valore che si correla abbastanza con le espressioni relative alla Pila 5.

#### 1.5 Leggi di degrado dei moduli elastici

Si può fare riferimento alle curve proposte in teoria. (Vedi relazione geotecnica generale)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 1.6 Coefficienti di smorzamento intrinseco

Si può fare riferimento alle curve proposte in teoria.

## 1.7 Coefficienti di permeabilità

### 1.7.1 Depositi costieri di spiaggia

I materiali in oggetto sono eterogenei; conformemente con quanto proposto da [Somerville \(1986\)](#) risulta per  $K(m/sec)$  un valore medio di  $1 \cdot 10^{-4}$  m/s. Non si hanno a disposizione localmente prove Lefranc.

### 1.7.2 Sabbie e ghiaie di Messina

I materiali in oggetto sono eterogenei; conformemente con quanto proposto da [Somerville \(1986\)](#) risulta per  $K(m/sec)$  un valore di  $10^{-4}$  m/s. Non si hanno a disposizione localmente prove Lefranc.

## 1.8 Trattamento dei terreni

Si distingueranno con più precisione di seguito tre tipologie di trattamento dei terreni con jet-grouting:

- Trattamento anti-liquefazione esterno ai diaframmi provvisionali di sostegno agli scavi per la realizzazione di pile e spalla;
- Trattamento di consolidamento e puntonamento interno ai diaframmi provvisionali di sostegno agli scavi per la realizzazione di pile e spalla e superficiale;
- Trattamento idraulico tampone e di puntonamento interno ai diaframmi provvisionali di sostegno agli scavi per la realizzazione di pile e spalla.

Si riassume, rimandando agli elaborati grafici specifici per i dettagli geometrici che:

- Il trattamento anti-liquefazione esterno ai diaframmi è previsto per 30m da quota assoluta 0.00mslm per le pile 1, 2 e 3 e per 16m da quota assoluta 0.00mslm per la pila 4;
- Il trattamento di consolidamento e puntonamento interno ai diaframmi è previsto per tutte le pile e la spalla;
- Il trattamento idraulico tampone e di puntonamento interno ai diaframmi è previsto per le pile 1, 2, 3 e 4.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per le analisi strutturali e geotecniche riportate in questo documento, ove chiaramente specificato, si farà riferimento alle seguenti caratteristiche del trattamento in accordo con quanto fatto per l'opera di attraversamento:

Soil	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'_{cv}$ (°)	$E^{ref}$ (kPa)	$m$	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)
jet-grouting	22.0	2600	35	$5 \cdot 10^6$	0.2	$2.5 \cdot 10^6$	$2.5 \cdot 10^6$

### 1.9 Determinazione delle azioni sismiche di progetto

Le prove meccaniche in sito condotte durante le precedenti e le recenti campagne di indagine (prove penetrometriche dinamiche e prove cross-hole/down-hole) hanno consentito la caratterizzazione ai fini sismici del sottosuolo facendo riferimento alle principali formazioni interferenti con le opere in oggetto.

L'azione sismica di progetto è determinabile secondo quanto prescritto dal D.M. del 14/01/2008, al quale quindi si rimanda; nel Decreto è specificato che, per determinare tale azione sismica è necessario effettuare un'analisi locale; seguendo l'approccio più semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie sismiche di sottosuolo si può fare riferimento alla seguente tabella:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> FO

Categoria di suolo		
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m</i>	$V_{s30} > 800$ m/s
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina)</i>	$360 \text{ m/s} < V_{s30} < 800$ m/s ovvero $N_{SPT,30} > 50$ (terreni a grana grossa) ovvero $c_{u,30} > 250$ kPa (terreni a grana fina)
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina)</i>	$180 \text{ m/s} < V_{s30} < 360$ m/s ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ (terreni a grana grossa) ovvero $70 < c_{u,30} < 250$ kPa (terreni a grana fina)
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina)</i>	$V_{s30} < 180$ m/s ovvero $N_{SPT,30} < 15$ (terreni a grana grossa) ovvero $c_u < 70$ kPa (terreni a grana fina)
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s)</i>	

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s30}$  è definita come:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

- $h_i$ = spessore dell'iesimo strato
- $V_{si}$ = velocità dell'iesimo strato

Per le formazioni prevalentemente incoerenti è stato effettuato un confronto con i valori di  $N_{spt}$  calcolati a partire dai dati registrati durante le prove penetrometriche dinamiche che risultano maggiormente diffuse lungo il tracciato.

Ai sondaggi localmente presenti corrispondono le categorie di suolo ivi riportate:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

	FORO	LITOLOGIA	Vs30	Categoria
<b>Opere terminali</b>	OTS CH1 501	DC	<b>145,61</b>	<b>D</b>
<b>Viadotto Pantano</b>	VP CH1 502	DC	<b>190,50</b>	<b>C</b>
	VP CH1 505	DC	<b>189,17</b>	<b>C</b>

	FORO	LITOLOGIA	Nspt30	Categoria
<b>Opera terminale</b>	S101	DC	<b>12</b>	<b>D</b>
	S101bis	DC	<b>20</b>	<b>C</b>
	OTS CH1 501	DC	<b>13</b>	<b>D</b>
	OTS SPT 503	DC	<b>17</b>	<b>C</b>
	OTS SPT 504	DC	<b>19</b>	<b>C</b>
	OTS LPT1 505	DC	<b>22</b>	<b>C</b>
<b>Viadotto Pantano</b>	VP CH1 502	DC	<b>13</b>	<b>D</b>
	VP SPT 504	DC	<b>15</b>	<b>D</b>
	VP SPT 509	DC	<b>15</b>	<b>D</b>
	VP CH1 505	DC	<b>19</b>	<b>C</b>
	VP SPT 512	DC	<b>25</b>	<b>C</b>
	VP SPT 507	DC	<b>32</b>	<b>C</b>
	VP SPT 508	DC	<b>28</b>	<b>C</b>
	VP SPT 513	DC	<b>34</b>	<b>C</b>

Trattandosi di depositi di terreno suscettibili di liquefazione, il sottosuolo di fondazione appartenerebbe alla categoria aggiuntiva S2. La tipologia fondazionale adottata prevede un plinto perimetrato da diaframmi e poggiato sul terreno consolidato con jet-grouting. All'esterno dei diaframmi viene eseguito, come si giustificherà nel seguito della relazione, un intervento di jet grouting teso ad evitare la possibilità di liquefazione. Gli interventi hanno una profondità pari a 30 m per le pile 1 2 e 3 e 20 m per la pila 4. Esternamente ai diaframmi il trattamento si estende per una larghezza di 20 m per ogni lato realizzando di fatto un trattamento esteso a tutto il terreno sottostante le fondazioni dalla pila 1 alla pila 4.

La velocità delle onde di taglio al disotto del livello di trattamento presentano valori maggiori di 180 m/sec e il terreno naturale non risulta suscettibile di liquefazione.

Il comportamento del terreno trattato, e quindi la risposta sismica locale è stato cautelativamente assimilato al terreno naturale presente al disotto del terreno trattato assumendo la categoria di sottosuolo C.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 2            **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Gli studi geotecnici faranno riferimento alle seguenti Normative:

- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. n.29 – Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008);
- Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP "Circolare esplicativa" (pubblicato sulla G.U. n.47 –Suppl. Ordinario n.27 – del 26 febbraio 2009);
- D.M. 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le specifiche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le specifiche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/8

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 3 ANALISI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

#### 3.1 Azioni sismiche di riferimento e parametri rappresentativi

In accordo con il § C7.11.3.4 della Circolare esplicativa del 02 Febbraio 2009 n°617/C.C.LL.PP. le analisi di liquefazione che seguono sono trattate con metodi semi-empirici di tipo globale. Si valutano dunque i profili di sollecitazione ciclica e resistenza ciclica per le profondità studiate e per un'area racchiusa fra due orizzontamenti si definisce l'indice potenziale di liquefazione. La sollecitazione è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica definita a sua volta da analisi di risposta sismica locale su opportuni accelerogrammi generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente ed accelerogrammi registrati (cfr. §3.2.3.6 Circolare e C3.2.3.6 NTC2008). In particolare d'ora in avanti per queste analisi ed in accordo con quanto fatto per l'opera di attraversamento l'input sismico è definito rispettivamente da:

- quello definito "di scenario" riportato nel documento *DT.ISP.S.E.R1.001 "Approfondimenti relativi al terremoto di progetto per l'opera di attraversamento"*. Tale studio fornisce uno set di accelerogrammi sia per il lato Sicilia che per il lato Calabria (20 nella direzione longitudinale del ponte e 20 nella direzione trasversale del ponte) riferiti ad un *moment magnitude* di  $M=6.8$ ;
- quello rappresentato dagli accelerogrammi reali selezionati dal prof. Braga (New Zealand 1987/03/02 01:51, Koeceli, Turkey 1999/08/17);
- lo spettro di normativa NTC2008 relativamente al sito in esame.

Le prime due tipologie di input sismico sono state deconvolute fino ad una specifica profondità che rappresenta il bedrock per le analisi di propagazione seguenti (laddove le Ghiaie di Messina raggiungono velocità delle onde di taglio attorno ai 600m/sec). La deconvoluzione è stata eseguita presumendo essenzialmente le stesse proprietà del suolo adottate dagli autori del documento *DT.ISP.S.E.R1.001*, specificatamente un comportamento lineare-viscoso del suolo. I parametri utilizzati nell'analisi sono riportati nelle Tabella 8 e Tabella 9.

Thickness	$V_s$	$D$
(m)	(m/s)	(%)
62.5	200	2.5
25.0	300	2.5

**Tabella 8 Parametri geotecnici dei terreni utilizzati nella deconvoluzione SPALLA/PILA\_FACCIOLI**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

Thickness (m)	$V_S$ (m/s)	$D$ (%)
64.0	700	-

**Tabella 9 Parametri geotecnici dei terreni utilizzati nella deconvoluzione SPALLA/PILA\_BRAGA**

Questi segnali sono stati processati (propagazione fino a piano campagna) per ottenere una accelerazione massima a piano campagna  $a_{max,s}$  (necessaria per l'analisi semplificate). In particolare, in accordo con le indagini eseguite relativamente ai terreni di fondazione del viadotto Pantano (indagini sismiche in sito nei sondaggi VPCH1502, VPCH1505 - prove dinamiche in sito nei sondaggi VPCH1502, VPCH2503, VPSPT504, VPCH1505, VPSPT509, VPSPT512, S466, S9(1984)), per le analisi di propagazione sono state considerate due differenti tipologie di stratigrafie di riferimento relativamente a:

- Pile 1, 2 e 3 con stratigrafia di analisi definita in accordo con le prove VPCH1502 (SPT e Cross-hole), VPCH2503 e VPSPT509:

Layer Number	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Total unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Shear wave velocity (m/sec)	Location of water table
1	6.0	81.55	20.00	200.00	W
2	10.0	81.55	20.00	200.00	W
3	20.0	81.55	20.00	200.00	W
4	24.0	326.20	20.00	400.00	W
5		1304.79	20.00	800.00	

- Pila 4 con stratigrafia di analisi definita in accordo con le prove VPCH1505 (SPT e Cross-hole), VPCH1504, VPSPT508, VPSPT512 e S466:

Layer Number	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Total unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Shear wave velocity (m/sec)	Location of water table
1	8.0	81.55	20.00	200.00	W
2	10.0	81.55	20.00	200.00	W
3	10.0	81.55	20.00	200.00	W
4	12.0	81.55	20.00	200.00	W
5	10.0	326.20	20.00	400.00	W
7		1304.79	20.00	800.00	

Per la Pila 5 si rimanda direttamente alle considerazioni riportate nel §3.5.

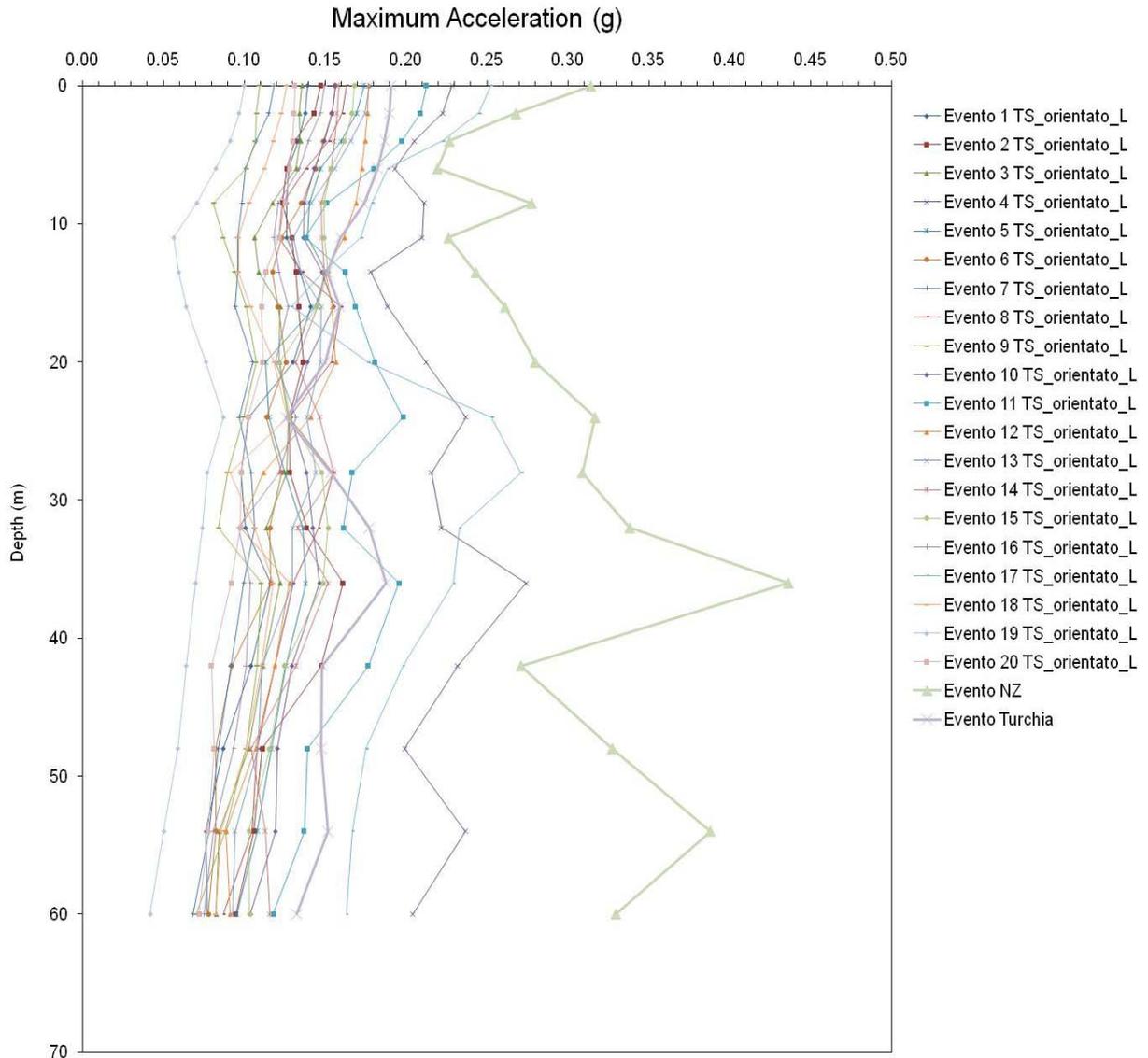
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I valori considerati di Vs possono intendersi come valori di lower bond scelti in maniera conservativa.

Dall'analisi della prova VPCH1502 si evince che oltre ai 35 m dal piano campagna le Vp rimangono sempre sopra i 1900 m/s mentre le Vs aumentano gradualmente e che la porzione più profonda dei profili cross-hole mostra una stratificazione piuttosto marcata con livelli a velocità molto alte a 67, 83 e 88 m dal piano campagna (vedi Figura 10).

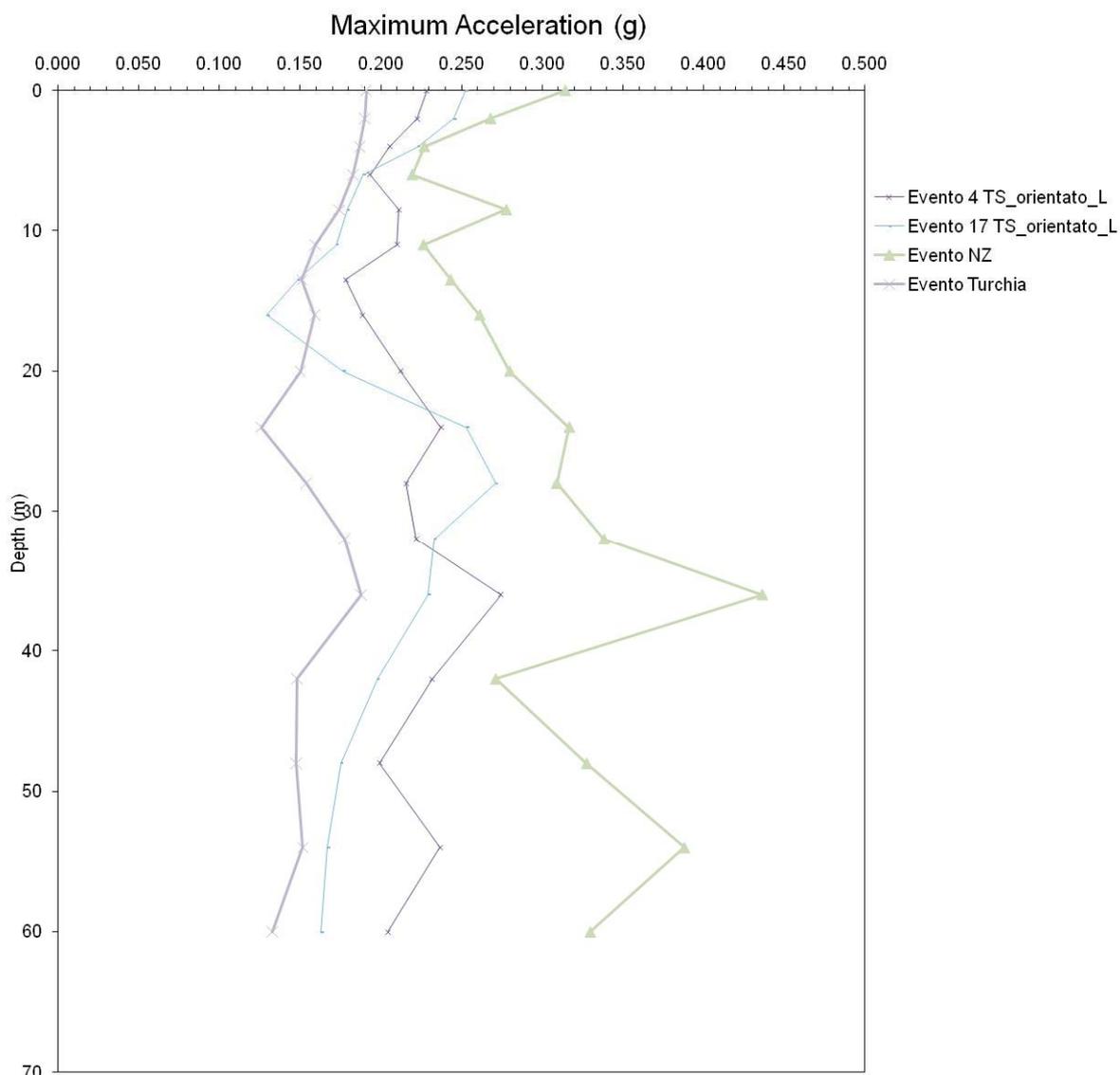
Dall'analisi della prova VPCH1505 si evince che rispetto agli strati soprastanti si ritrovano velocità maggiori. La porzione più profonda dei profili si presenta meno uniforme, ad indicare un materiale stratificato con Vp che comunque non scendono mai sotto i 2300 m/s e Vs di almeno 400 m/s. Le velocità maggiori sono state trovate a 83-84 m di profondità: le Vp superano qui i 3200 m/s e le Vs arrivano a 1012 m/s (vedi Figura 11).

I valori di  $a_{max,s}$  sono riportati in Figura 1 relativamente al profilo stratigrafico della spalla e della pila di riferimento.



(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



(b)

*Figura 1 Input sismici utilizzati per l'analisi di liquefazione – (a) totale input considerati, (b) input sismici più gravosi*

## 3.2 Metodologia di analisi

### 3.2.1 Determinazione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione con il metodo semplificato

Le condizioni di sicurezza nei confronti della liquefazione sono state determinate con un approccio

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

semplificato in base ad un coefficiente di liquefazione FL:

$$FL = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

Definito come il rapporto tra la resistenza a taglio  $\tau_f$  e la media dello sforzo di taglio  $\tau_m$  indotto dall'azione sismica. Questo approccio semplificato è tipicamente riferito ai primi 20 m di terreno posto al di sotto della falda ma in questo caso viene esteso fino alla profondità investigata dalle prove sismiche e dinamiche in sito (SPT).

Di solito, l'analisi semplificata viene effettuata usando il rapporto normalizzato tra lo sforzo di taglio ( $\tau_m$  e  $\tau_f$ ) e lo stato tensionale efficace verticale  $\sigma'_{v0}$ :

$$CSR = \frac{\tau_m}{\sigma'_{v0}}$$

$$CRR = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}}$$

denominati rispettivamente "cyclic resistance ratio" (CRR) e "cyclic stress ratio" (CSR). In queste analisi il valore CSR è stato valutato usando le classiche relazioni proposte da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_m}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$  è la massima accelerazione attesa a piano campagna per il terremoto di riferimento;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente lo stato tensionale totale ed efficace riferiti alla profondità in esame;
- $r_d$  è un coefficiente (<1) che tiene in conto la deformabilità del terreno e i suoi effetti sul profilo delle massime accelerazioni orizzontali. Il coefficiente  $r_d$  può essere calcolato usando la seguente espressione (Idriss and Boulanger, 2004):

$$r_d = \exp \left[ \left( -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen} \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left( 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen} \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) \right] \cdot M$$

dove  $z$  è la profondità in metri e  $M$  è la magnitudo momento dell'evento sismico atteso. Poiché la

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

procedura semplificata è riferita ad eventi sismici aventi magnitudo momento  $M=7.5$ , il valore di CSR è scalato al valore di riferimento M dalla seguente espressione:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

dove MSF è il fattore di scala, espresso come (Idriss and Boulanger, 2004):

$$\begin{cases} MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{cases}$$

Il valore del rapporto di resistenza ciclica CRR è stato calcolato sulla base dei risultati di prove in sito (SPT, cross-hole), come mostrato nei paragrafi successivi. Una volta note CRR e CSR, il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione  $F_L$  è valutato come:

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

### 3.2.2 Approccio semplificato: CRR da prove SPT

Il numero di colpi  $N_{SPT}$  fornito dalla Standard Penetration Test è ridotto ad un valore normalizzato  $(N_1)_{60}$  usando la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

- Il coefficiente  $C_N$  (fattore di correzione da tenere in conto per valutare l'influenza dello stato tensionale verticale efficace) è:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_V}\right)^{0.5}$$

dove  $p_a$  è la pressione atmosferica.  $C_N$  non dovrebbe eccedere il valore di 1.7.

- Il coefficiente  $C_E$  normalizza le misure ad una efficienza energetica del 60%, ed è calcolata come:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

dove  $ER_m$  è il fattore di performance (in%) dell'energia trasferita dal martello allo strumento

- $C_B$  (fattore di correzione per la dimensione del foro) può essere stimato usando le informazioni fornite dalla Tabella 10
- $C_R$  (fattore di correzione per la lunghezza delle aste) può essere stimato usando le

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

informazioni fornite dalla Tabella 10

- CS (fattore di correzione per il tipo di campionatore utilizzato) può essere stimato usando le informazioni fornite dalla Tabella 10.

Quando il terreno è composto da materiale fine, la suscettibilità alla liquefazione decresce; per tenere in conto questo effetto, è usualmente utilizzata una correzione per incrementare artificialmente il numero di colpi fornito dalla prova ad un numero di colpi corretto per una sabbia  $(N_1)_{60cs}$  (Idriss and Boulanger, 2004).

CRR può poi essere calcolato come (Idriss and Boulanger, 2004):

$$CRR = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Correction Factor	Variable	Value of Correction Factor
Bore hole Diameters, $C_B$	65 ÷ 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Lenght of the rods, $C_R$	3 ÷ 4 m	0.75
	4 ÷ 6 m	0.85
	6 ÷ 10 m	0.95
	10 ÷ 30 m	1.0
	> 30 m	> 1.0
Type of die, $C_S$	Standard sampler	1.0
	Sampler without case	1.1 ÷ 1.3

**Tabella 10 Valori dei fattori di correzione  $C_B$ ,  $C_R$  e  $C_S$**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

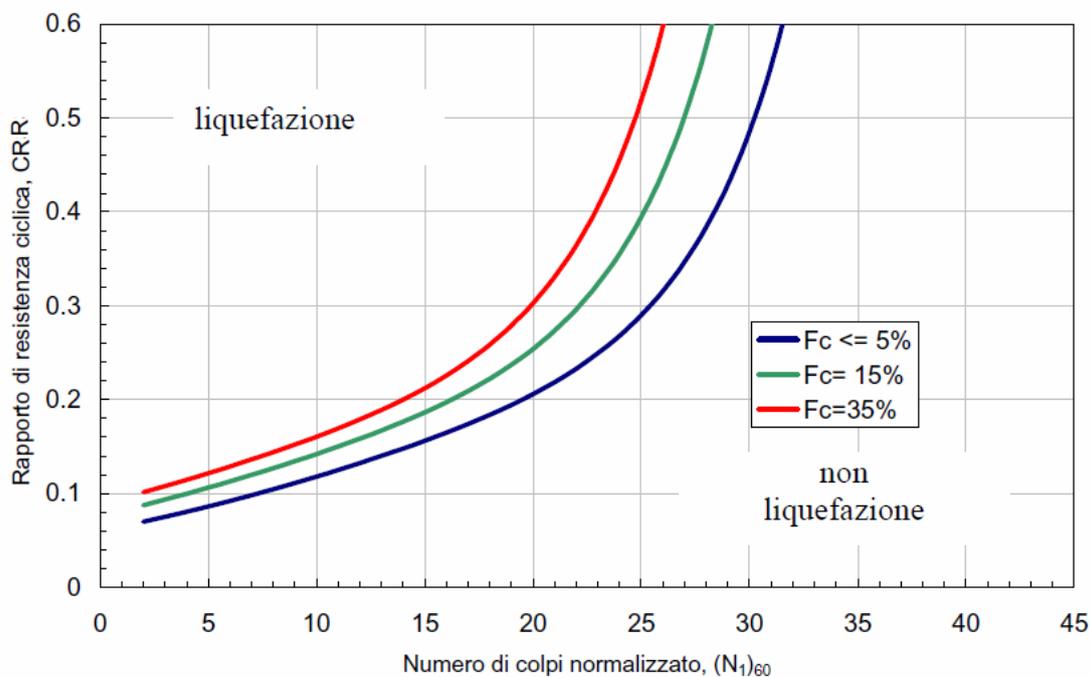


Figura 2 Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica, CRR, dai risultati delle prove SPT, per differenti contenuti del materiale fine

### 3.2.3 Approccio semplificato: CRR da $V_s$

La velocità di propagazione delle onde di taglio S,  $V_s$ , è ridotta ad un valore  $V_{S1}$  dato da:

$$V_{S1} = C_V \cdot V_S$$

dove il coefficiente normalizzato  $C_V$  è:

$$C_V = \left( \frac{p_a}{\sigma'_V} \right)^{0.25}$$

dove  $p_a$  è la pressione atmosferica.

Il coefficiente  $C_V$  non dovrebbe eccedere il valore 1.4. Dal valore di  $V_{S1}$ , si ottiene CRR (Figura 3) usando l'espressione (Idriss and Boulanger, 2004):

$$CRR = 0.022 \cdot \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \cdot \left( \frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right)$$

Il parametro  $V_{S1}^*$  è il valore di soglia della velocità delle onde di taglio normalizzata,  $V_{S1}$ , entro il quale la liquefazione non può avvenire. Il suo valore dipende dal contenuto di fine ed è calcolata come:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

for  $FC \leq 5\%$ ,  $V_{S1}^* = 215 \text{ (m/s)}$   
 for  $5\% \leq FC \leq 35\%$ ,  $V_{S1}^* = 215 - 0.5 \cdot (FC - 5) \text{ (m/s)}$   
 for  $FC > 35\%$ ,  $V_{S1}^* = 200 \text{ (m/s)}$

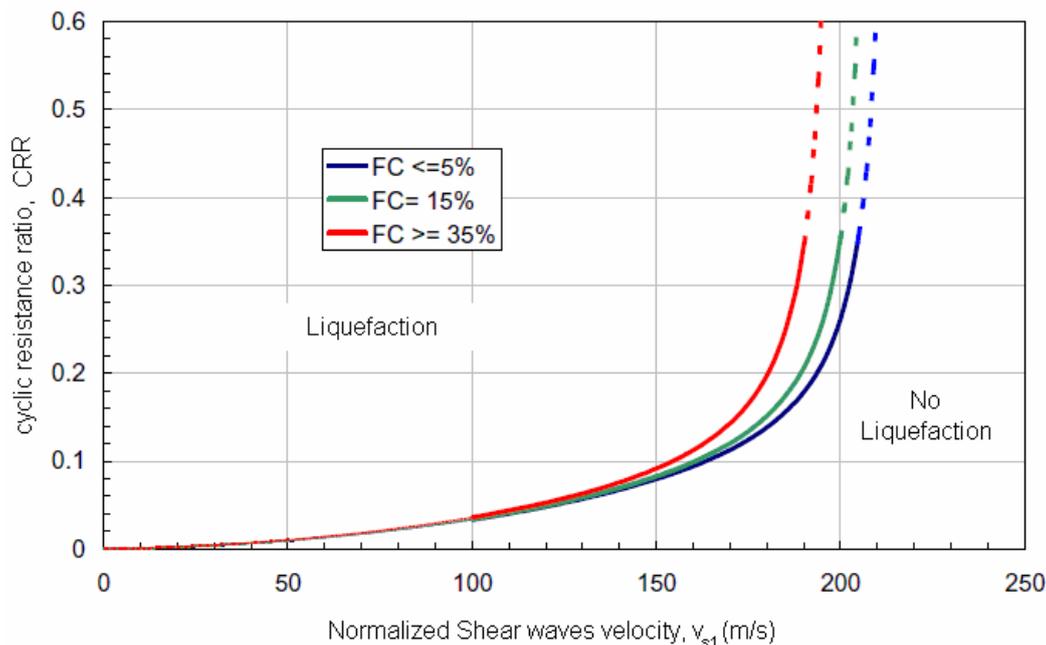


Figura 3 CRR dalla velocità delle onde di taglio.

### 3.3 Valutazione degli effetti della liquefazione sui depositi.

Con le analisi semplificate, si ottengono i profili di  $F_L(z)$  con la profondità; la valutazione degli effetti della possibile occorrenza della liquefazione sui depositi è fatta facendo riferimento all'intero volume di terreno compreso tra il piano campagna ed una profondità di 20 m.

L'indice di suscettibilità alla liquefazione  $I_L$  (Iwasaki et al., 1982) utilizzato per questo scopo è definito come:

$$I_L = \int_0^{20m} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove  $z$  è la profondità (in metri) da piano campagna e le funzioni  $w(z)$  e  $F(z)$  sono:

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

$$F(z) = \max \begin{cases} 1 - F_L \\ 0 \end{cases}$$

Iwasaki et al. (1982) forniscono i seguenti tre *range* di  $I_L$  per i depositi aventi differenti potenziali di liquefazione:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$I_L \leq 5$	collapse potential is low
$5 < I_L \leq 15$	collapse potential is high
$I_L > 15$	collapse potential is very high

### 3.4 Risultati di analisi semplificate

#### 3.4.1 Risultati delle prove in sito

Le analisi sono state svolte con riferimento ai risultati delle prove in sito riportate in Figura 4, Figura 5, Figura 10, Figura 11.

#### 3.4.2 Risultati da SPT

Per le schematizzazioni delle Pila 1, 2 e 3 e della Pila 4, sono rappresentati i risultati in termini di:

- Valori medi di CRR e CSR come funzione di NSPT
- Valori medi di  $FL = CRR/CSR$  con la profondità

I valori medi dell'indice  $I_L$  ed il corrispondente potenziale di liquefazione sono riportati dalle Tabella 11 e Tabella 12.

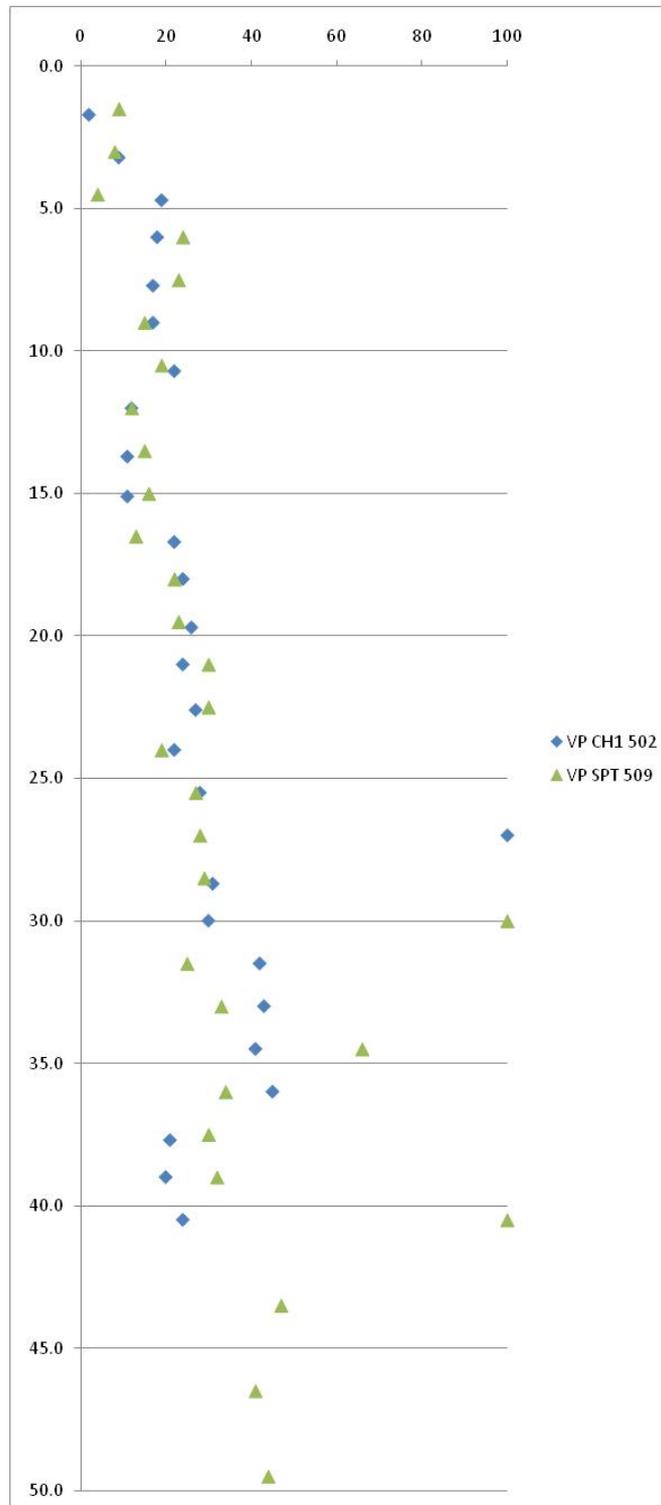


Figura 4 Numero di colpi con la profondità per Pile 1, 2 e 3

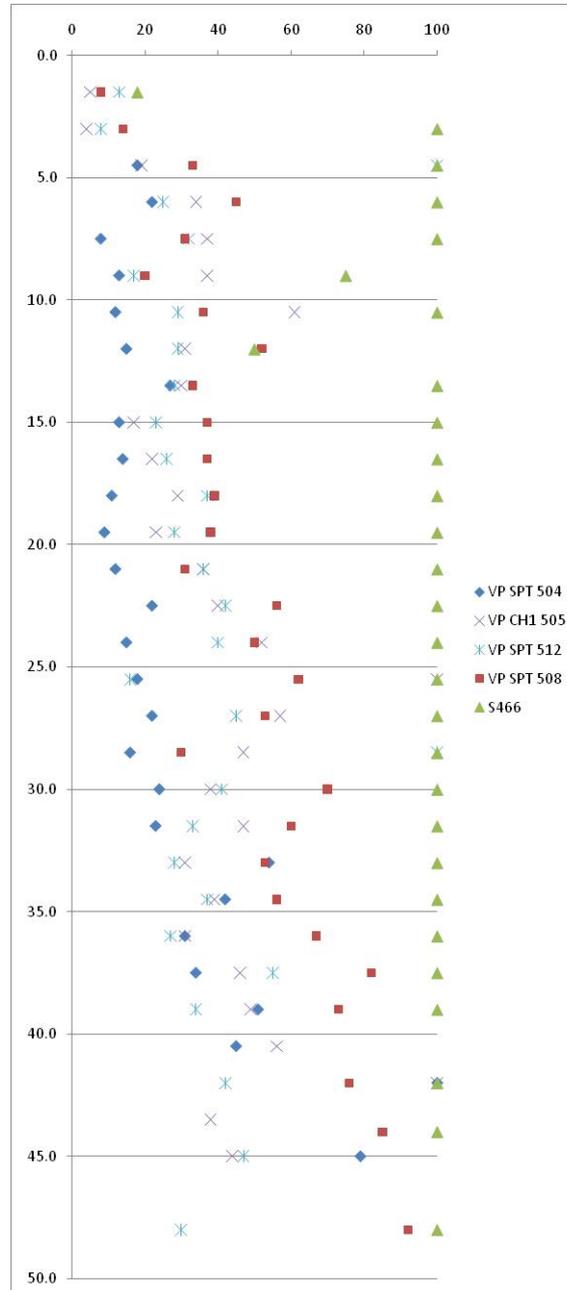
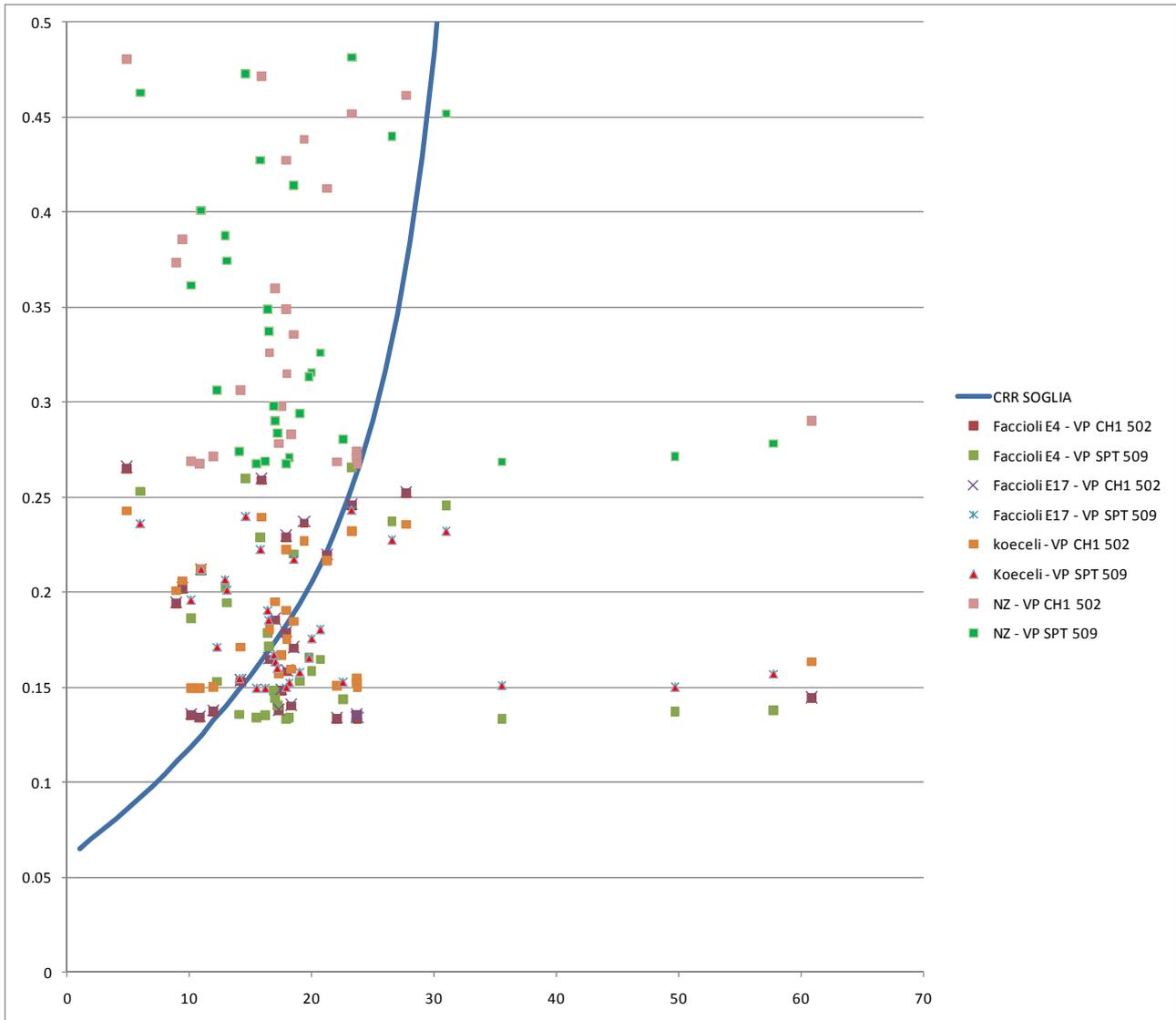
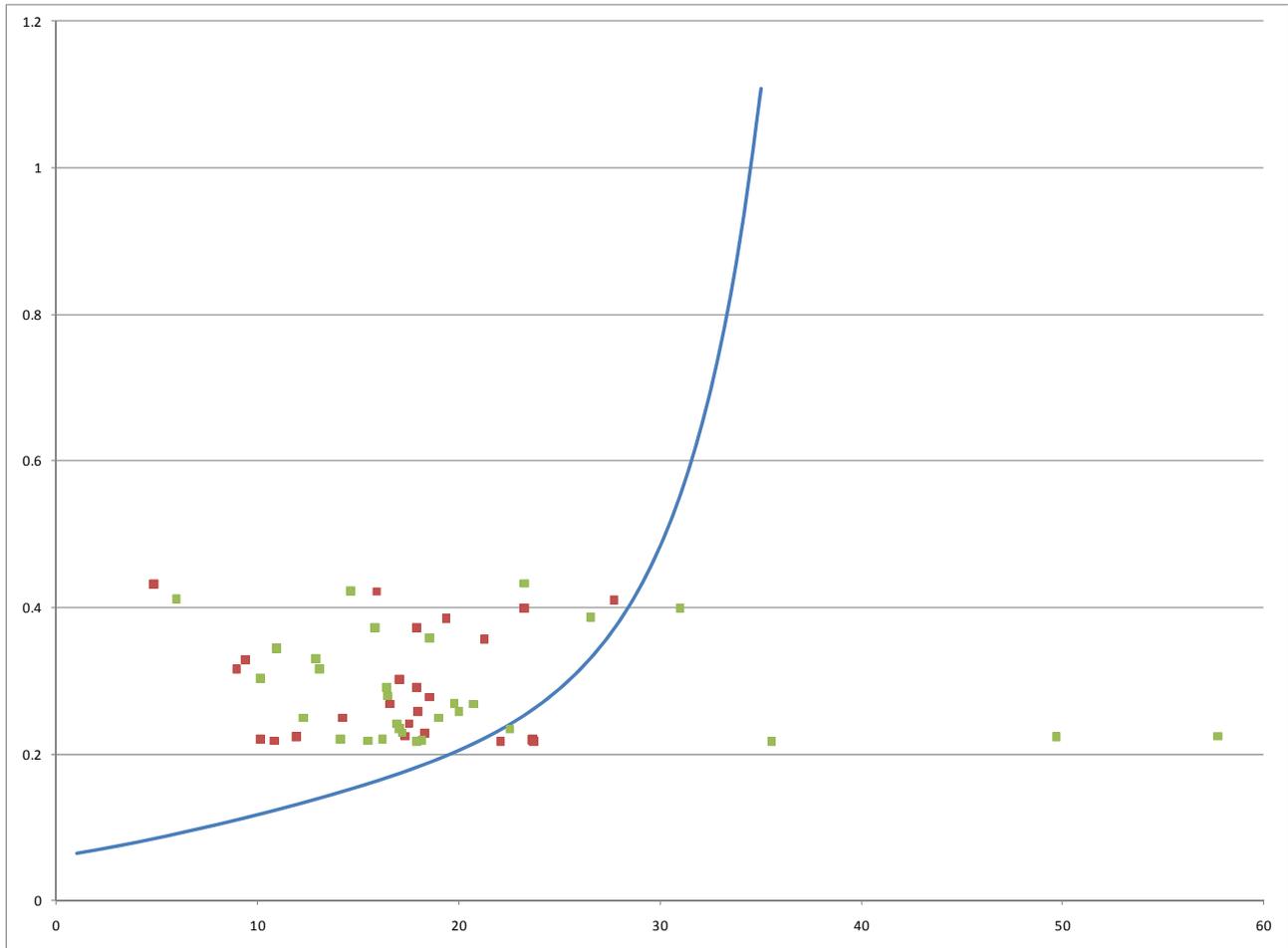


Figura 5 Numero di colpi con la profondità per Pila 4



(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



(b)

**Figura 6 Valori medi di CRR and CSR in funzione di  $(N1)60$  pile 1, 2 e 3 - (a) accelerogrammi selezionati, (b) amax NTC2008**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

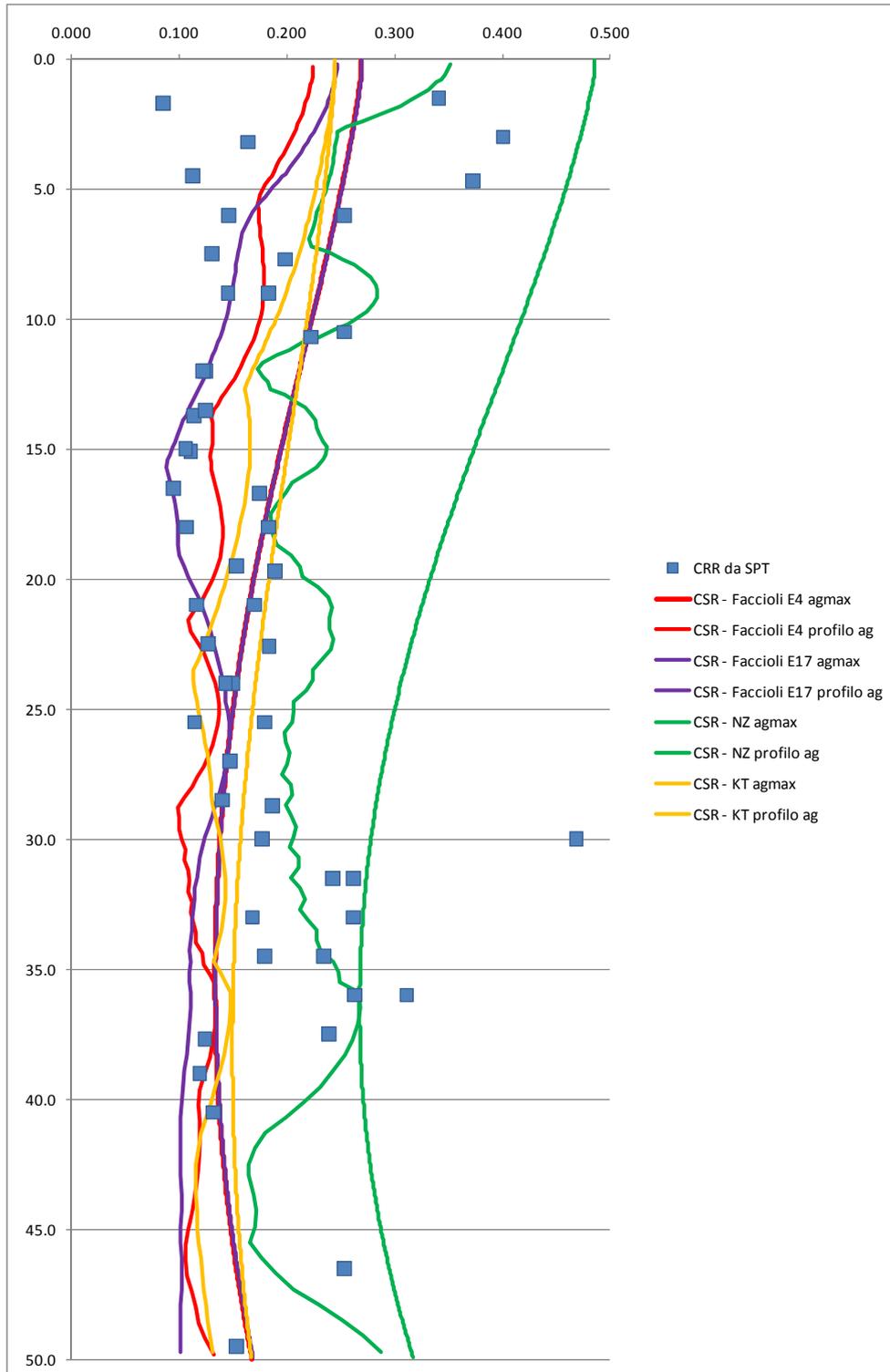
PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

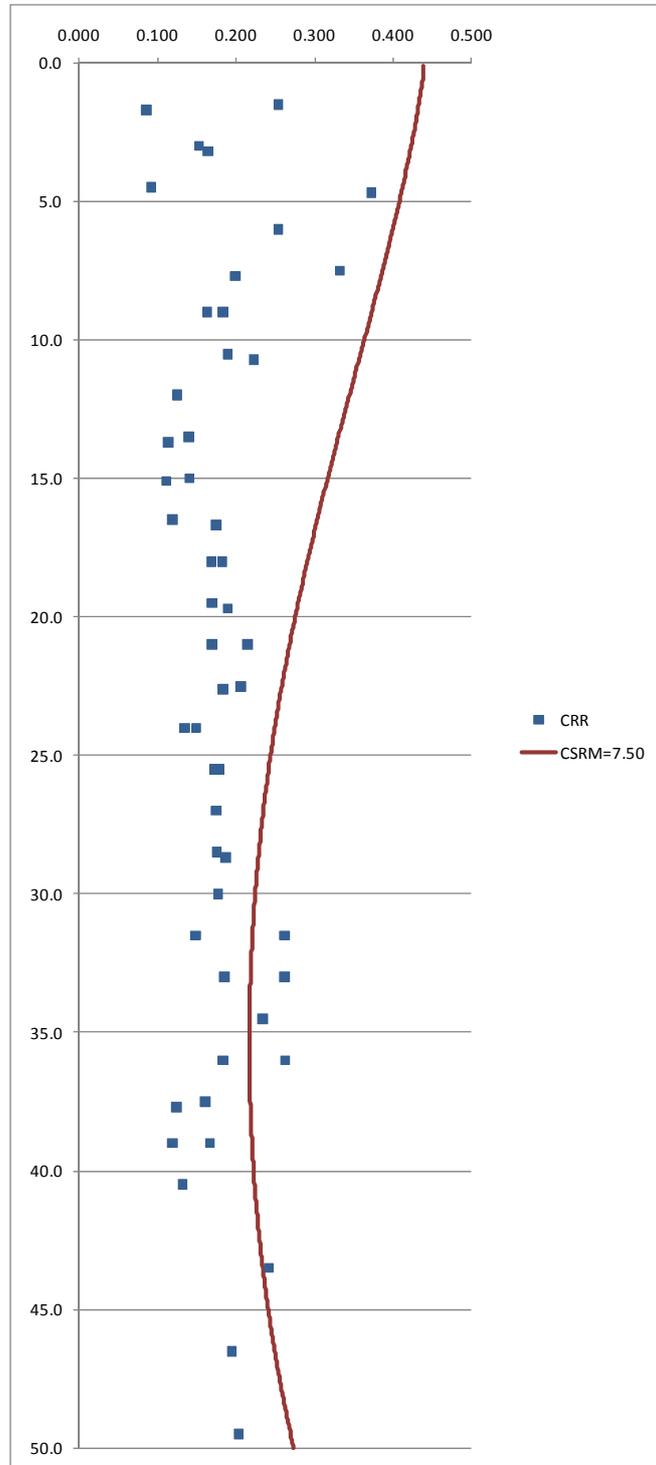
*Data*

20/06/2011



(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



**Figura 7 Valori di CRR e CSR con la profondità pile 1, 2 e 3 – (a) accelerogrammi selezionati, (b) amax NTC2008**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

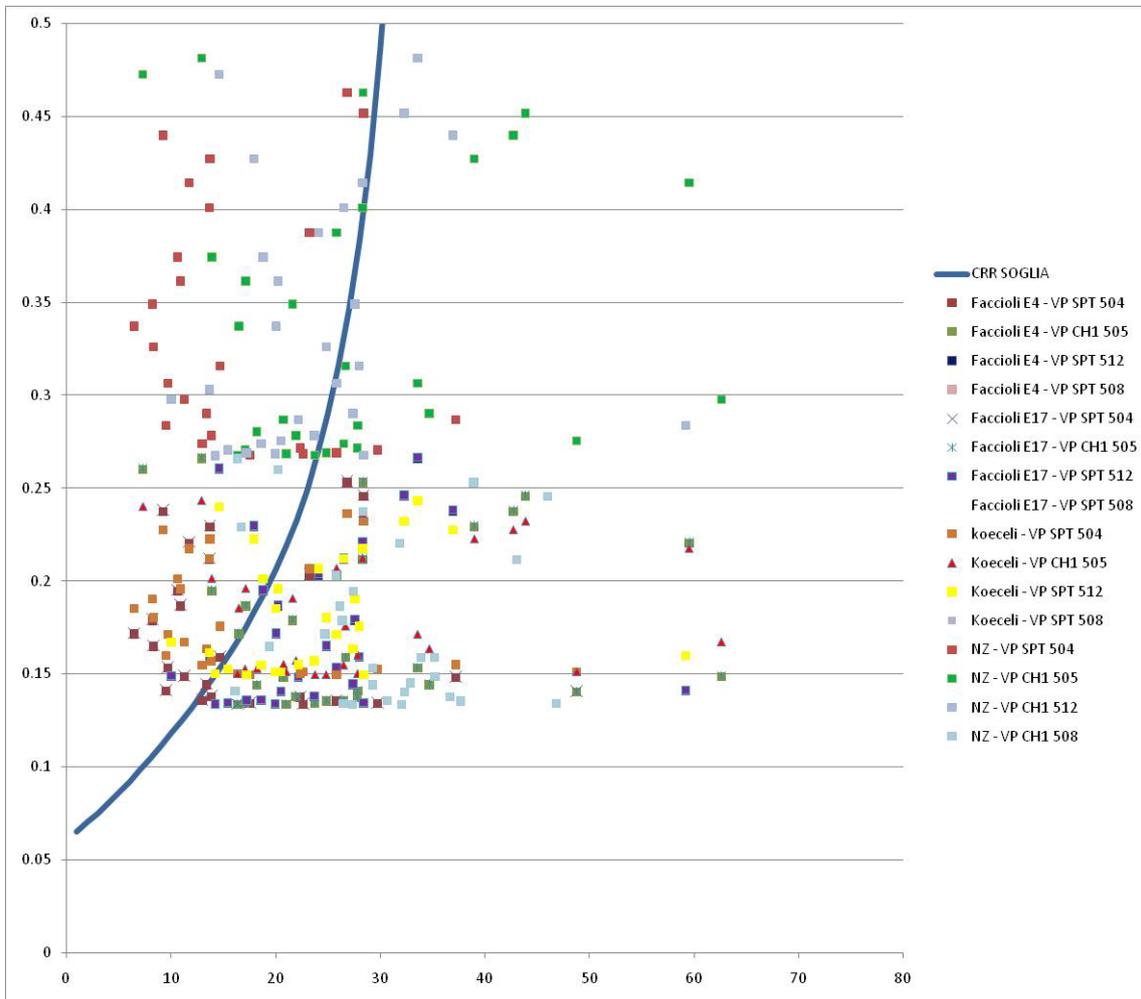
PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

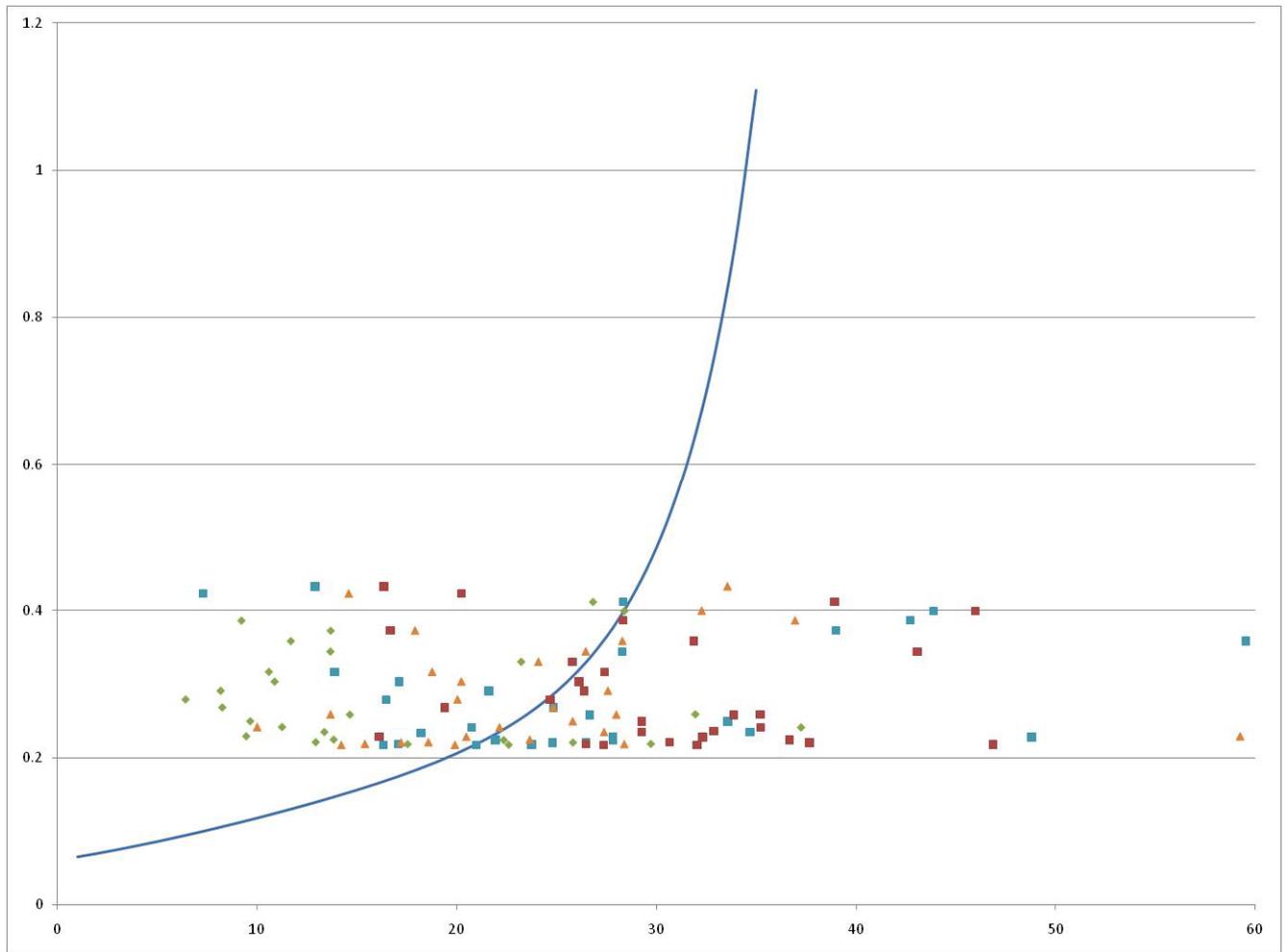
*Data*

20/06/2011



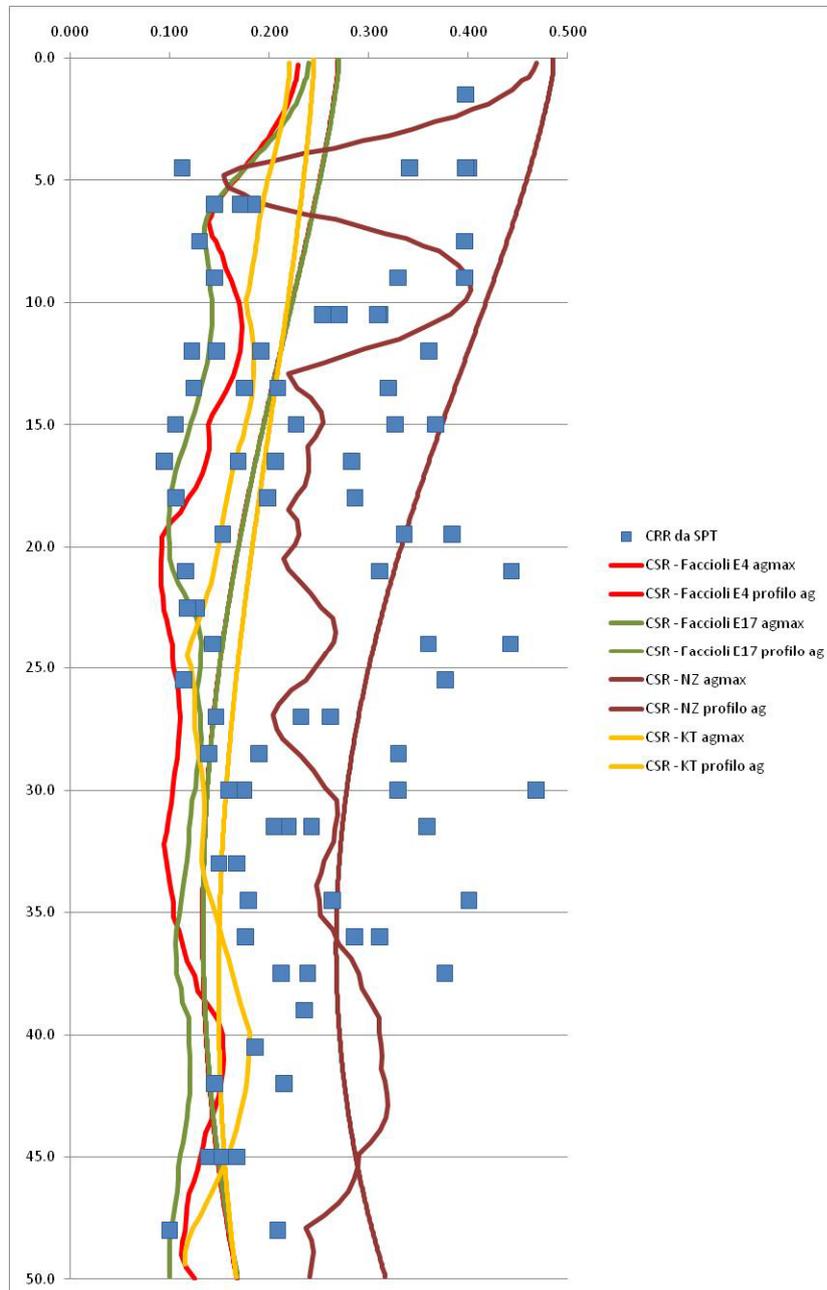
(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



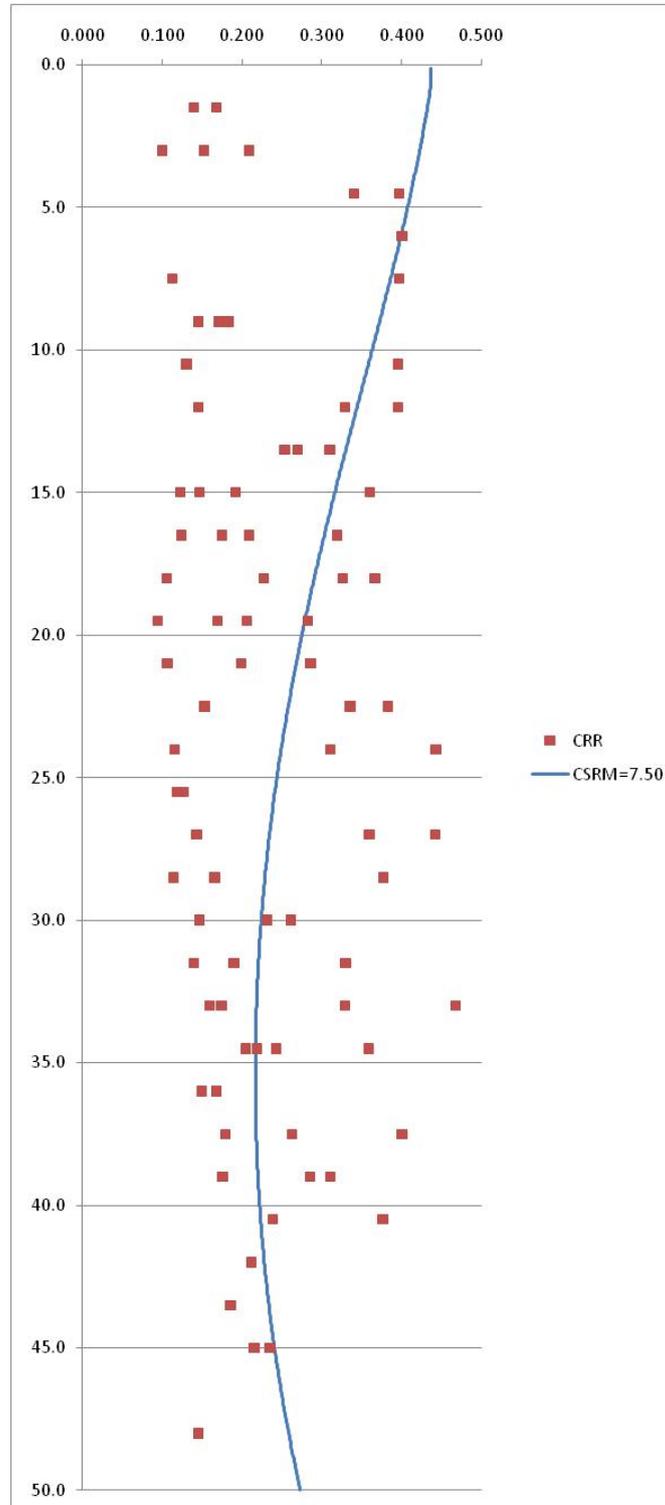
(b)

**Figura 8 Valori medi di CRR and CSR in funzione di  $(N1)/60$  pila 4 - (a) accelerogrammi selezionati, (b)  $a_{max}$  NTC2008**



(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



(b)

Figura 9 Valori di CRR e CSR con la profondità pila 4 - (a) accelerogrammi selezionati, (b) amax NTC2008

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

IL da SPT	Faccioli E4	Faccioli E17	Koeceli	NZ
ag max	38.22	38.42	35.07	66.20
ag/g	9.19	8.42	13.88	18.18

*Tabella 11 Valore di IL in funzione di amax e del profilo di a relativamente agli accelerogrammi selezionati  
– pila 1, 2 e 3*

IL da SPT	Faccioli E4	Faccioli E17	Koeceli	NZ
ag max	15.37	15.48	12.92	38.89
t max	11.00	11.23	9.21	12.44
profilo ag	2.76	3.20	3.19	8.56

*Tabella 12 Valore di IL in funzione di amax e del profilo di a relativamente agli accelerogrammi selezionati  
– pila 4*

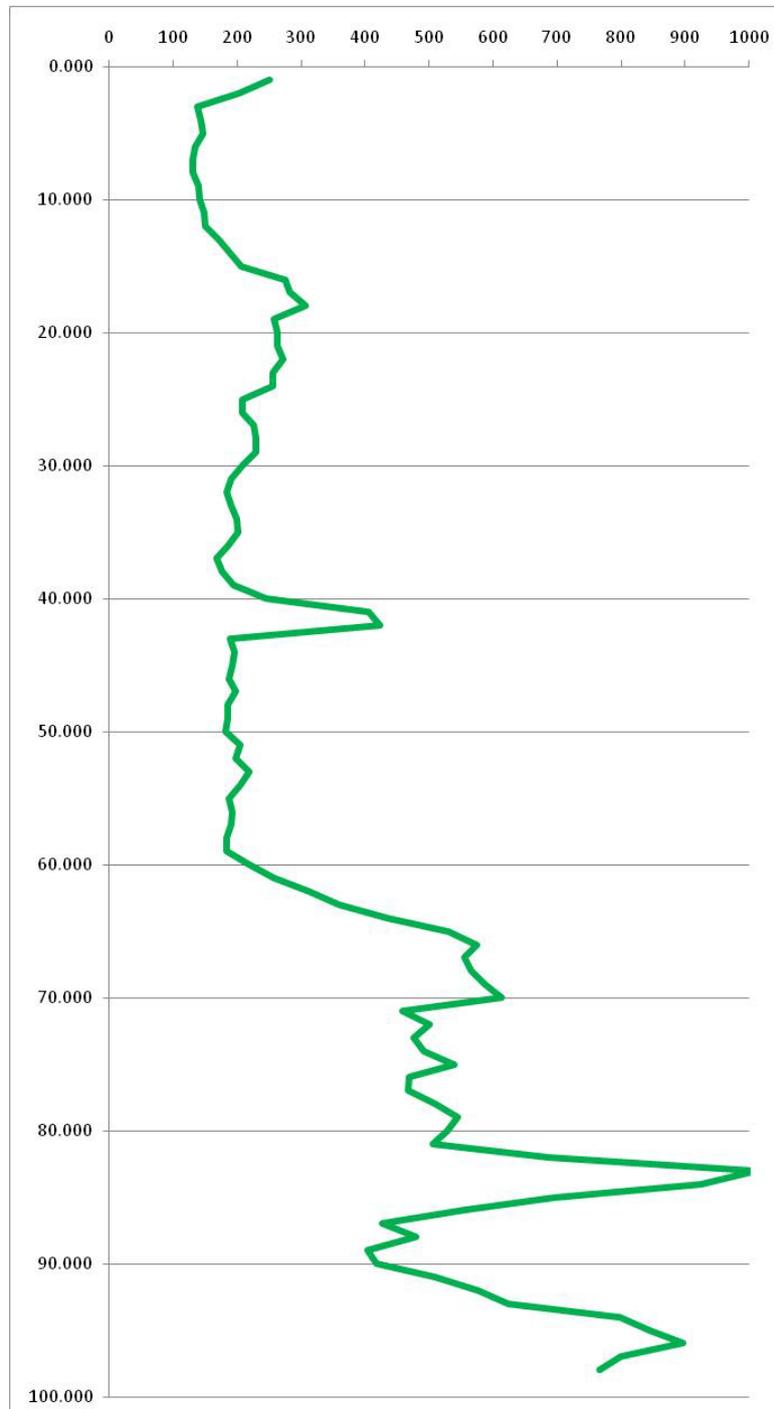
### 3.4.3 Risultati dal profilo delle velocità delle onde di taglio Vs

Per le schematizzazioni delle Pila 1, 2 e 3 e delle Pila 4, sono rappresentati I risultati in termini di:

- Valori medi di CRR e CSR come funzione di  $V_s$
- Valori medi di  $F_L = CRR/CSR$  con la profondità

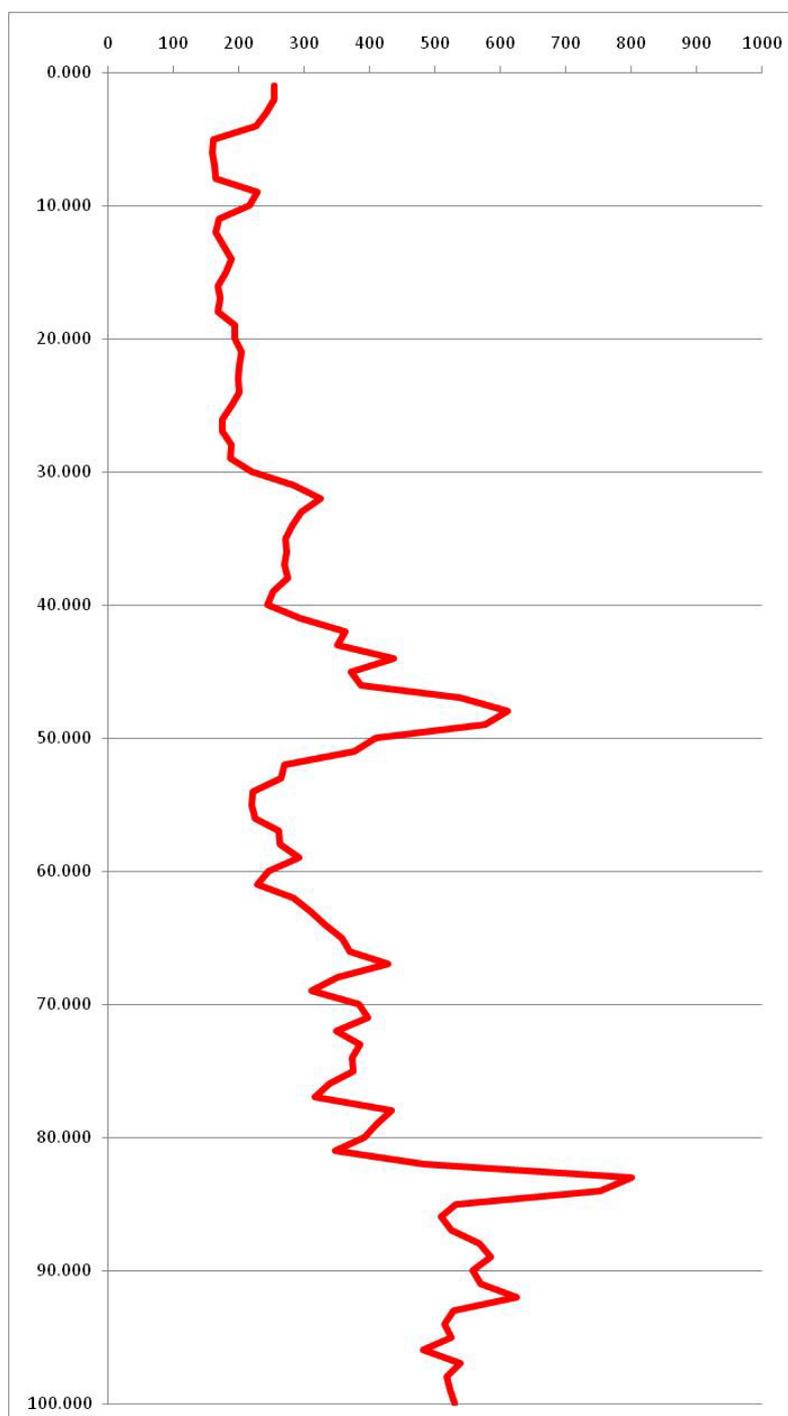
I valori medi dell'indice  $I_L$  ed il corrispondente potenziale di liquefazione sono riportati dalle Tabella 13 e Tabella 14.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

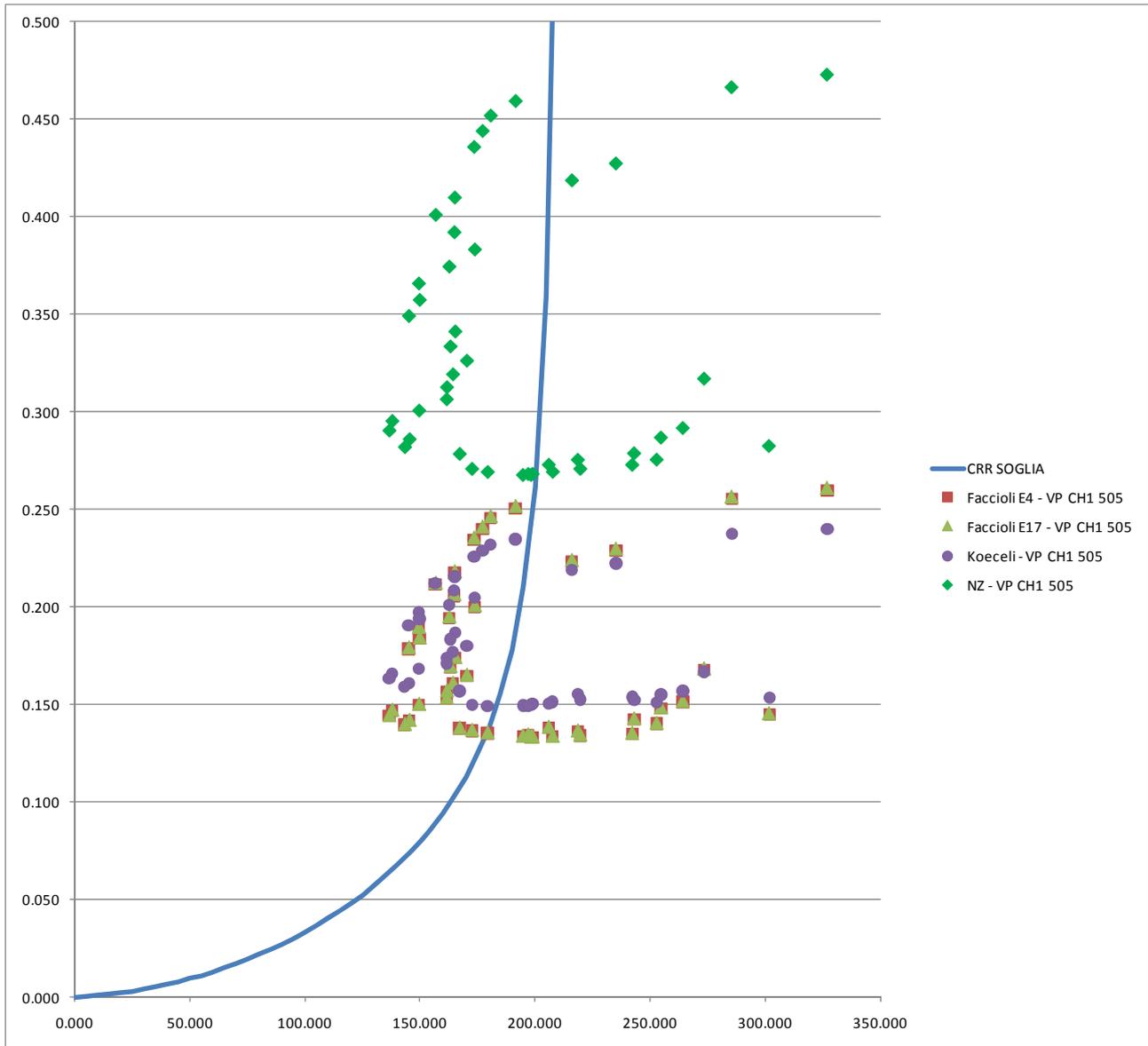


**Figura 10** Valori di Vs con la profondità determinati dalla prova cross-hole VP CH1 502 – pila 1, 2 e 3

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

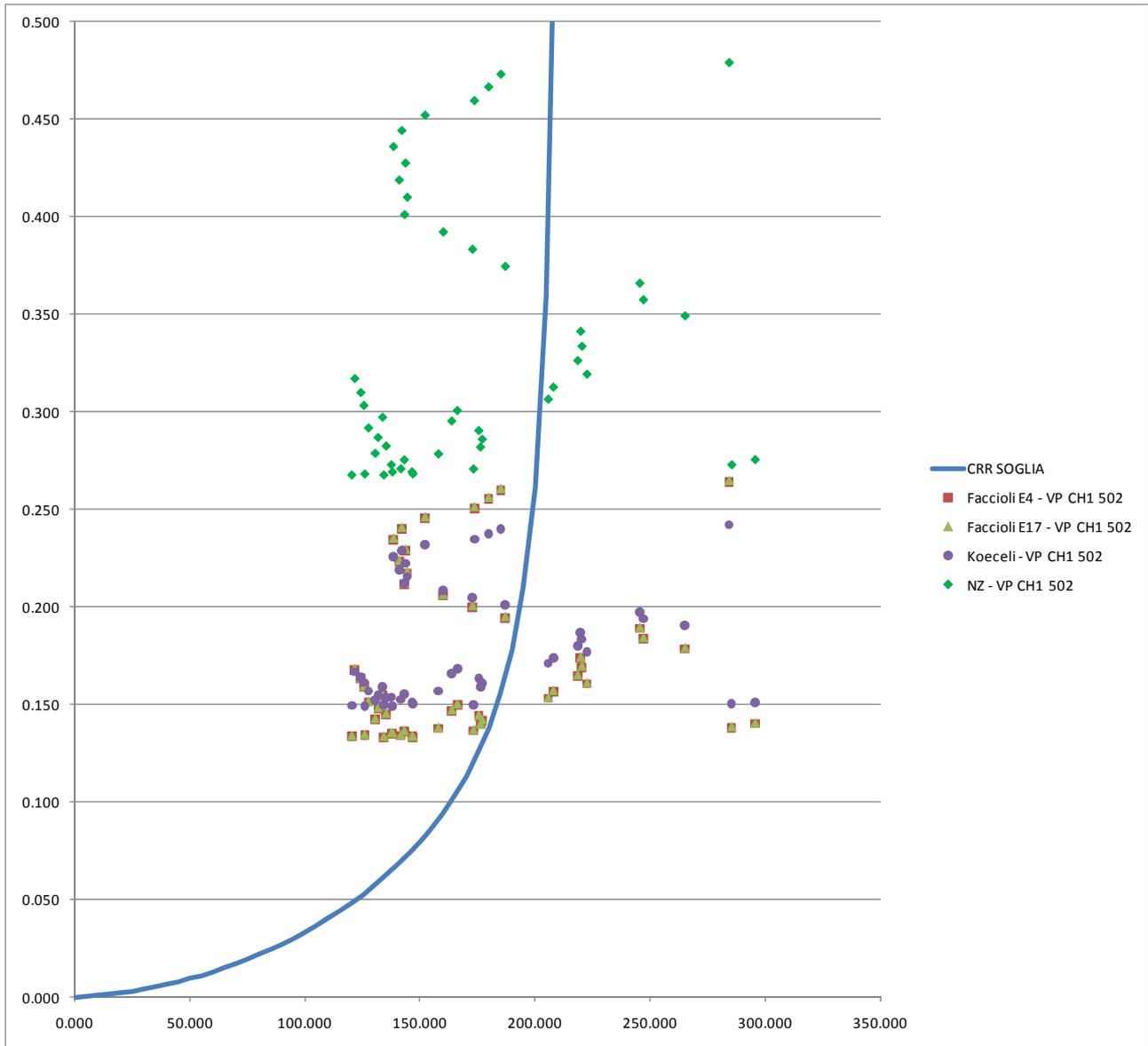


*Figura 11 Valori di Vs con la profondità determinati dalla prova cross-hole VP CH1 505 – pila 4*



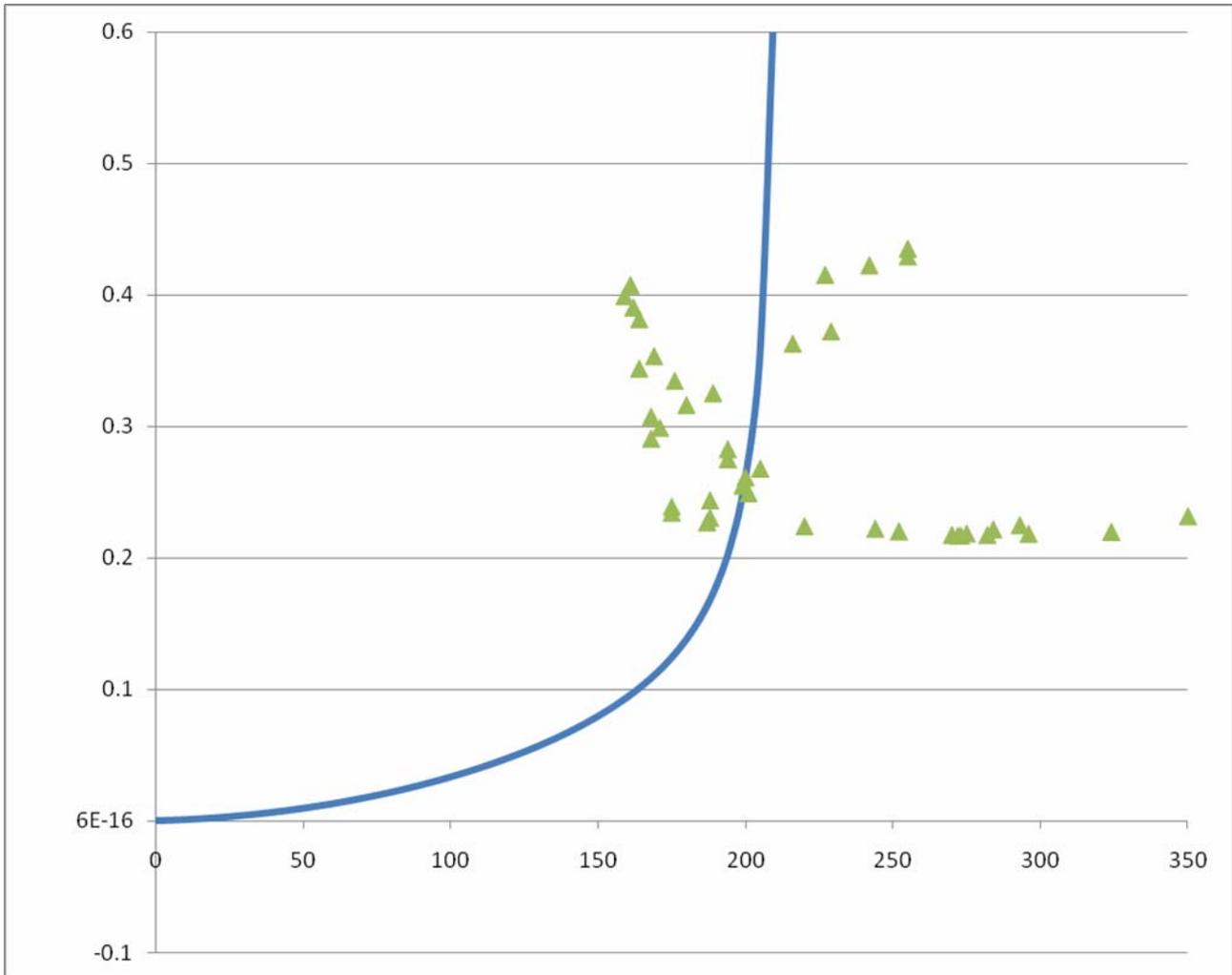
(a)





(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



(b)

**Figura 13** Valori medi di CRR e CSR in funzione di VS1 - pila 4 - (a) accelerogrammi selezionati, (b) amax NTC2008

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

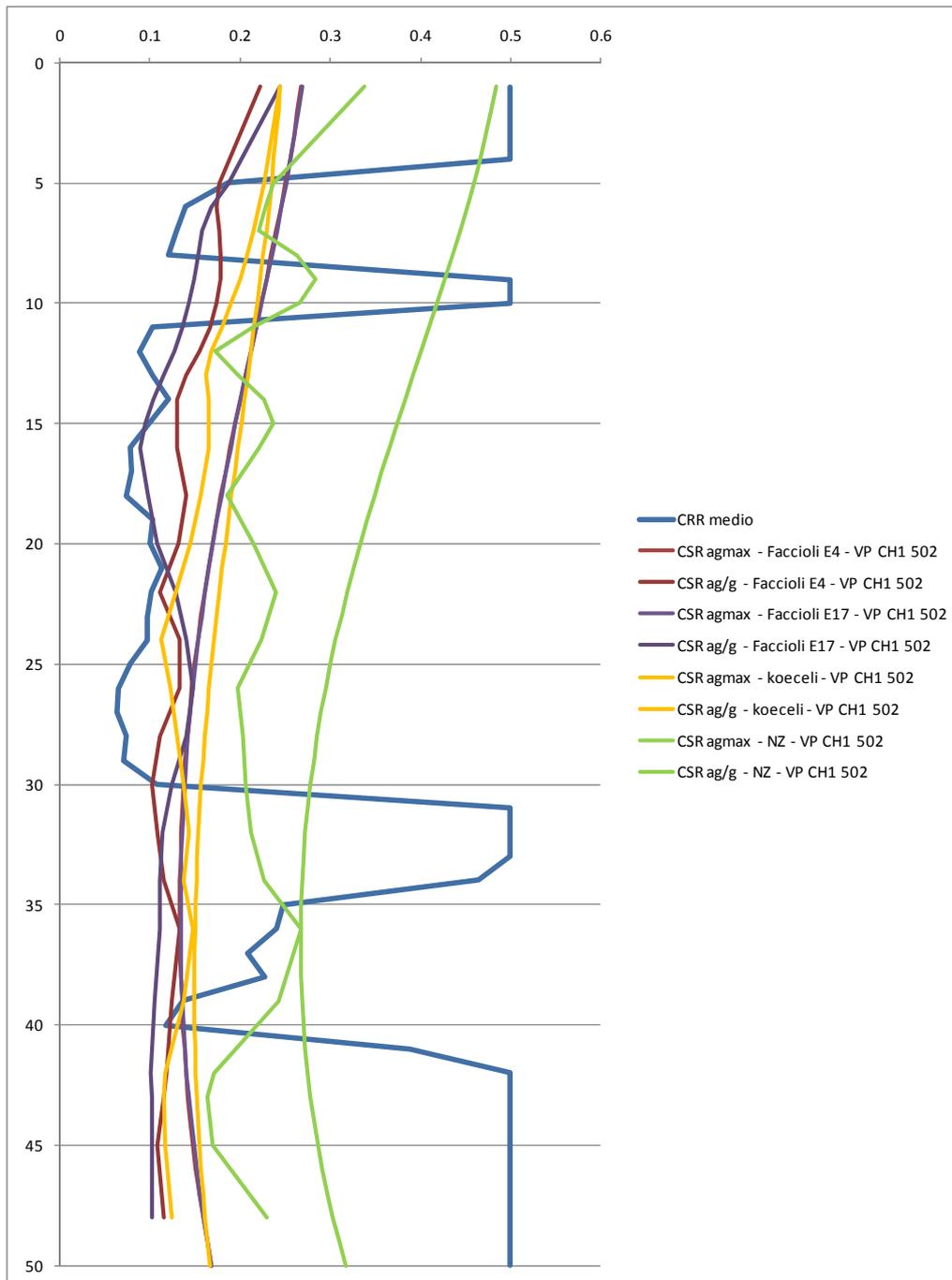
PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

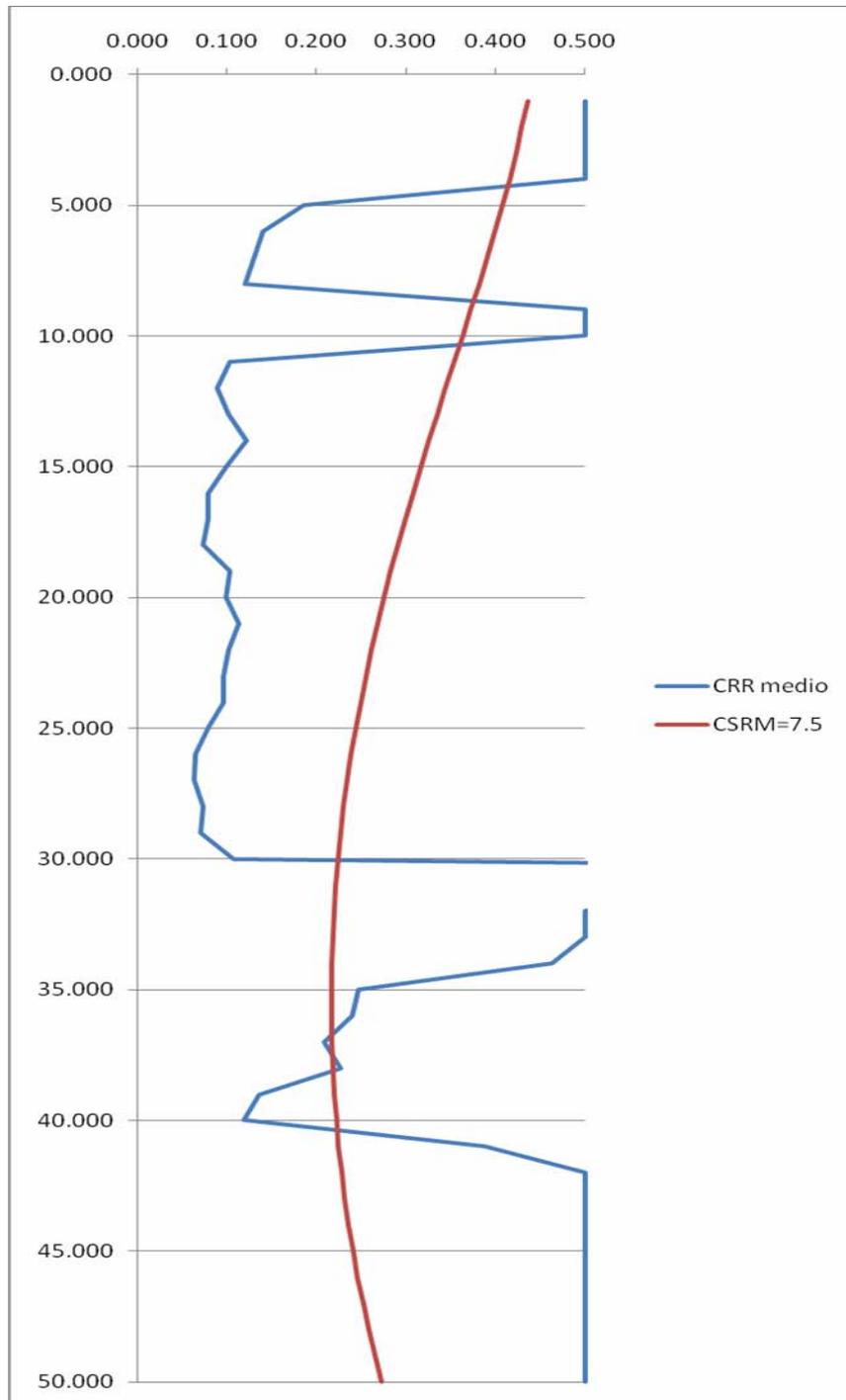
*Data*

20/06/2011



(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



(b)

**Figura 14** Valori medi di CRR e CSR con la profondità – pila 1, 2 e 3 - (a) accelerogrammi selezionati, (b) *amax* NTC2008

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

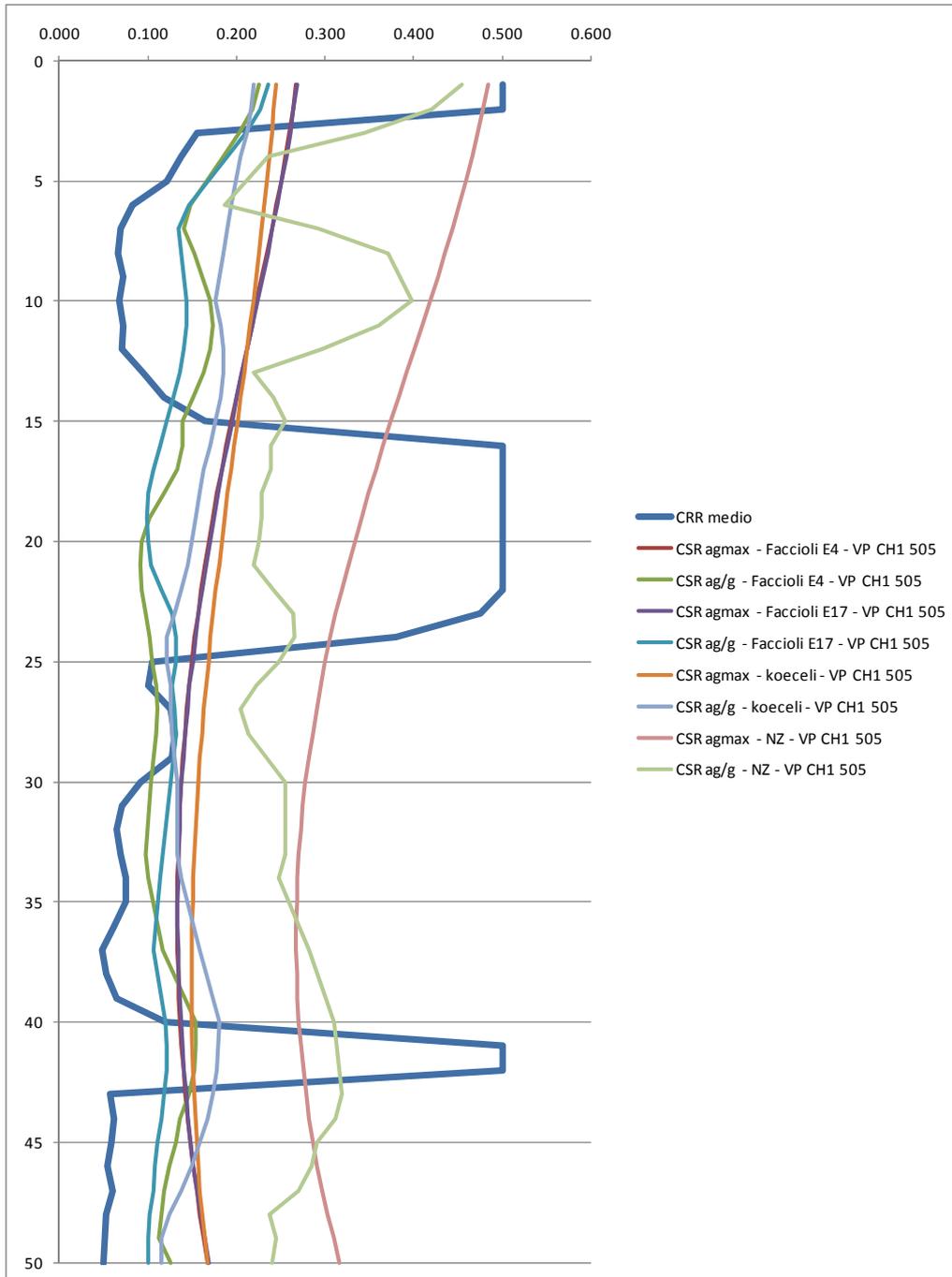
PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

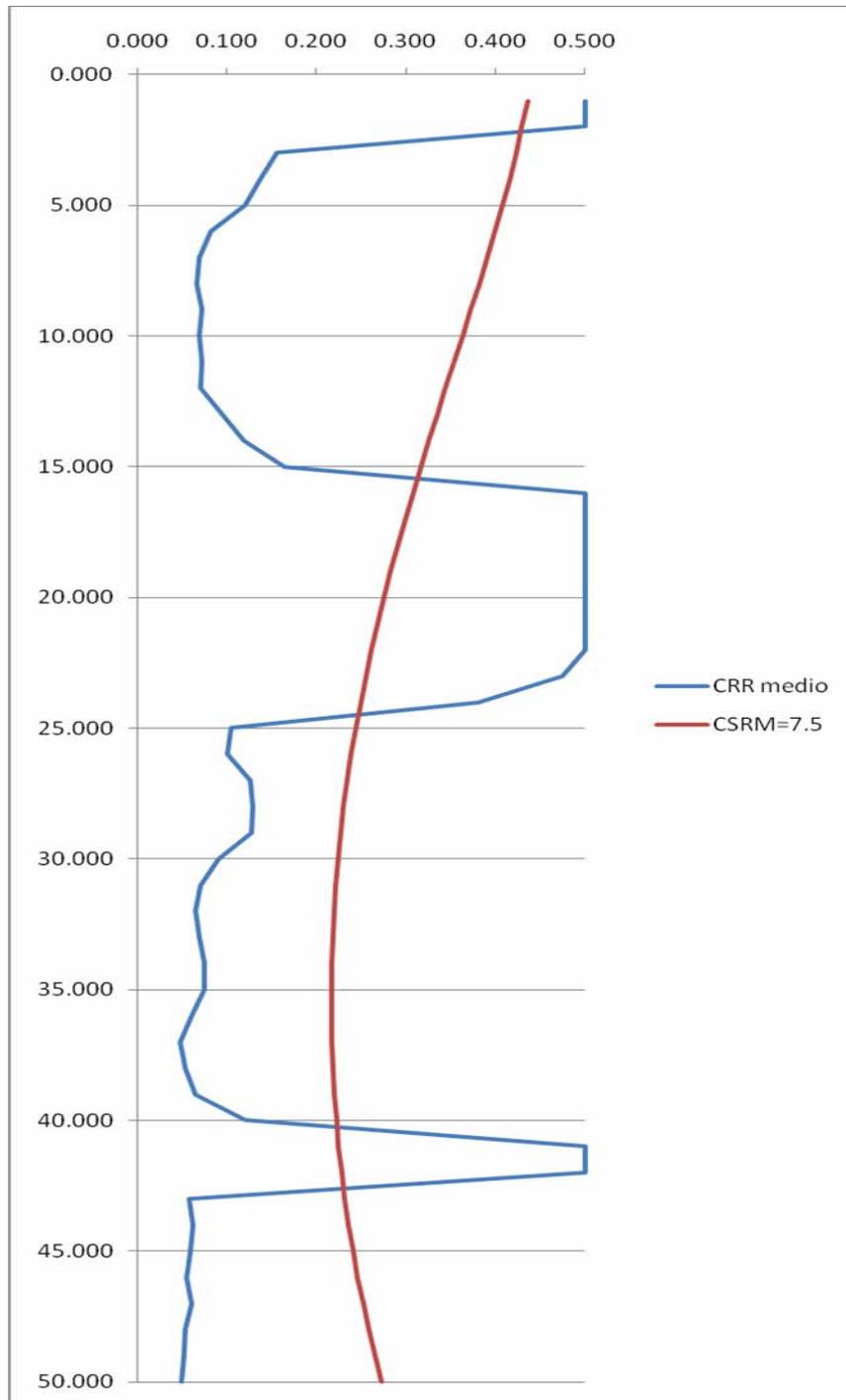
*Data*

20/06/2011



(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



(b)

**Figura 15 Valori medi di CRR e CSR con la profondità – pila 4 - (a) accelerogrammi selezionati, (b) amax NTC2008**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento PA0109_F0.doc	Rev. F0	Data 20/06/2011

IL da Vs	Faccioli E4	Faccioli E17	Koeceli	NZ
ag max	22.48	22.58	21.79	35.05
ag/g	11.44	6.77	17.49	20.92

*Tabella 13 Valore di IL in funzione di amax e del profilo di a relativamente agli accelerogrammi selezionati  
– pila 1, 2 e 3*

IL da Vs	Faccioli E4	Faccioli E17	Koeceli	NZ
ag max	40.92	41.03	39.68	55.03
profilo ag	23.84	21.78	28.03	36.97

*Tabella 14 Valore di IL in funzione di amax e del profilo di a relativamente agli accelerogrammi selezionati  
– pila 4*

### 3.5 Conclusioni

La caratterizzazione geotecnica del sito in esame (cfr. §1) ha dimostrato come lungo lo sviluppo del viadotto si registri una disuniformità lito-stratigrafica dovuta all'effetto graduale di risalita del tetto delle Sabbie e Ghiaie di Messina dalla struttura terminale dell'opera di attraversamento verso la spalla del viadotto stesso.

Date le caratteristiche geotecniche evidenziate per le due tipologie litologiche e data la presenza superficiale di falda si è concentrata l'attenzione sulle analisi riguardanti le pile 1, 2, 3 e 4.

L'analisi dei risultati sul potenziale di liquefazione è stata eseguita in primo luogo per i primi 20m da p.c per i quali si è valutato l'indice di liquefazione  $I_L$ . L'ipotesi dell'insorgere del pericolo di liquefazione è stata considerata anche per profondità maggiori soprattutto per le pile 1, 2 e 3 per le quali oltre i primi 20m ci si trova ancora all'interno dei Depositi Costieri.

Tutto lo studio è stato affinato, come visto, attraverso la determinazione dei profili delle resistenze cicliche direttamente dai profili di  $a_g$  lungo il profilo del terreno e fino al bedrock di calcolo. Questo ha permesso, nei primi 20m da p.c., di confermare e affinare il valore di  $I_L$  precedentemente valutato. L'approfondimento oltre i primi 20m è stato eseguito attraverso una ragionata valutazione dei confronti fra carichi ciclici e resistenze cicliche cosiccome indicato in Figura 7, Figura 9, Figura 13 e Figura 15.

Relativamente alla configurazione delle **pila 1, 2, 3** le analisi combinate dei valori riportati in Tabella 11 e Tabella 13 con Figura 7 e Figura 13 confermano un medio alto potenziale di collasso per liquefazione per i primi 20m da p.c (come espresso direttamente da  $I_L$ ). Tale assunzione si conferma fino a circa 30m da p.c. (come espresso dal confronto fra carichi ciclici e resistenze cicliche) oltre i quali poi invece si denota che i carichi ciclici sono pari se non inferiori alle

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

resistenza cicliche con un indice di liquefazione che si può ipotizzare nullo. In definitiva si prevede un intervento anti-liquefazione con trattamento dei terreni esterni ai diaframmi provvisori nelle modalità meglio esposte negli elaborati grafici specifici per i primi 30mt da p.c.

Relativamente alla configurazione della **pila 4** invece si è potuto fare affidamento su un numero maggiore di prove dinamiche e su un'unica prova statica di sito prossima all'area oggetto di studio. La prova statica di sito utilizzabile (VPCH1505) da risultati peggiori di quelli ottenuti con le prove dinamiche (VPCH1504, VPSPT508, VPSPT512 e S466) e non può non essere portata debitamente in conto in quanto rispetto alle prove dinamiche è quella che meno risente delle modalità realizzative. In questo senso, le analisi combinate dei valori riportati in Tabella 12 e Tabella 14 con Figura 9 e Figura 15, indicano che entro i primi 20m da p.c. (come espresso direttamente da  $I_L$ ) si registra un medio alto potenziale di collasso per liquefazione. Per quote superiore ai primi 20m da p.c. si registra un basso potenziale di collasso per liquefazione (come espresso dal confronto fra carichi ciclici e resistenze cicliche) con carichi ciclici sostanzialmente inferiori alle resistenza cicliche. A prescindere dai risultati ottenuti, per la natura, l'età e il leggero grado di cementazione presente in tale litotipo è altamente improbabile a tali quota da p.c. l'insorgere del fenomeno. In definitiva si prevede un intervento anti-liquefazione con trattamento dei terreni esterni ai diaframmi provvisori nelle modalità meglio esposte negli elaborati grafici specifici per i primi 20mt da p.c.

Con questo tutte le fondazioni ricadenti nel tratto pianeggiante a ridosso della costa vengono coerentemente trattate consci del fatto che tale area è l'unica, lungo il tracciato dell'opera, in cui durante il terremoto del 1908 si sono avuti fenomeni di liquefazione (Baratta 1910).

Relativamente, infine, alla configurazione della **pila 5 e spalla** in presenza di un ridotto numero di indagini si può ragionevolmente estrapolare il ragionamento fatto per la pila 4 rimarcando che tali strutture sono fondate a quote assolute più alte delle pile precedenti, sono fondate direttamente su Sabbie Ghiaie di Messina e non sono interessate superficialmente da falda. L'unica prova dinamica di sito utilizzabile (S9 della campagna di indagini 1984) conferma le risultanze della più prossima prova eseguita per la pila 4 (S466). Entrambe le prove danno valori elevati di SPT (attorno ai 90) e molto spesso giungono a rifiuto in maniera distribuita lungo l'altezza (il 60% delle prove vanno a rifiuto). Ciò conferma il graduale e sensibile miglioramento delle caratteristiche meccaniche delle fondazioni in direzione spalla e permette di asserire, per tali zone, che le strutture sono fondate su terreni molto densi che anche sotto falda presentano un potenziale di liquefazione nullo.

Rimarcando la necessità, ove necessario, di un intervento di consolidamento contro il pericolo di

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

liquefazione esteso in profondità fino alle quote da p.c. sopra indicate si rimanda agli elaborati grafici specifici per le indicazioni dettagliate sulla geometria ed il tipo di intervento previsto.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4 MATRICI DI RIGIDITÀ EQUIVALENTE

### 4.1 Premessa

Di seguito si riporta la valutazione dei coefficienti di rigidezza elastica che rappresentano il comportamento globale del sistema suolo-fondazione per i punti di contatto del viadotto con la superficie del terreno.

Il risultato è rappresentato da una specifica matrice dei coefficienti di rigidezza associata ad ogni punto di contatto. Tale matrice contiene i coefficienti di rigidezza relativa a forze e momenti per gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti.

I punti di contatto considerati nel presente studio sono le fondazioni del viadotto Pantano (fondazione in cls ed area trattata interna ai diaframmi provvisionali) trascurando in maniera conservativa il contributo, ove presente, del trattamento a nido d'ape anti-liquefazione esterno ai diaframmi provvisionali.

I coefficienti di rigidezza sono stati valutati utilizzando soluzioni sviluppate per le fondazioni rigide approfondite in uno strato elastico di profondità finita comprensiva del trattamento di jet-grouting interno ai diaframmi di consolidamento e anti-liquefazione.

Le proprietà elastiche dello strato elastico sono state calibrate, ove possibile, facendo corrispondere gli spostamenti forniti dalle soluzioni elastiche con quelli ottenuti da apposite analisi statiche e sismiche su modelli tridimensionali non lineari agli elementi finiti (vedi analisi Matrici di rigidità equivalente opera di attraversamento - CG1000-P-RB-D-P-SB-A2-00-00-00-00-01\_A-01).

In accordo con la caratterizzazione geotecnica riportata nel §1 e con le considerazioni fatte nel §3 in merito alla suddivisione di comportamento geotecnico fra le varie pile e la spalla anche per questa trattazione l'analisi è stata svolta per tipologie omogenee come indicato nel seguente §4.4.

### 4.2 Valutazione dei coefficienti di rigidezza

Gazetas (1991) fornisce le espressioni per le impedenze dinamiche di una fondazione approfondita in uno strato elastico. La rigidità statica può essere valutata utilizzando queste soluzioni, indicando come unitario il fattore di amplificazione dinamica ed annullando i coefficienti di smorzamento.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le soluzioni per una fondazione approfondita in uno strato elastico sono espresse da Gazetas solo per le forme circolari e per le fondazioni nastriformi. Le fondazioni hanno forma rettangolare per cui la definizione delle rigidità è stata eseguita attraverso le seguenti operazioni:

- Si approssima la fondazione reale con una equivalente avente forma di rettangolo circoscritto;
- Si valuta il coefficiente di rigidità  $k_{(shallow-r)}$  per la fondazione equivalente rettangolare appoggiata sulla superficie di un semi spazio elastico;
- Si valuta il raggio  $R_{eq}$  equivalente di una fondazione circolare poggiante sulla superficie di un semi spazio elastico;
- Si calcola il coefficiente di rigidità  $k_{(emb-c)}$  della fondazione equivalente circolare appoggiata sulla superficie di un semi spazio elastico;
- Si modifica la rigidità valutata come al punto precedente attraverso un coefficiente che tiene conto del grado di approfondimento della fondazione con valutazione quindi della rigidità finale  $k_{(emb-c)}$ ;
- per confronto si modifica il coefficiente di rigidità valutato al primo punto attraverso un coefficiente che tiene conto del grado di approfondimento della fondazione con valutazione del coefficiente  $k_{(emb-r)}$  per una fondazione rettangolare approfondita in un semi spazio elastico.

I calcoli descritti precedentemente devono essere eseguiti per ciascuno dei sei gradi di libertà della fondazione rigida. Si noti che il valore del raggio equivalente dipende dal grado di libertà che viene preso in considerazione.

Le espressioni analitiche utilizzate per i sei gradi di libertà sono riportate in Appendice A. Essi utilizzano un sistema di riferimento  $(x, y, z)$  in cui l'asse  $z$  è verticale e orientato verso il basso, l'asse  $y$  è orizzontale, parallelo all'asse longitudinale del viadotto ed orientato dalla Sicilia alla Calabria, l'asse  $x$  è orizzontale ed è orientato verso est. Rotazioni e momenti sono indicati con l'asse di rotazione.

La matrice di rigidità è stata innanzitutto valutata alla base del trattamento in jet-grouting e poi è stata trasformata per fornire il rapporto forza-spostamento in corrispondenza del centro di massa del sistema fondale (fondazione + trattamento).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La calibrazione dei coefficienti di rigidezza è stata effettuata utilizzando come riferimento i risultati dei calcoli preliminari ad elementi finiti del comportamento statico delle fondazioni del viadotto. In questo senso le fondazione del viadotto, nell'analisi tridimensionale agli elementi finiti, sono state caricate verticalmente e sul piano longitudinale. In queste analisi numeriche il comportamento meccanico del terreno è stato modellato con un modello costitutivo elasto-plastico a comportamento isotropo e di un criterio di rottura Mohr-Coulomb. I carichi sono stati applicati in steps per catturare il comportamento non lineare del sistema terreno-fondazione.

Le espressioni fornite nell'Appendice A, in base alla teoria dell'elasticità, sono state utilizzate per calcolare la matrice di rigidezza che riproduceva il rapporto tra gli spostamenti / rotazioni  $y, z, r_x$ , e le corrispondenti forze / momento calcolate con il metodo degli elementi finiti.

Questa ottimizzazione è stata condotta variando il modulo di taglio G (il coefficiente di Poisson è stato fissato a 0,20) fino a quando non si è raggiunto un buon accordo tra l'insieme di forze calcolate e quelle ottenute con il metodo agli elementi finiti o, equivalentemente, tra gli spostamenti ottenuti con il metodo agli elementi finiti e gli spostamenti calcolati invertendo la matrice di rigidezza.

Una volta che la taratura è stata completata, lo stesso modulo di taglio equivalente è stato utilizzato per calcolare i coefficienti di rigidezza per i restanti gradi di libertà.

### 4.3 Riferimenti

Gazetas G. (1991). Foundation vibrations. In: *Foundation Engineering Handbook, 2<sup>nd</sup> edition*, H.-Y. Fang, ed., Van Nostrand Reinhold, New York, 553-593.

### 4.4 Riepilogo

#### 4.4.1 Pile 1, 2, 3

$K_z$	<b>7.447E+06</b>	kN/m	rigidezza elastica molla verticale		
$K_x$	<b>7.455E+06</b>	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale		
$K_y$	<b>7.915E+06</b>	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale		
$K_{rx}$	<b>6.553E+08</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale		
$K_{ry}$	<b>1.703E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale		
$K_{rz}$	<b>2.555E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale		

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

#### 4.4.2 Pile 4 e 5

$K_z$	<b>1.490E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla verticale		
$K_x$	<b>1.547E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale		
$K_y$	<b>1.642E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale		
$K_{rx}$	<b>1.390E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale		
$K_{ry}$	<b>3.620E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale		
$K_{rz}$	<b>5.535E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale		

#### 4.4.3 Spalla

$K_z$	<b>1.693E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla verticale		
$K_x$	<b>1.211E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale		
$K_y$	<b>1.324E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale		
$K_{rx}$	<b>1.272E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale		
$K_{ry}$	<b>9.449E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale		
$K_{rz}$	<b>9.767E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale		

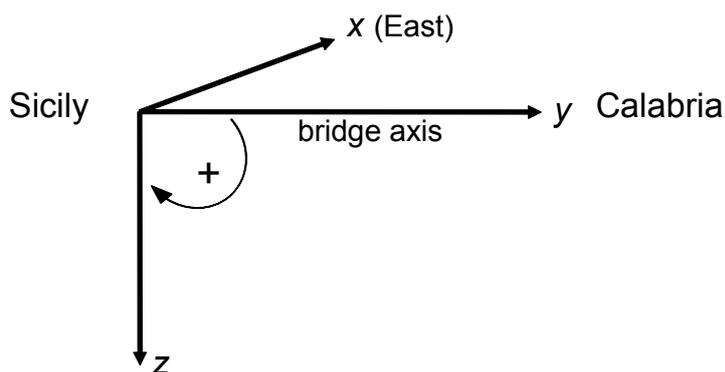
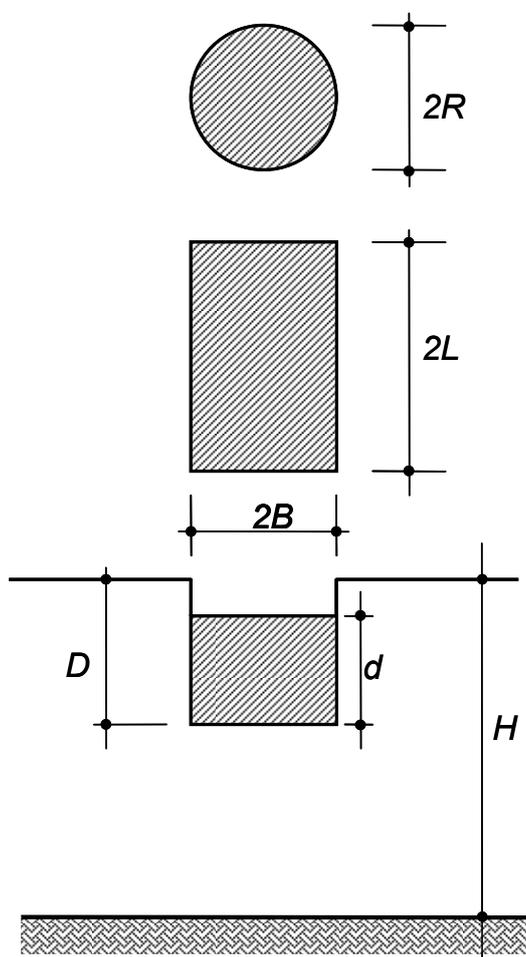


Figura 16 Riferimento utilizzato nelle calcolazioni.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



*Figura 17* Disposizione schematica di una fondazione rettangolare approfondita in un semi-spazio elastico

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4.5 Allegato A

### 1. Vertical translation: z direction

#### 1. a Shallow rectangular foundation on elastic layer

$$k_{z(\text{shallow-r})} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54(\chi)^{3/4} \right] \cdot \left( 1 + \frac{B/H}{0.5 + \chi} \right)$$

$$\chi = \frac{A_b}{4L^2}$$

#### 1. b Shallow circular foundation on elastic layer

$$k_{z(\text{shallow-c})} = \frac{4GR}{1-\nu} \left( 1 + 1.3 \frac{R}{H} \right)$$

#### 1. c Equivalence for $H \rightarrow \infty$

$$R_{\text{eq}(z)} = \frac{L}{2} \left[ 0.73 + 1.54(\chi)^{3/4} \right]$$

#### 1. d Embedded equivalent circular foundation on elastic layer

$$k_{z(\text{emb-c})} = k_{z(\text{shallow-c})} \left( 1 + 0.55 \frac{d}{R_{\text{eq}(z)}} \right) \cdot \left[ 1 + \left( 0.85 - 0.28 \frac{D}{R_{\text{eq}(z)}} \right) \cdot \frac{D}{H-D} \right]$$

#### 1. e Embedded rectangular foundation on elastic half-space (for comparison)

$$k_{z(\text{emb-r})} = k_{z(\text{shallow-r})} \left[ 1 + \frac{1}{21} \cdot \frac{D}{B} (1 + 1.3\chi) \right] \cdot \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$$

$$A_w = \text{perimeter} \cdot d$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 2. Horizontal translation: y direction

### 2. a Shallow rectangular foundation on elastic half-space

$$k_{y(\text{shallow-r})} = \frac{2GL}{2-\nu} \left( 2 + 2.5\chi^{0.85} \right)$$

$$\chi = \frac{A_b}{4L^2}$$

### 2. b Shallow circular foundation on elastic layer

$$k_{y(\text{shallow-c})} = \frac{8GR}{2-\nu} \left( 1 + 0.5 \frac{R}{H} \right)$$

### 2. c Equivalence for $H \rightarrow \infty$

$$R_{\text{eq}(y)} = \frac{L}{4} \left( 2 + 2.5\chi^{0.85} \right)$$

### 2. d Embedded equivalent circular foundation on elastic layer

$$k_{y(\text{emb-c})} = k_{y(\text{shallow-c})} \left( 1 + \frac{d}{R_{\text{eq}(y)}} \right) \cdot \left( 1 + 1.25 \frac{D}{H} \right)$$

### 2. e Embedded rectangular foundation on elastic half-space (for comparison)

$$k_{y(\text{emb-r})} = k_{y(\text{shallow-r})} \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{d}{B} \cdot \frac{A_w}{L^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$A_w = \text{perimeter} \cdot d$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 3. Horizontal translation: x direction

#### 3. a Shallow rectangular foundation on elastic half-space

$$k_{x(\text{shallow-r})} = k_{y(\text{shallow-r})} - \frac{0.2GL}{0.75 - \nu} (1 - \chi)$$

#### 3. b Shallow circular foundation on elastic layer

$$k_{x(\text{shallow-c})} = k_{y(\text{shallow-c})} = \frac{8GR}{2 - \nu} \left( 1 + 0.5 \frac{R}{H} \right)$$

#### 3.c Equivalence for $H \rightarrow \infty$

$$R_{\text{eq}(x)} = \frac{L}{8} \left[ 2 \cdot \left( 2 + 2.5\chi^{0.85} \right) - \frac{0.2 \cdot (2 - \nu)}{0.75 - \nu} (1 - \chi) \right]$$

#### 3.d Embedded equivalent circular foundation on elastic layer

$$k_{x(\text{emb-c})} = k_{y(\text{emb-c})} = k_{y(\text{shallow-c})} \left( 1 + \frac{d}{R_{\text{eq}(x)}} \right) \cdot \left( 1 + 1.25 \frac{D}{H} \right)$$

#### 3.e Embedded rectangular foundation on elastic half-space (for comparison)

$$k_{x(\text{emb-r})} = k_{x(\text{shallow-r})} \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{d}{B} \cdot \frac{A_w}{L^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$A_w = \text{perimeter} \cdot d$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 4. Rotation around x axis

##### 4.a Shallow rectangular foundation on elastic half-space

$$k_{rx(\text{shallow-r})} = \frac{G}{1-\nu} \cdot I_{bx}^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L}\right)$$

$I_{bx}$  = area moment of inertia of the foundation – soil contact surface around the x axis

$$I_{bx} = 2 \frac{\pi R^4}{4} \text{ for Tower foundations}$$

$$I_{bx} = 2L \frac{(2B)^3}{12} \text{ for Anchor Blocks}$$

##### 4.b Shallow circular foundation on elastic layer

$$k_{rx(\text{shallow-c})} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \cdot \left(1 + 0.17 \frac{R}{H}\right)$$

##### 4.c Equivalence for $H \rightarrow \infty$

$$R_{eq(rx)} = \left[ \frac{3}{8} I_{bx}^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L}\right) \right]^{1/3}$$

##### 4.d Embedded equivalent circular foundation on elastic layer

$$k_{rx(\text{emb-c})} = k_{rx(\text{shallow-c})} \cdot \left(1 + 2 \frac{d}{R_{eq(rx)}}\right) \cdot \left(1 + 0.65 \frac{D}{H}\right)$$

##### 4.e Embedded rectangular foundation on elastic half-space (for comparison)

$$k_{rx(\text{emb-r})} = k_{rx(\text{shallow-r})} \cdot \left\{ 1 + 1.26 \frac{d}{B} \left[ 1 + \frac{d}{B} \left(\frac{d}{B}\right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5. Rotation around axis y

### 5.a Shallow rectangular foundation on elastic half-space

$$k_{ry(\text{shallow-r})} = \frac{G}{1-\nu} \cdot I_{by}^{0.75} 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15}$$

$I_{by}$  = area moment of inertia of the foundation – soil contact surface around the y axis

$$I_{by} = 2 \left[ \frac{\pi R^4}{4} + \pi R^2 \left( \frac{s}{2} \right)^2 \right] \text{ for Tower foundations with } s = \text{spacing between footings}$$

$$I_{bx} = 2B \frac{(2L)^3}{12} \text{ for Anchor Blocks}$$

### 5.b Shallow circular foundation on elastic layer

$$k_{ry(\text{shallow-c})} = k_{rx(\text{shallow-c})} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \cdot \left( 1 + 0.17 \frac{R}{H} \right)$$

### 5.c Equivalence for $H \rightarrow \infty$

$$R_{eq(ry)} = \left[ \frac{3}{8} I_{by}^{0.75} 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]^{1/3}$$

### 5.d Embedded equivalent circular foundation on elastic layer

$$k_{ry(\text{emb-c})} = k_{ry(\text{shallow-c})} \cdot \left( 1 + 2 \frac{d}{R_{eq(ry)}} \right) \cdot \left( 1 + 0.65 \frac{D}{H} \right)$$

### 5.e Embedded rectangular foundation on elastic half-space (for comparison)

$$k_{ry(\text{emb-r})} = k_{ry(\text{shallow-r})} \cdot \left\{ 1 + 0.92 \left( \frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + \left( \frac{d}{L} \right)^{1.9} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \right\}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6. Rotation around vertical z axis

### 6.a Shallow rectangular foundation on elastic half-space

$$k_{rz(\text{shallow-r})} = G \cdot I_b^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$$

$I_b = I_{bx} + I_{by}$  = polar moment of inertia of the soil – foundation contact surface

### 6.b Shallow circular foundation on elastic layer

$$k_{rz(\text{shallow-c})} = \frac{16GR^3}{3} \cdot \left( 1 + 0.10 \frac{R}{H} \right)$$

### 6.c Equivalence for $H \rightarrow \infty$

$$R_{\text{eq}(rz)} = \left\{ \frac{3}{16} I_b^{0.75} \left[ 4 + 11 \cdot \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \right\}^{1/3}$$

### 6.d Embedded equivalent circular foundation on elastic layer

$$k_{rz(\text{emb-c})} = k_{rz(\text{shallow-c})} \cdot \left( 1 + 2.67 \frac{d}{R_{\text{eq}(rz)}} \right)$$

### 6.e Embedded rectangular foundation on elastic half-space (for comparison)

$$k_{rz(\text{emb-r})} = k_{rz(\text{shallow-r})} \left[ 1 + 1.4 \cdot \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \cdot \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9} \right]$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7. 2D versus 3D equivalence (used for Anchor Blocks)

### 7.a Embedded strip foundation on elastic layer

$$k_{y(\text{emb-strip})}^{2D} = \frac{0.73G}{1-\nu} \left(1 + 3.5 \frac{B}{H}\right) \cdot \left(1 + 0.5 \frac{d}{B}\right) \cdot \left(1 + 1.5 \frac{D}{H}\right)$$

$$\text{displacement: } u^{2D} = \frac{T^{2D}}{k_{y(\text{emb-strip})}^{2D}}$$

with  $T^{2D} = T^{3D}/L$  and  $L = 100$  m

### 7.b Embedded equivalent circular foundation on elastic layer

$$k_{y(\text{emb-c})}^{3D} = k_{y(\text{shallow-c})} \left(1 + \frac{d}{R_{eq}}\right) \cdot \left(1 + 1.25 \frac{D}{H}\right)$$

$$\text{displacement: } u^{3D} = \frac{T^{3D}}{k_{y(\text{emb-c})}^{3D}}$$

### 7.c Displacement correction factor

$$\frac{u^{3D}}{u^{2D}} = \frac{T^{3D}}{T^{2D}} \cdot \frac{k_{y(\text{emb-strip})}^{2D}}{k_{y(\text{emb-c})}^{3D}} = L \cdot \frac{k_y^{2D}}{k_y^{3D}} = \mu$$

$$u^{3D} = \mu \cdot u^{2D}$$

### 4.6 Allegato B – pile 1, 2, 3

$K_z$	7.447E+06	kN/m	rigidezza elastica molla verticale	$C_z$	1.343E-07	m/kN	spostamento verticale
$K_x$	7.455E+06	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale	$C_x$	1.341E-07	m/kN	spostamento trasversale
$K_y$	7.915E+06	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale	$C_y$	1.263E-07	m/kN	spostamento longitudinale
$K_{rx}$	6.553E+08	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale	$C_{rx}$	1.526E-09	1/kNm	rotazione longitudinale
$K_{ry}$	1.703E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale	$C_{ry}$	5.872E-10	1/kNm	rotazione trasversale
$K_{rz}$	2.555E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale	$C_{rz}$	3.914E-10	1/kNm	rotazione torsionale
<b>VIADOTTO PANTANO</b>							
<b>Elastic solution</b>							
total area		A	525.00 m <sup>2</sup>				
equivalent rectangle							
half width		B	7.50 m	along y			
half length		L	17.50 m	along x			
		$\chi$	0.429				
embedment		D	30.00 m				
		d	6.00 m				
		h	27.00 m				
		Aw	600.00 m <sup>2</sup>				
thickness of layer		H	50.00 m				
		B/H	0.150 m				
shear modulus		G	60.00 MPa				
Poisson's ratio		$\nu$	0.20				
Young's modulus		E	144.00 MPa				
<b>vertical displacement (z)</b>				<b>torsion (rz)</b>			
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_z$ (shallow, r)	4712.94 MN/m		polar moment of inertia	$I_{px}$	63437.50 m <sup>4</sup>	
shallow circular foundation on elastic half space	$K_z$ (shallow, c)	5484.32 MN/m		shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (shallow, r)	969129.26 MNm	
Equivalent radius (H->∞)	$R_{eq(z)}$	13.53 m		shallow circular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (shallow, c)	997172.12 MNm	
embedded circular foundation on elastic half space	$K_z$ (emb, c)	8178.03 MN/m	8.178E+06 kN/m	Equivalent radius (H->∞)	$R_{eq(rz)}$	14.47 m	
embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_z$ (emb, r)	7446.74 MN/m	7.447E+06 kN/m	embedded circular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (emb, c)	2101306.83 MNm	2.101E+09 kNm
				embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (emb, r)	2554725.80 MNm	2.555E+09 kNm
<b>horizontal displacement (y)</b> (along the bridge)				<b>horizontal displacement (x)</b> (across the bridge)			
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_y$ (shallow, r)	3752.74 MN/m		shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_x$ (shallow, r)	3534.56 MN/m	
shallow circular foundation on elastic half space	$K_y$ (shallow, c)	4280.85 MN/m		shallow circular foundation on elastic half space	$K_x$ (shallow, c)	4003.05 MN/m	
Equivalent radius (H->∞)	$R_{eq(y)}$	14.07 m		Equivalent radius (H->∞)	$R_{eq(x)}$	13.25 m	
embedded circular foundation on elastic half space	$K_y$ (emb, c)	10685.53 MN/m	1.069E+07 kN/m	embedded circular foundation on elastic half space	$K_x$ (emb, c)	10176.46 MN/m	1.018E+07 kN/m
embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_y$ (emb, r)	7914.98 MN/m	7.915E+06 kN/m	embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_x$ (emb, r)	7454.80 MN/m	7.455E+06 kN/m
<b>rotation around x (rx)</b>				<b>rotation around y (ry)</b>			
moment of inertia		$I_{px}$	9843.75 m <sup>4</sup>	moment of inertia		$I_{py}$	53593.75 m <sup>4</sup>
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (shallow, r)	239485.34 MNm		shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (shallow, r)	899942.26 MNm	
shallow circular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (shallow, c)	248131.85 MNm		shallow circular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (shallow, c)	950457.42 MNm	
Equivalent radius (H->∞)	$R_{eq(rx)}$	10.62 m		Equivalent radius (H->∞)	$R_{eq(ry)}$	16.51 m	
embedded circular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (emb, c)	734661.77 MNm	7.347E+08 kNm	embedded circular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (emb, c)	2281421.60 MNm	2.281E+09 kNm
embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (emb, r)	655322.15 MNm	6.553E+08 kNm	embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (emb, r)	1702997.24 MNm	1.703E+09 kNm

## 4.1 Allegato C – pile 4 e 5

$K_z$	1.490E+07	kN/m	rigidezza elastica molla verticale	$C_z$	6.709E-08	m/kN	spostamento verticale	
$K_x$	1.547E+07	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale	$C_x$	6.465E-08	m/kN	spostamento trasversale	
$K_y$	1.642E+07	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale	$C_y$	6.089E-08	m/kN	spostamento longitudinale	
$K_{rx}$	1.390E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale	$C_{rx}$	7.192E-10	1/kNm	rotazione longitudinale	
$K_{ry}$	3.620E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale	$C_{ry}$	2.763E-10	1/kNm	rotazione trasversale	
$K_{rz}$	5.535E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale	$C_{rz}$	1.807E-10	1/kNm	rotazione torsionale	
<b>VIADOTTO PANTANO</b>								
<b>Elastic solution</b>								
total area	A	525.00	m <sup>2</sup>					
equivalent rectangle								
half width	B	7.50	m	along y				
half length	L	17.50	m	along x				
	$\chi$	0.429						
embedment	D	20.00	m					
	d	6.00	m					
	h	17.00	m					
	Aw	600.00	m <sup>2</sup>					
thickness of layer	H	50.00	m					
	B/H	0.150	m					
shear modulus	G	130.00	MPa					
Poisson's ratio	$\nu$	0.20						
Young's modulus	E	312.00	MPa					
<b>vertical displacement (z)</b>				<b>torsion (rz)</b>				
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_z$ (shallow, r)	10211.38	MN/m	polar moment of inertia	$I_{px}$	63437.50	m <sup>4</sup>	
shallow circular foundation on elastic half space	$K_z$ (shallow, c)	11882.69	MN/m	shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (shallow, r)	2099780.07	MNm	
Equivalent radius (H→∞)	$R_{eq(z)}$	13.53	m	shallow circular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (shallow, c)	2160539.59	MNm	
embedded circular foundation on elastic half space	$K_z$ (emb, c)	17866.69	MN/m	Equivalent radius (H→∞)	$R_{eq(rz)}$	14.47	m	
embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_z$ (emb, r)	14904.34	MN/m	embedded circular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (emb, c)	4552831.47	MNm	
			1.787E+07	kN/m	embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (emb, r)	5535239.24	MNm
			1.490E+07	kN/m			5.535E+09	kNm
<b>horizontal displacement (y)</b> (along the bridge)				<b>horizontal displacement (x)</b> (across the bridge)				
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_y$ (shallow, r)	8130.93	MN/m	shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_x$ (shallow, r)	7658.21	MN/m	
shallow circular foundation on elastic half space	$K_y$ (shallow, c)	9275.18	MN/m	shallow circular foundation on elastic half space	$K_x$ (shallow, c)	8673.27	MN/m	
Equivalent radius (H→∞)	$R_{eq(y)}$	14.07	m	Equivalent radius (H→∞)	$R_{eq(x)}$	13.25	m	
embedded circular foundation on elastic half space	$K_y$ (emb, c)	19844.56	MN/m	embedded circular foundation on elastic half space	$K_x$ (emb, c)	18899.15	MN/m	
embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_y$ (emb, r)	16422.90	MN/m	embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_x$ (emb, r)	15468.08	MN/m	
			1.984E+07	kN/m			1.890E+07	kN/m
			1.642E+07	kN/m			1.547E+07	kN/m
<b>rotation around x (rx)</b>				<b>rotation around y (ry)</b>				
moment of inertia	$I_{bx}$	9843.75	m <sup>4</sup>	moment of inertia	$I_{by}$	53593.75	m <sup>4</sup>	
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (shallow, r)	518884.91	MNm	shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (shallow, r)	1949874.89	MNm	
shallow circular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (shallow, c)	537619.02	MNm	shallow circular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (shallow, c)	2059324.42	MNm	
Equivalent radius (H→∞)	$R_{eq(rx)}$	10.62	m	Equivalent radius (H→∞)	$R_{eq(ry)}$	16.51	m	
embedded circular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (emb, c)	1442896.85	MNm	embedded circular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (emb, c)	4480777.67	MNm	
embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_{rx}$ (emb, r)	1390425.83	MNm	embedded rectangular foundation on elastic half space	$K_{ry}$ (emb, r)	3619793.60	MNm	
			1.443E+09	kNm			4.481E+09	kNm
			1.390E+09	kNm			3.620E+09	kNm

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

## 4.2 Allegato D – spalla

$K_z$	<b>1.693E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla verticale		$C_z$	<b>5.908E-08</b>	m/kN	spostamento verticale	
$K_x$	<b>1.211E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale		$C_x$	<b>8.255E-08</b>	m/kN	spostamento trasversale	
$K_y$	<b>1.324E+07</b>	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale		$C_y$	<b>7.555E-08</b>	m/kN	spostamento longitudinale	
$K_{rx}$	<b>1.272E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale		$C_{rx}$	<b>7.864E-10</b>	1/kNm	rotazione longitudinale	
$K_{ry}$	<b>9.449E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale		$C_{ry}$	<b>1.058E-10</b>	1/kNm	rotazione trasversale	
$K_{rz}$	<b>9.767E+09</b>	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale		$C_{rz}$	<b>1.024E-10</b>	1/kNm	rotazione torsionale	
<b>VIADOTTO PANTANO</b>									
<u>Elastic solution</u>									
total area		A	1137.50 m <sup>2</sup>						
equivalent rectangle									
half width		B	8.75 m	along y					
half length		L	32.50 m	along x					
		$\chi$	0.269						
embedment		D	6.00 m						
		d	6.00 m						
		h	3.00 m						
		Aw	990.00 m <sup>2</sup>						
thickness of layer		H	50.00 m						
		B/H	0.175 m						
shear modulus		G	130.00 MPa						
Poisson's ratio		$\nu$	0.20						
Young's modulus		E	312.00 MPa						
<u>vertical displacement (z)</u>									
<u>torsion (rz)</u>									
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{z (shallow, r)}$	16927.60 MN/m	<b>1.693E+07</b> kN/m	polar moment of inertia	$I_{bx}$	429524.74 m <sup>4</sup>			
				shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{rz (shallow, r)}$	9766607.79 MNm	<b>9.767E+09</b> kNm		
<u>horizontal displacement (y)</u> (along the bridge)									
<u>horizontal displacement (x)</u> (across the bridge)									
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{y (shallow, r)}$	13235.96 MN/m	<b>1.324E+07</b> kN/m	shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{x (shallow, r)}$	12113.23 MN/m	<b>1.211E+07</b> kN/m		
<u>rotation around x (rx)</u>									
<u>rotation around y (ry)</u>									
moment of inertia		$I_{bx}$	29029.95 m <sup>4</sup>	moment of inertia	$I_{by}$	400494.79 m <sup>4</sup>			
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{rx (shallow, r)}$	1271653.97 MNm	<b>1.272E+09</b> kNm	shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{ry (shallow, r)}$	9449385.58 MNm	<b>9.449E+09</b> kNm		

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 MATRICI DI RIGIDITÀ EQUIVALENTE E DI SMORZAMENTO

Il presente capitolo riassume i risultati di una certa quantità di analisi alle risposte sismiche eseguite nei siti delle fondazioni delle pile e della spalla del viadotto Pantano ovvero del viadotto di accesso lato Sicilia all'opera di attraversamento dello Stretto di Messina. Le analisi della risposta sismica sono state eseguite in condizioni di campo libero unidimensionale, in modo da valutare i valori equivalenti della rigidità del suolo e dell'ammortizzazione che vengono mobilitati durante il terremoto studiato nel progetto del viadotto. Il risultato di queste analisi è stato utilizzato per valutare le matrici di impedenza dinamica su ognuno dei punti di contatto del modello strutturale con il suolo.

L'input sismico di riferimento utilizzato in questo studio include le time-history presentate nel documento *DT.ISP.S.E.R1.001 "Approfondimenti relativi al terremoto di progetto per l'opera di attraversamento"*. Questo documento contiene due lotti differenti di time history di accelerazione sintetica delle rive calabrese e siciliana, ciascuno dei quali composto da 20 record. Tale input sismico è stato generato utilizzando un modello matematico della fonte sismo-genetica, e in seguito propagato sulla superficie del suolo sulla superficie del territorio siciliano (e calabrese) utilizzando un modello viscoso-elastico del suolo. E' da notare che al momento della generazione di tale input sismico non è stata considerata la non linearità del suolo.

Per la presente analisi, i componenti orizzontali NS e EO dell'accelerogramma sono stati composti nella direzione longitudinale del ponte (in direzione Sicilia-Calabria) e sono stati in seguito deconvoluti fino ad una specifica profondità che rappresenta il bedrock per le analisi di propagazione seguenti. La deconvoluzione è stata eseguita presumendo essenzialmente le stesse proprietà del suolo adottate dagli autori del documento *DT.ISP.S.E.R1.001*, specificatamente un comportamento lineare-viscoso del suolo. I parametri utilizzati nell'analisi sono riportati nelle Tabella 15 e Tabella 16.

Ulteriore input sismico è rappresentato dagli accelerogrammi reali selezionati dal prof. Braga in accordo con le indicazioni delle NTC2008. Si tratta di accelerogrammi su affioramento roccioso (bedrock) anche questi deconvoluti fino alla stessa specifica profondità discussa precedentemente. Anche in questo caso è stato assunto un comportamento lineare-viscoso del suolo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

Thickness (m)	$V_s$ (m/s)	$D$ (%)
62.5	200	2.5
25.0	300	2.5

**Tabella 15 Parametri geotecnici dei terreni utilizzati nella deconvoluzione SPALLA/PILA\_FACCIOLI**

Thickness (m)	$V_s$ (m/s)	$D$ (%)
64.0	700	-

**Tabella 16 Parametri geotecnici dei terreni utilizzati nella deconvoluzione SPALLA/PILA\_BRAGA**

Evento	$a_{g_{max}}/g$
Evento 1 TS_orientato_L	0.078
Evento 2 TS_orientato_L	0.095
Evento 3 TS_orientato_L	0.083
Evento 4 TS_orientato_L	0.204
Evento 5 TS_orientato_L	0.095
Evento 6 TS_orientato_L	0.078
Evento 7 TS_orientato_L	0.069
Evento 8 TS_orientato_L	0.087
Evento 9 TS_orientato_L	0.070
Evento 10 TS_orientato_L	0.104
Evento 11 TS_orientato_L	0.118
Evento 12 TS_orientato_L	0.091
Evento 13 TS_orientato_L	0.093
Evento 14 TS_orientato_L	0.116
Evento 15 TS_orientato_L	0.103
Evento 16 TS_orientato_L	0.075
Evento 17 TS_orientato_L	0.163
Evento 18 TS_orientato_L	0.082
Evento 19 TS_orientato_L	0.042
Evento 20 TS_orientato_L	0.072
Evento NZ	0.330
Evento Koeceli	0.133

**Tabella 17 Accelerazione massima accelerogrammi deconvoluti al bedrock**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5.1 Analisi della risposta sismica

Le analisi unidimensionali della risposta del sito sono state eseguite mediante il modello visco-elastico non lineare equivalente, utilizzando il codice EERA (Bardet e al 2000). Sono state eseguite un totale di 44 analisi, una per ogni time history di accelerazione sulle due posizioni degli elementi di fondazione:

- Pile 1, 2, 3 con stratigrafia di analisi definita in accordo con le prove VPCH1502 (SPT e Cross-hole), VPCH1505 (SPT e Cross-hole), VPCH1505, VPSPT504, VPSPT512 e VPSPT509:

Layer Number	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Total unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Shear wave velocity (m/sec)	Location of water table
1	6.0	81.55	20.00	200.00	W
2	10.0	81.55	20.00	200.00	W
3	20.0	81.55	20.00	200.00	W
4	24.0	326.20	20.00	400.00	W
5		1304.79	20.00	800.00	

- Pile 4, 5 e spalla con stratigrafia di analisi definita in accordo con le prove:

Layer Number	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Total unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Shear wave velocity (m/sec)	Location of water table
1	4.0	183.49	20.00	300.00	
2	12.0	183.49	20.00	300.00	
3	20.0	183.49	20.00	300.00	
4	20.0	326.20	20.00	400.00	W
5	8.0	509.68	20.00	500.00	W
6		998.98	20.00	700.00	W

Il deposito del suolo è stato suddiviso in piccoli strati, ed ad ogni strato del suolo sono state attribuite le proprietà di un materiale non lineare visco-elastico, cioè, il modulo di taglio a bassa deformazione  $G_0$ , un modulo di curva di smorzamento, ed una curva di smorzamento che descrive l'incremento dello smorzamento equivalente  $D$  con deformazione di taglio.

Le time history deconvolute sono state applicate direttamente sul bedrock che si trova alla stessa profondità del bedrock preso per l'analisi di deconvoluzione (opzione "all'interno" oppure "entro"). L'effetto della deformabilità del bedrock a maggiori profondità è stato preso implicitamente in

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

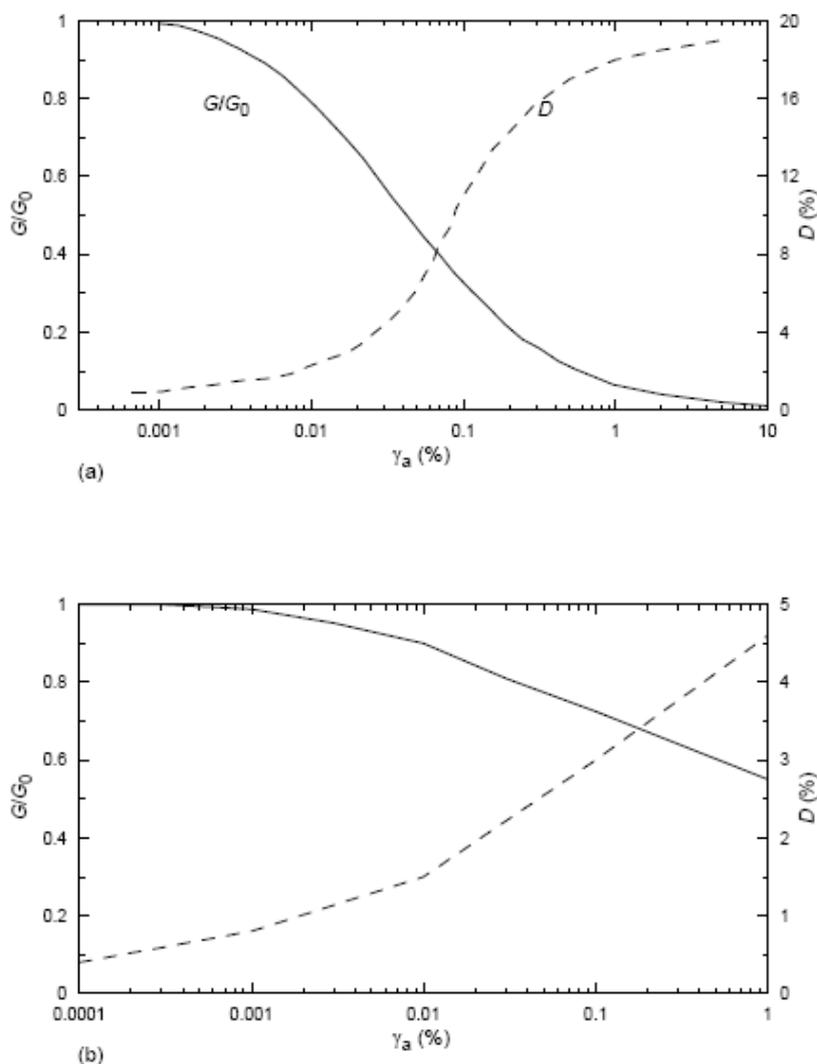
considerazione dalla procedura utilizzata per ottenere l'impulso sismico.

### 5.1.1 Profilo del suolo e proprietà meccaniche

Il modulo a piccola deformazione è stato valutato direttamente a partire dai risultati dei test a foro trasversale, eseguiti su ognuna delle posizioni degli elementi di fondazione durante la fase preliminare di progetto.

L'osservazione sperimentale del modulo di decadimento e delle curve di smorzamento non sono disponibili alla fase attuale. Per descrivere la variazione della rigidità di intersezione al taglio G ed il rapporto di smorzamento D con la deformazione di taglio, quindi, i presenti studi utilizzano curve prese dalla letteratura scientifica. La Figura 18 mostra il decadimento del modulo e le curve di smorzamento considerate per i depositi costieri di ghiaia e per i soggiacenti depositi consolidati (Fig. 2a). I primi derivano dai dati pubblicati da Tanaka e *al* (1987), mentre gli ultimi, relativi ai suoli rocciosi o simil rocciosi, sono dovuti ad Idriss (1990).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



**Figura 18** Modulo di decadimento e curve di smorzamento utilizzati nell'analisi della risposta del sito sulla posizione della Torre Sicilia: a) depositi costieri; b) (bedrock).

### 5.1.2 Risultati delle analisi di propagazione

Le Figura 19e Figura 20 mostrano i profili della massima accelerazione calcolati nell'analisi di risposta del sito per ognuna delle due posizioni analizzate (pile e spalle).

Alla profondità di ognuno dei centri di sotto-strato, è stata fatta una media dei valori del modulo di taglio equivalente  $G$  e del rapporto equivalente di smorzamento  $D$  ottenuti dai diversi accelerogrammi. Poiché le soluzioni analitiche che sono state utilizzate per derivare l'impedenza dinamica si riferiscono a fondazioni appoggiate ad uno strato di suolo omogeneo, si è fatta la

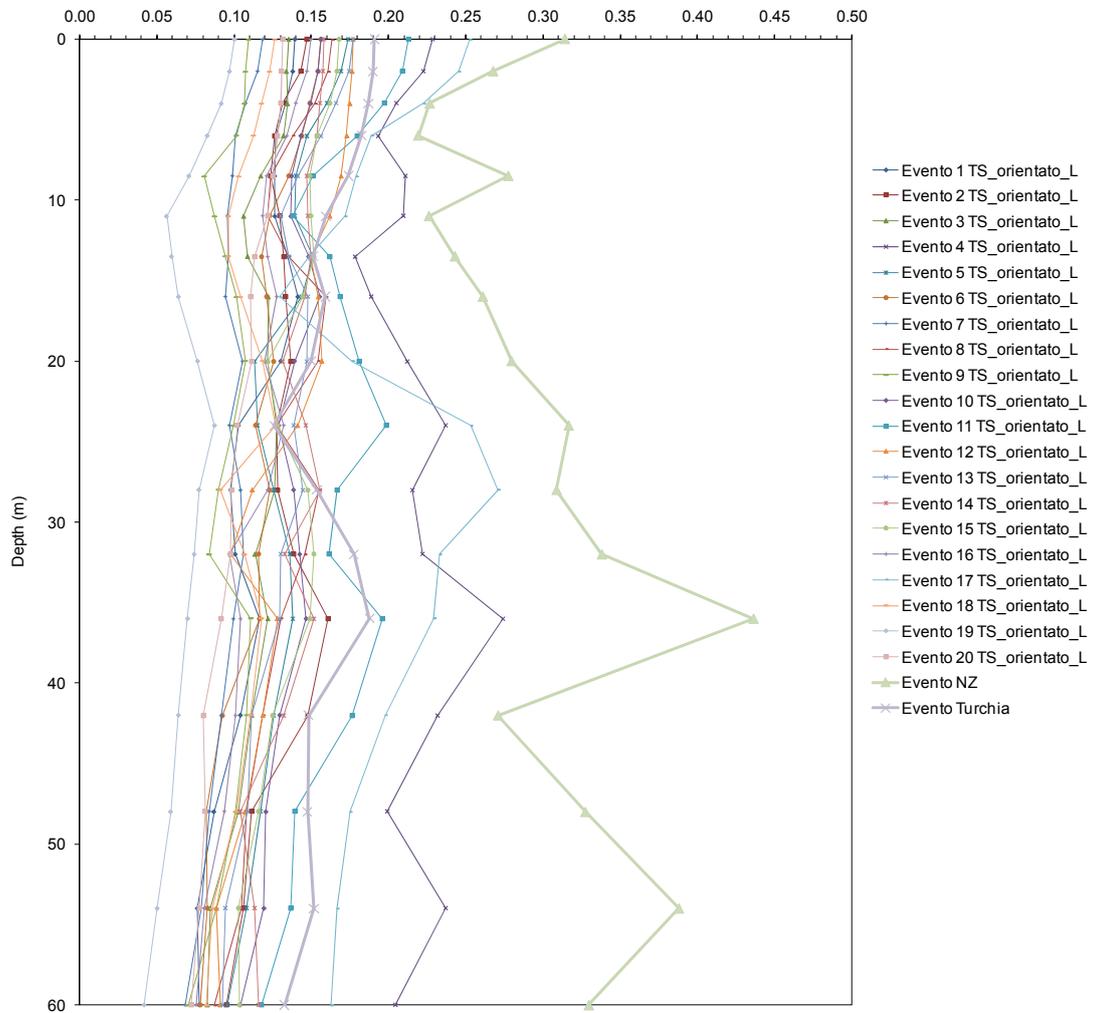
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

media rispettivamente di  $G$  e  $D$  sulla profondità del suolo che interagisce direttamente con le fondazioni, ponderando la media sulla base della distribuzione dei carichi verticali indotti da una fondazione rigida su un continuum elastico. I valori medi di  $G$  e  $D$  ottenuti utilizzando questa procedura sono indicati di seguito

Sito	$G$ (MPa)	$D$ (%)
Pila 1,2,3,4	80	5.5
Pila 5 e spalla	200	2.3

**Tabella 18 Valori medi di  $G$  e  $D$  ottenuti dalle analisi di risposta del sito**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



**Figura 19** Profili della massima accelerazione calcolata nelle analisi della risposta del sito Pile 1,2,3

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

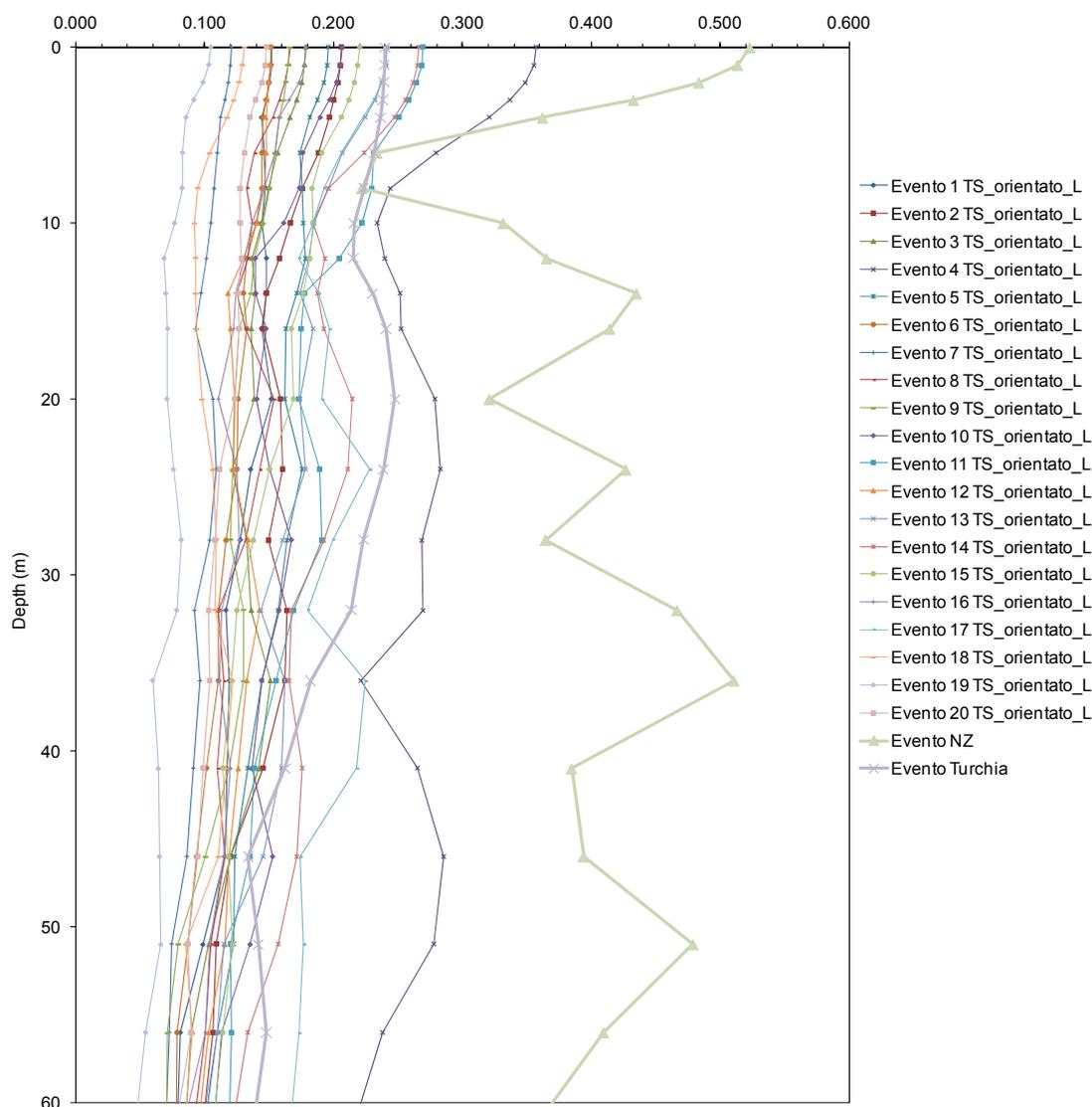


Figura 20 Profili della massima accelerazione calcolata nelle analisi della risposta del sito Pila 4, 5 e Spalla

## 5.2 Impedenza dinamica delle fondazioni

Gazetas (1991) ha pubblicato varie soluzioni per la valutazione dell'impedenza dinamica delle fondazioni soggette a carichi dinamici. In queste soluzioni, il sottosuolo è considerato come un mezzo lineare viscoso-elastico.

Per un determinato modo di vibrazione, e per carichi armonici di frequenza circolare  $\omega$ , l'impedenza dinamica  $\mathcal{H}$  viene definita come il rapporto del carico dinamico  $P(t)$  con lo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

spostamento corrispondente  $u(t)$ . Siccome le funzioni  $P(t)$  e  $u(t)$  sono generalmente sfasate, l'impedenza dinamica  $\mathcal{N}$  è valutata in modo complesso; ciò può essere espresso come:

$$\mathcal{N}(\omega) = K_d(\omega) + i\omega C_d(\omega)$$

dove  $i$  rappresenta l'unità immaginaria. Sia  $K_d$  che  $C_d$  sono funzioni di  $\omega$ . La parte reale di  $K$ ,  $K_d$ , è denominata rigidità dinamica, mentre  $C_d$  è un coefficiente di ammortizzazione, il quale riflette sia lo smorzamento geometrico che quello di isteresi.

Mentre le soluzioni pubblicate da Gazetas (1991) si riferiscono strettamente ad una fondazione soggetta a carico armonico, prodotto ad esempio da una macchina a vibrazioni, possono essere anche usate per carichi sismici qualora le forze inerziali trasmesse dalla struttura alle fondazioni possano essere approssimate ad un carico variabile in modo armonico nel tempo.

A tale scopo, è stato ipotizzato che gli elementi delle fondazioni trasferiscano il carico sismico alle fondazioni con una frequenza derivata da un'analisi modale degli elementi strutturali. Il valore di questa frequenza è stato valutato relativamente alla pila centrale (pila 3) ed al suo primo modo di vibrare longitudinale che eccita più dell'80% della massa sismica:

	$T$ (sec)	$f$ (Hz)
Viadotto Pantano	1.40	0.714

**Tabella 19** Frequenza di carico  $f$  per pile e spalla

Nelle soluzioni pubblicate da Gazetas (1991), la rigidità dinamica  $K_d$  è ottenuta per ognuno dei sei modi di vibrazione (tre di traslazione e tre di rotazione) come:

$$K_d = K \cdot k(\omega)$$

In cui  $K$  è la rigidità statica e  $k(\omega)$  è un coefficiente di rigidità dinamica. Il coefficiente di ammortizzazione  $C_d$  viene valutato come:

$$C_d = C_r + C_h = C_r + 2K_d D / \omega$$

Dove  $C_r$  è il coefficiente di ammortizzazione associato all'ammortizzazione di irraggiamento e  $C_h = 2K_d D / \omega$  è il coefficiente di ammortizzazione associato allo smorzamento di isteresi.

Le espressioni analitiche utilizzate per i sei gradi di libertà sono riportate in Appendice A. Essi utilizzano un sistema di riferimento ( $x, y, z$ ) in cui l'asse  $z$  è verticale e orientato verso il basso, l'asse  $y$  è orizzontale, parallelo all'asse longitudinale del viadotto ed orientato dalla Sicilia alla

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Calabria, l'asse x è orizzontale ed è orientato verso est. Rotazioni e momenti sono indicati con l'asse di rotazione.

La matrice di rigidezza è stata innanzitutto valutata alla base del trattamento in jet-grouting e poi è stata trasformata per fornire il rapporto forza-spostamento in corrispondenza del centro di massa del sistema fondale (fondazione + trattamento).

I dettagli dei calcoli sono riportati negli Allegati A, B e C mentre la serie completa delle soluzioni ottenute da Gazetas (1991) sono riprodotti all' Allegato D.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

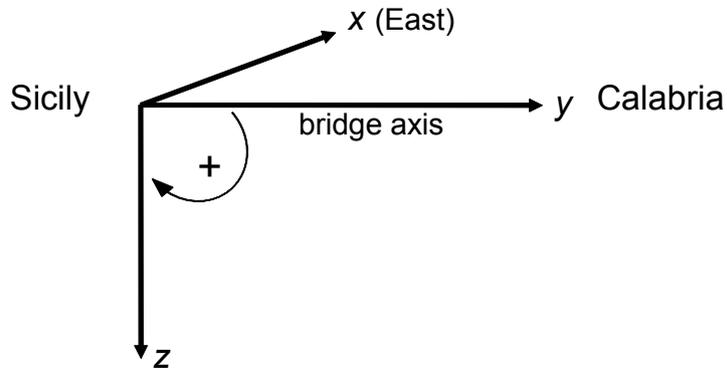


Figura 21 Riferimento utilizzato nelle calcolazioni.

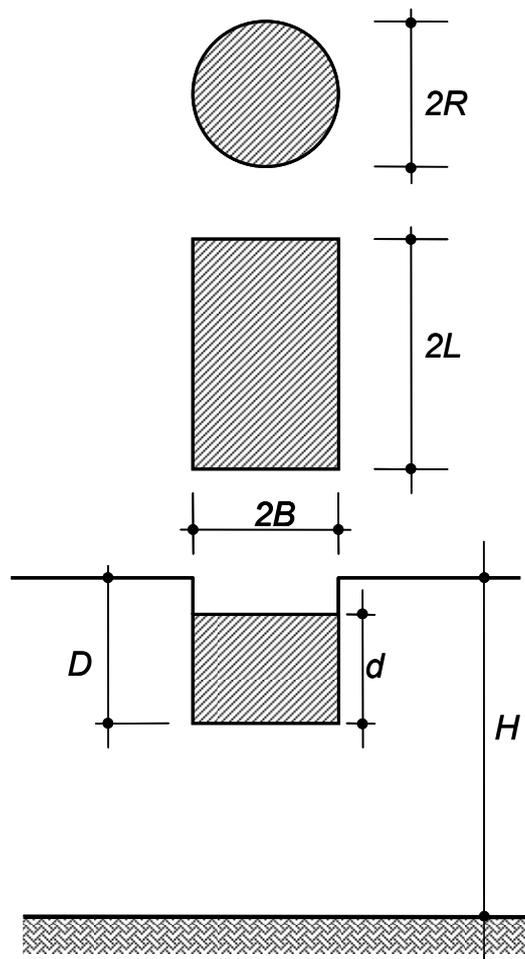


Figura 22 Disposizione schematica di una fondazione rettangolare approfondita in un semi-spazio elastico

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

### 5.3 Allegato A – pile 1, 2, 3

$K_{dx}$	8.868E+06	kN/m	rigidezza elastica molla verticale	$C_z$	7.666E+05	Mg/sec	smorzamento verticale
$K_{dy}$	1.309E+07	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale	$C_x$	8.270E+05	Mg/sec	smorzamento trasversale
$K_{dx}$	1.389E+07	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale	$C_y$	8.468E+05	Mg/sec	smorzamento longitudinale
$K_{dxy}$	8.436E+08	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale	$C_{rx}$	3.144E+07	Mg m <sup>2</sup> /sec	smorzamento alla rotazione longitudinale
$K_{dry}$	2.192E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale	$C_{ry}$	1.191E+08	Mg m <sup>2</sup> /sec	smorzamento alla rotazione trasversale
$K_{drz}$	3.324E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale	$C_{rz}$	1.029E+08	Mg m <sup>2</sup> /sec	smorzamento alla rotazione torsionale
<b>VIADOTTO PANTANO</b>							
<b>Elastic solution</b>							
total area	A	525.00 m <sup>2</sup>					
	g	20.00 kN/m <sup>3</sup>					
equivalent rectangle							
half width	B	7.50 m	loading frequency	0.714 Hz			
half length	L	17.50 m	loading period	1.40 sec			
	$\chi$	0.429	$\omega$	4.49 rad/sec			
embedment	D	30.00 m	Vs	195 m/sec			
	d	6.00 m	VLa	263.7993 m/sec			
	h	27.00 m	ao=wB/Vs	0.17			
	Aw	600.00 m <sup>2</sup>	L/B	2.33			
thickness of layer	H	50.00 m					
	B/H	0.150 m					
hysteretic damping	$\xi$	5.50 %					
shear modulus	G	80.00 MPa					
Poisson's ratio	$\nu$	0.20					
Young's modulus	E	192.00 MPa					
<b>vertical displacement (z)</b>				<b>torsion (rz)</b>			
				polar moment of inertia	$I_{Dx}$	63437.50 m <sup>4</sup>	
shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_z$ (shallow, r)	6283.92 MN/m		shallow rectangular foundation on elastic half space	$K_{rz}$ (shallow, r)	1292172.35 MN/m	
	$K_z$ (emb, r)	9928.99 MN/m			$K_{rz}$ (emb, r)	3406301.07 MN/m	
	$k(\omega)$ (shallow, r)	0.90			$k(\omega)$ (shallow, r)	0.98	
	$k(\omega)$ (emb, r)	0.89			$K_{rz}$ (shallow, r)	3324017.00 MNm	3.324E+09 kN/m
	$K_{dz}$ (emb, r)	8868.37 MN/m	8.868E+06 kN/m	radiation dashpot	$c(\omega)$ (shallow, r)	0.30	
radiation dashpot	$c(\omega)$ (shallow, r)	1.10			$C_{rz}$ (shallow, r)	7565.94 Gg m <sup>2</sup> /sec	
	$C_z$ (shallow, r)	310.59 Gg/sec			$C_z$	0.39	
	$C_z$ (emb, r)	549.12 Gg/sec			$C_{rz}$ (emb, c)	21388.88 Gg m <sup>2</sup> /sec	
radiation dashpot	$C(\omega)$	549.12 Gg/sec		radiation dashpot	$C(\omega)$	21388.88 Gg m <sup>2</sup> /sec	
hysteretic dashpot	Ch	217.45 Gg/sec		hysteretic dashpot	Ch	81503.80 Gg m <sup>2</sup> /sec	
Total dashpot	$C_z$	766.57 Gg/sec	7.666E+05 Mg/sec	Total dashpot	$Crz$	102892.68 Gg m <sup>2</sup> /sec	1.029E+08 Mg m <sup>2</sup> /sec

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

<b>horizontal displacement (y)</b> (along the bridge)				<b>horizontal displacement (x)</b> (across the bridge)			
shallow rectangular foundation	$K_y$ (shallow, r)	5003.65 MN/m		shallow rectangular foundation	$K_x$ (shallow, r)	4712.74 MN/m	
on elastic half space	$K_y$ (emb, r)	13893.73 MN/m		on elastic half space	$K_x$ (emb, r)	13085.96	
	$k(t)$ (emb, r)	1.00			$k(t)$ (emb, r)	1.00	
	$K_{dy}$ (emb, r)	13893.73 MN/m	1.389E+07 kN/m		$K_{dx}$ (emb, r)	13085.96 MN/m	1.309E+07 kN/m
radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	1.00		radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	1.00	
	$C_y$ (shallow, r)	208.72 Gg/sec			$C_x$ (shallow, r)	208.72 Gg/sec	
	$C_y$ (emb, r)	506.16 Gg/sec			$C_x$ (emb, r)	506.16 Gg/sec	
radiation dashpot	$C(t)$	506.16 Gg/sec		radiation dashpot	$C(t)$	506.16 Gg/sec	
hysteretic dashpot	Ch	340.67 Gg/sec		hysteretic dashpot	Ch	320.86 Gg/sec	
Total dashpot	<b>Cy</b>	<b>846.83</b> Gg/sec	<b>8.468E+05</b> Mg/sec	Total dashpot	<b>Cx</b>	<b>827.02</b> Gg/sec	<b>8.270E+05</b> Mg/sec
<b>rotation around x (rx)</b>				<b>rotation around y (ry)</b>			
moment of inertia	$I_{bx}$	9843.75 m <sup>4</sup>		moment of inertia	$I_{by}$	53593.75 m <sup>4</sup>	
shallow rectangular foundation	$K_{rx}$ (shallow, r)	319313.79 MNm		shallow rectangular foundation	$K_{ry}$ (shallow, r)	1199923.01 MN/m	
on elastic half space	$K_{rx}$ (emb, r)	873762.87 MNm		on elastic half space	$K_{ry}$ (emb, r)	2270662.99 MN/m	
	$k(t)$ (shallow, r)	0.97			$k(t)$ (shallow, r)	0.97	
	$K_{rx}$ (shallow, r)	843610.02 MNm	8.436E+08 kN/m		$K_{ry}$ (shallow, r)	2192304.25 MNm	2.192E+09 kN/m
radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	0.25		radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	0.25	
	$C_{rx}$ (shallow, r)	1323.53 Gg m <sup>2</sup> /sec			$C_{ry}$ (shallow, r)	7205.91 Gg m <sup>2</sup> /sec	
	$c_1$	0.56			$c_1$	0.56	
	$C_{rx}$ (emb, r)	10759.65 Gg m <sup>2</sup> /sec			$C_{ry}$ (emb, r)	65306.53 Gg m <sup>2</sup> /sec	
radiation dashpot	$C(t)$	10759.65 Gg m <sup>2</sup> /sec		radiation dashpot	$C(t)$	65306.53 Gg m <sup>2</sup> /sec	
hysteretic dashpot	Ch	20685.04 Gg m <sup>2</sup> /sec		hysteretic dashpot	Ch	53754.57 Gg m <sup>2</sup> /sec	
Total dashpot	<b>Crx</b>	<b>31444.69</b> Gg m <sup>2</sup> /sec	<b>3.144E+07</b> Mg m <sup>2</sup> /sec	Total dashpot	<b>Cry</b>	<b>119061.11</b> Gg m <sup>2</sup> /sec	<b>1.191E+08</b> Mg m <sup>2</sup> /sec

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

### 5.4 Allegato B – pile 4 e 5

$K_{dz}$	2.052E+07	kN/m	rigidezza elastica molla verticale	$C_z$	1.052E+06	Mg/sec	smorzamento verticale
$K_{dx}$	2.851E+07	kN/m	rigidezza elastica molla trasversale	$C_x$	1.205E+06	Mg/sec	smorzamento trasversale
$K_{dy}$	3.027E+07	kN/m	rigidezza elastica molla longitudinale	$C_y$	1.248E+06	Mg/sec	smorzamento longitudinale
$K_{drx}$	2.065E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale longitudinale	$C_{rx}$	5.920E+07	Mg m <sup>2</sup> /sec	smorzamento alla rotazione longitudinale
$K_{dry}$	5.377E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale trasversale	$C_{ry}$	1.786E+08	Mg m <sup>2</sup> /sec	smorzamento alla rotazione trasversale
$K_{drz}$	8.310E+09	kNm	rigidezza elastica molla rotazionale torsionale	$C_{rz}$	2.226E+08	Mg m <sup>2</sup> /sec	smorzamento alla rotazione torsionale
<b>VIADOTTO PANTANO</b>							
<b>Elastic solution</b>							
total area	A	525.00 m <sup>2</sup>					
	g	20.00 kN/m <sup>3</sup>					
equivalent rectangle							
half width	B	7.50 m	loading frequency	0.714 Hz			
half length	L	17.50 m	loading period	1.40 sec			
	$\chi$	0.429	$\omega$	4.49 rad/sec			
embedment	D	20.00 m	Vs	195 m/sec			
	d	6.00 m	VLa	263.7993 m/sec			
	h	17.00 m	ao=wB/Vs	0.17			
	Aw	600.00 m <sup>2</sup>	L/B	2.33			
thickness of layer	H	50.00 m					
	B/H	0.150 m					
hysteretic damping	$\xi$	5.50 %					
shear modulus	G	200.00 MPa					
Poisson's ratio	$\nu$	0.20					
Young's modulus	E	480.00 MPa					
<b>vertical displacement (z)</b>				<b>torsion (rz)</b>			
				polar moment of inertia	$I_{Dz}$	63437.50 m <sup>4</sup>	
shallow rectangular foundation	$K_z$ (shallow, f)	15709.81 MN/m		shallow rectangular foundation	$K_{rz}$ (shallow, f)	3230430.87 MN/m	
on elastic half space	$K_z$ (emb, f)	22929.75 MN/m		on elastic half space	$K_{rz}$ (emb, f)	8515752.68 MN/m	
	$k(\omega)$ (shallow, f)	0.90			$k(\omega)$ (shallow, f)	0.98	
	$k(\omega)$ (emb, f)	0.89			$K_{rz}$ (shallow, f)	8310042.49 MNm	8.310E+09 kN/m
	$K_{dz}$ (emb, f)	20521.38 MN/m	2.052E+07 kN/m				
				radiation dashpot	$c(\omega)$ (shallow, f)	0.30	
radiation dashpot	$c(\omega)$ (shallow, f)	1.10			$C_{rz}$ (shallow, f)	7565.94 Gg m <sup>2</sup> /sec	
	$C_z$ (shallow, f)	310.59 Gg/sec			$C_z$	0.32	
	$C_z$ (emb, f)	549.12 Gg/sec			$C_{rz}$ (emb, c)	18852.33 Gg m <sup>2</sup> /sec	
radiation dashpot	$C(\omega)$	549.12 Gg/sec		radiation dashpot	$C(\omega)$	18852.33 Gg m <sup>2</sup> /sec	
hysteretic dashpot	Ch	503.18 Gg/sec		hysteretic dashpot	Ch	203759.49 Gg m <sup>2</sup> /sec	
Total dashpot	$C_z$	1052.30 Gg/sec	1.052E+06 Mg/sec	Total dashpot	$Crz$	222611.82 Gg m <sup>2</sup> /sec	2.226E+08 Mg m <sup>2</sup> /sec

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

<b>horizontal displacement (y)</b> (along the bridge)				<b>horizontal displacement (x)</b> (across the bridge)			
shallow rectangular foundation	$K_y$ (shallow, r)	12509.13 MN/m		shallow rectangular foundation	$K_x$ (shallow, r)	11781.86 MN/m	
on elastic half space	$K_y$ (emb, r)	30274.91 MN/m		on elastic half space	$K_x$ (emb, r)	28514.75	
	$k(t)$ (emb, r)	1.00			$k(t)$ (emb, r)	1.00	
	$K_{dy}$ (emb, r)	30274.91 MN/m	3.027E+07 kN/m		$K_{dx}$ (emb, r)	28514.75 MN/m	2.851E+07 kN/m
radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	1.00		radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	1.00	
	$C_y$ (shallow, r)	208.72 Gg/sec			$C_x$ (shallow, r)	208.72 Gg/sec	
	$C_y$ (emb, r)	506.16 Gg/sec			$C_x$ (emb, r)	506.16 Gg/sec	
radiation dashpot	$C(t)$	506.16 Gg/sec		radiation dashpot	$C(t)$	506.16 Gg/sec	
hysteretic dashpot	Ch	742.33 Gg/sec		hysteretic dashpot	Ch	699.17 Gg/sec	
Total dashpot	<b>Cy</b>	<b>1248.49</b> Gg/sec	<b>1.248E+06</b> Mg/sec	Total dashpot	<b>Cx</b>	<b>1205.33</b> Gg/sec	<b>1.205E+06</b> Mg/sec
<b>rotation around x (rx)</b>				<b>rotation around y (ry)</b>			
moment of inertia	$I_{bx}$	9843.75 m <sup>4</sup>		moment of inertia	$I_{by}$	53593.75 m <sup>4</sup>	
shallow rectangular foundation	$K_{rx}$ (shallow, r)	798284.48 MNm		shallow rectangular foundation	$K_{ry}$ (shallow, r)	2999807.53 MN/m	
on elastic half space	$K_{rx}$ (emb, r)	2139116.66 MNm		on elastic half space	$K_{ry}$ (emb, r)	5568913.24 MN/m	
	$k(t)$ (shallow, r)	0.97			$k(t)$ (shallow, r)	0.97	
	$K_{rx}$ (shallow, r)	2065297.48 MNm	2.065E+09 kN/m		$K_{ry}$ (shallow, r)	5376734.57 MNm	5.377E+09 kN/m
radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	0.25		radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	0.25	
	$C_{rx}$ (shallow, r)	1323.53 Gg m <sup>2</sup> /sec			$C_{ry}$ (shallow, r)	7205.91 Gg m <sup>2</sup> /sec	
	$c_1$	0.55			$c_1$	0.55	
	$C_{rx}$ (emb, r)	8564.57 Gg m <sup>2</sup> /sec			$C_{ry}$ (emb, r)	46753.32 Gg m <sup>2</sup> /sec	
radiation dashpot	$C(t)$	8564.57 Gg m <sup>2</sup> /sec		radiation dashpot	$C(t)$	46753.32 Gg m <sup>2</sup> /sec	
hysteretic dashpot	Ch	50640.41 Gg m <sup>2</sup> /sec		hysteretic dashpot	Ch	131835.75 Gg m <sup>2</sup> /sec	
Total dashpot	<b>Crx</b>	<b>59204.98</b> Gg m <sup>2</sup> /sec	<b>5.920E+07</b> Mg m <sup>2</sup> /sec	Total dashpot	<b>Cry</b>	<b>178589.07</b> Gg m <sup>2</sup> /sec	<b>1.786E+08</b> Mg m <sup>2</sup> /sec



**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

<b>horizontal displacement (y)</b> (along the bridge)				<b>horizontal displacement (x)</b> (across the bridge)			
shallow rectangular foundation	$K_y$ (shallow, r)	20363.02 MN/m	<b>2.036E+07</b> kN/m	shallow rectangular foundation	$K_x$ (shallow, r)	18635.74 MN/m	<b>1.864E+07</b> kN/m
on elastic half space	$K_y$ (emb, r)	30451.72 MN/m		on elastic half space	$K_x$ (emb, r)	27868.69	
	$k(t)$ (emb, r)	1.00			$k(t)$ (emb, r)	1.00	
	$K_{dy}$ (emb, r)	<b>30451.72</b> MN/m			$K_{dx}$ (emb, r)	<b>27868.69</b> MN/m	
radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	1.00		radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	1.00	
	$C_y$ (shallow, r)	452.22 Gg/sec			$C_x$ (shallow, r)	452.22 Gg/sec	
	$C_y$ (emb, r)	955.20 Gg/sec			$C_x$ (emb, r)	955.20 Gg/sec	
radiation dashpot	$C(t)$	452.22 Gg/sec		radiation dashpot	$C(t)$	452.22 Gg/sec	
hysteretic dashpot	Ch	746.67 Gg/sec		hysteretic dashpot	Ch	683.33 Gg/sec	
Total dashpot	<b>Cy</b>	<b>1198.88</b> Gg/sec	<b>1.199E+06</b> Mg/sec	Total dashpot	<b>Cx</b>	<b>1135.55</b> Gg/sec	<b>1.136E+06</b> Mg/sec
<b>rotation around x (rx)</b>				<b>rotation around y (ry)</b>			
moment of inertia	$I_{bx}$	29029.95 m <sup>4</sup>		moment of inertia	$I_{by}$	400494.79 m <sup>4</sup>	
shallow rectangular foundation	$K_{rx}$ (shallow, r)	1956390.72 MNm	<b>1.956E+09</b> kN/m	shallow rectangular foundation	$K_{ry}$ (shallow, r)	14537516.28 MN/m	<b>1.454E+10</b> kN/m
on elastic half space	$K_{rx}$ (emb, r)	4248128.17 MNm		on elastic half space	$K_{ry}$ (emb, r)	22013354.64 MN/m	
	$k(t)$ (shallow, r)	0.96			$k(t)$ (shallow, r)	0.96	
	$K_{rx}$ (shallow, r)	<b>4077095.48</b> MNm			$K_{ry}$ (shallow, r)	<b>21127081.17</b> MNm	
radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	0.25		radiation dashpot	$c(t)$ (shallow, r)	0.25	
	$C_{rx}$ (shallow, r)	3903.20 Gg m <sup>2</sup> /sec			$C_{ry}$ (shallow, r)	53848.24 Gg m <sup>2</sup> /sec	
	$c_1$	0.54			$c_1$	0.54	
	$C_{rx}$ (emb, r)	12612.82 Gg m <sup>2</sup> /sec			$C_{ry}$ (emb, r)	131653.33 Gg m <sup>2</sup> /sec	
radiation dashpot	$C(t)$	3903.20 Gg m <sup>2</sup> /sec		radiation dashpot	$C(t)$	53848.24 Gg m <sup>2</sup> /sec	
hysteretic dashpot	Ch	99969.03 Gg m <sup>2</sup> /sec		hysteretic dashpot	Ch	518029.04 Gg m <sup>2</sup> /sec	
Total dashpot	<b>Crx</b>	<b>103872.23</b> Gg m <sup>2</sup> /sec	<b>1.039E+08</b> Mg m <sup>2</sup> /sec	Total dashpot	<b>Cry</b>	<b>571877.28</b> Gg m <sup>2</sup> /sec	<b>5.719E+08</b> Mg m <sup>2</sup> /sec

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0

## 5.6 Allegato D

### Impedance solutions (Gazetas 1991)

TABLE 15.1 DYNAMIC STIFFNESSES AND DASHPOT COEFFICIENTS FOR ARBITRARILY SHAPED FOUNDATIONS ON THE SURFACE OF A HOMOGENEOUS HALFSPACE.

Vibration Mode	Dynamic Stiffness $\bar{K} = K \cdot k(\omega)$				Radiation Dampout Coefficient $C$ (General Shapes)
	Static Stiffness $K$		Dynamic Stiffness Coefficient $k$ (General shape; $0 \leq a_0 \leq 2$ ) <sup>*</sup>	Radiation Dampout Coefficient $C$ (General Shapes)	
	General Shape (foundation-soil contact surface is of area $A_b$ and has a circumscribed rectangle $2L$ by $2B$ ; $L > B$ ) <sup>*</sup>	Square $L = B$			
Vertical, $z$	$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\chi^{0.75})$ with $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$	$K_z = \frac{4.54GB}{1-\nu}$	$k_z = k_y \left( \frac{L}{B}, \nu; a_0 \right)$ is plotted in Graph a	$C_z = (\rho V_{Lz} A_b) \cdot \tilde{c}_z$ $\tilde{c}_z = \tilde{c}_z(L/B; \nu; a_0)$ is plotted in Graph c	
Horizontal, $y$ (in the lateral direction)	$K_y = \frac{2GL}{2-\nu} (2 + 2.50\chi^{0.85})$	$K_y = \frac{9GB}{2-\nu}$	$k_y = k_y \left( \frac{L}{B}, \nu; a_0 \right)$ is plotted in Graph b	$C_y = (\rho V_{Ly} A_b) \cdot \tilde{c}_y$ $\tilde{c}_y = \tilde{c}_y(L/B; a_0)$ is plotted in Graph d	
Horizontal, $x$ (in the longitudinal direction)	$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left( 1 - \frac{B}{L} \right)$	$K_x = K_y$	$k_x \approx 1$	$C_x \approx \rho V_{Lx} A_b$	
Rocking, $rx$ (around longitudinal $x$ axis)	$K_{rx} = \frac{G}{1-\nu} \frac{I_{ox}^{0.75}}{I_{ox}} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left( 2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$ with $I_{ox} (I_{oy})$ area moment of inertia of the foundation-soil contact surface around the $x(y)$ axis	$K_{rx} = \frac{3.6GB^3}{1-\nu}$	$k_{rx} \approx 1 - 0.20a_0$	$C_{rx} = (\rho V_{Lx} I_{ox}) \cdot \tilde{c}_{rx}$ $\tilde{c}_{rx} = \tilde{c}_{rx}(L/B; a_0)$ is plotted in Graphs e and f	
Rocking, $ry$ (around lateral axis)	$K_{ry} = \frac{G}{1-\nu} \frac{I_{oy}^{0.75}}{I_{oy}} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$	$K_{ry} = K_{rx}$	$\begin{cases} \nu < 0.45: \\ K_{ry} \approx 1 - 0.30a_0 \\ \nu \approx 0.50: \\ K_{ry} \approx 1 - 0.25a_0 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.30} \end{cases}$	$C_{ry} = (\rho V_{Ly} I_{oy}) \cdot \tilde{c}_{ry}$ $\tilde{c}_{ry} = \tilde{c}_{ry}(L/B; a_0)$ is plotted in Graph g	
Torsional	$K_t = GJ_b^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$ with $J_b = I_{xx} + I_{yy}$ being the polar moment of the soil-foundation contact surface	$K_t = 8.3GB^3$	$k_t \approx 1 - 0.14a_0$	$C_t = (\rho V_{Lz} J_b) \cdot \tilde{c}_t$ $\tilde{c}_t = \tilde{c}_t(L/B; a_0)$ <i>Graph g</i>	

\* Note that as  $L/B \rightarrow \infty$  (strip footing) the theoretical values of  $K_x$  and  $K_y \rightarrow 0$ ; the values computed from the two given formulas correspond to a footing with  $L/B \approx 20$ .  
<sup>\*</sup>  $a_0 = \omega B / V_s$

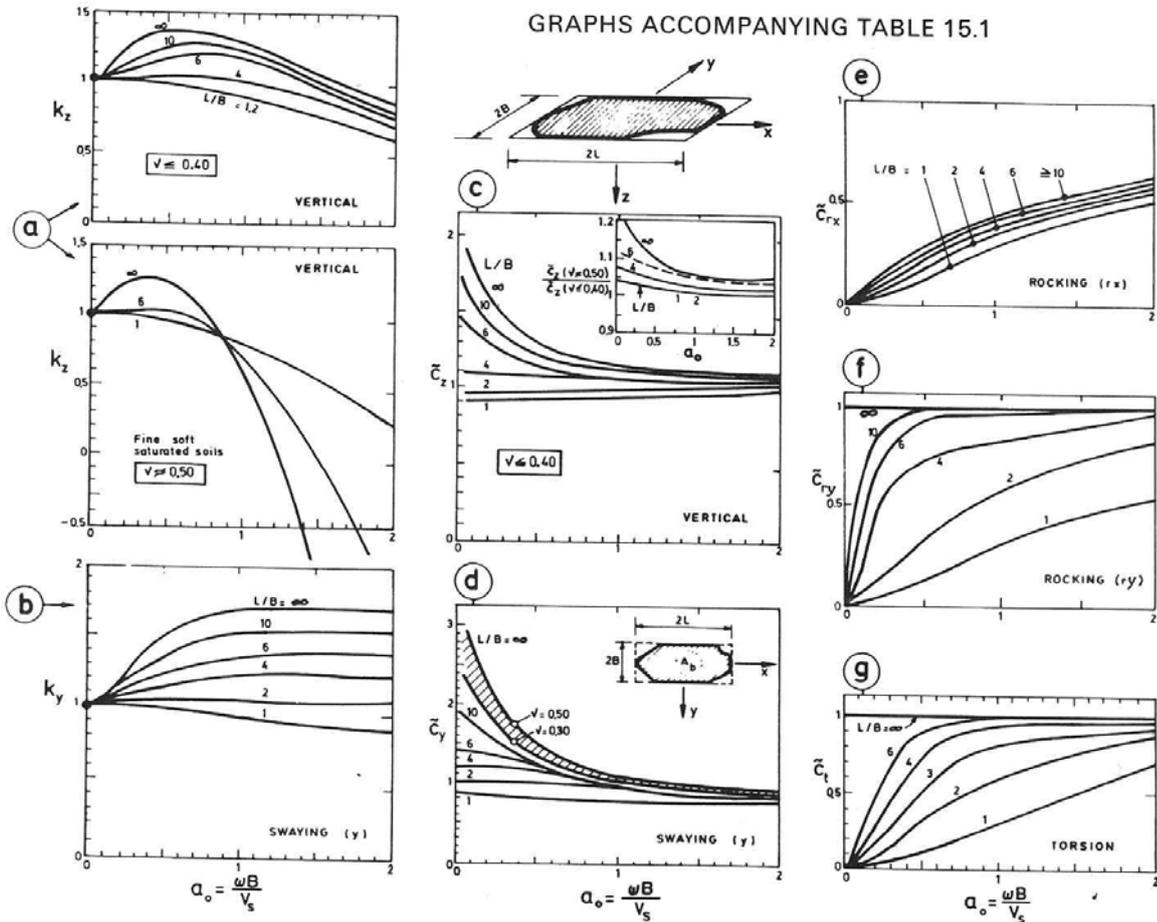


TABLE 15.2 DYNAMIC STIFFNESSES AND DASHPOT COEFFICIENTS FOR ARBITRARILY SHAPED PARTIALLY OR FULLY EMBEDDED IN A HOMOGENEOUS HALFSPACE.

Vibration Mode	Dynamic Stiffness $\bar{K}_{emb} = K_{emb} \cdot k_{emb}(\omega)$		Radiation Dashpot Coefficient $C_{emb}(\omega)$	
	Static Stiffness $K_{emb}$ For foundations with arbitrarily-shaped basemat $A_b$ of circumscribed rectangle $2L$ by $2B$ : total sidewall-soil contact area $A_w$ (or constant sidewall-soil contact height $d$ )	Dynamic Stiffness Coefficient $k_{emb}(\omega)$ $0 < a_0 \leq 2$	General Foundation Shape	Rectangular Foundation $2L$ by $2B$ by $d$
Vertical, $z$	$K_{z,emb} = K_{z,sur} \left[ 1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1.3\chi) \right]$ $\times \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$ <p><math>K_{z,sur}</math> obtained from Table 15.1 <math>A_w</math> = actual sidewall-soil contact area; for constant effective contact height <math>d</math> along the perimeter <math>A_w = (d') \times (\text{Perimeter})</math>; <math>\chi = A_w/4L^2</math></p>	$k_{z,emb} \approx k_{z,sur} \left[ 1 - 0.09 \left( \frac{D}{B} \right)^{3/4} a_0^2 \right]$ <p>Fully embedded: <math>k_{z,emb} \approx k_{z,sur} \left[ 1 - 0.09 \left( \frac{D}{B} \right)^{3/4} a_0^2 \right]</math></p> <p>In a trench: <math>k_{z,tre} \approx k_{z,sur} \left[ 1 + 0.09 \left( \frac{D}{B} \right)^{3/4} a_0^2 \right]</math></p> <p>Partially embedded: estimate by interpolating between the two</p> <p>Fully embedded, <math>L/B = 1-2</math> <math>k_{z,emb} \approx 1 - 0.09 (D/B)^{3/4} a_0^2</math></p> <p>Fully embedded, <math>L/B &gt; 3</math> <math>k_{z,emb} \approx 1 - 0.35 (D/B)^{1/2} a_0^{0.5}</math></p>	$C_{z,emb} = C_{z,sur} + \rho V_s A_w$ <p>with <math>C_{z,sur}</math> and <math>\xi_z</math> according to Table 15.1</p>	$C_{z,emb} = 4\rho V_s B L \xi_z + 4\rho V_s B d + 4\rho V_s L d$ <p><math>\xi_z</math> according to Table 15.1</p>
Horizontal, $y$ or $x$	$K_{y,emb} = K_{y,sur} \left( 1 + 0.15 \frac{D}{B} \right)$ $\times \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{A_w}{A_b} \right)^{0.4} \left( \frac{B}{Lz} \right) \right]$ <p><math>K_{y,sur}</math> obtained from Table 15.1 <math>K_{x,emb}</math> similarly computed from <math>K_{y,sur}</math></p>	$k_{y,emb}$ and $k_{x,emb}$ can be estimated in terms of $L/B, D/B$ , and $d/B$ for each value of $a_0$ from the graphs accompanying this table	$C_{y,emb} = C_{y,sur} + \rho V_s A_{w,y} + \rho V_s A_{w,x}$ <p><math>A_{w,y} = \sum (A_{w,i} \sin \theta_i)</math> = total effective sidewall area shearing the soil</p> <p><math>A_{w,x} = \sum (A_{w,i} \cos \theta_i)</math> = total effective sidewall area compressing the soil</p> <p><math>\theta_i</math>: angle of inclination of surface <math>A_{w,i}</math> from loading direction</p> <p><math>C_{y,sur}</math> obtained from Table 15.1 <math>C_{x,emb}</math> similarly computed from <math>C_{y,sur}</math></p>	$C_{y,emb} = 4\rho V_s B L \xi_y + 4\rho V_s B d + 4\rho V_s L d$ <p><math>\xi_y</math> according to Table 15.1</p>

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento

PA0109\_F0.doc

Rev.

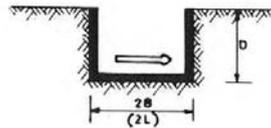
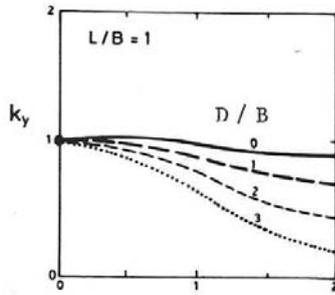
F0

Data

20/06/2011

<p>Rocking, rx (around the longitudinal axis)</p> <p>Rocking, ry (around the lateral axis)</p>	<p>Expressions valid for any basemat shape but constant effective contact height <math>\sigma</math> along the perimeter</p> $K_{rx,emb} = K_{rx,sur} \cdot \left\{ 1 + 1.26 \frac{d}{B} \left[ 1 + \frac{d}{B} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.2} \frac{B}{L} \right] \right\}$ $K_{ry,emb} = K_{ry,sur} \cdot \left\{ 1 + 0.92 \left( \frac{d}{L} \right)^{0.67} \left[ 1.5 + \left( \frac{d}{L} \right)^{1.9} \times \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \right\}$	<p><math>K_{rx,emb} \approx K_{rx,sur}</math></p> <p><math>K_{ry,emb} \approx K_{ry,sur}</math></p>	$C_{rx,emb} = C_{rx,sur} + \rho V_{ce} J_{w,ce} \delta_1 + \rho V_s \left( J_{w,s} + \sum [A_{w,ce} \Delta_j^2] \right) \delta_1$ $\delta_1 = 0.25 + 0.65 \sqrt{\frac{d}{B}} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.2}$ <p><math>J_{w,ce}</math> = total moment of inertia about their base axes parallel to x of all sidewall surfaces effectively compressing the soil</p> <p><math>\Delta_j</math> = distance of surface <math>A_{w,ce}</math> from the x axis</p> <p><math>J_{w,s}</math> = polar moment of inertia about their base axes parallel to x of all sidewall surfaces effectively shearing the soil</p> <p><math>C_{ry,emb}</math> is similarly evaluated from <math>C_{ry,sur}</math> with y replacing x and, in the equation for <math>\delta_1</math>, L replacing B</p>	$C_{rx,emb} = \frac{1}{3} \rho V_{ce} B^3 L \delta_{rx} + \frac{1}{3} \rho V_{ce} d^2 L \delta_1 + \frac{1}{3} \rho V_s B d (B^2 + d^2) \delta_1 + 4 \rho V_s B^2 d L \delta_1$ <p>with <math>\delta_1</math> as in the preceding column and <math>\delta_{rx}</math> according to Table 15.1</p>
<p>Coupling term</p> <p>Swaying-rocking (x, ry)</p> <p>Swaying-rocking (y, rx)</p> <p>Torsional</p>	$K_{xy,emb} \approx \frac{1}{3} d K_{x,emb}$ $K_{yx,emb} \approx \frac{1}{3} d K_{y,emb}$ $K_{t,emb} = K_{t,sur} \times \left[ 1 + 1.4 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9} \right]$	<p><math>K_{xy,emb} \approx K_{yx,emb} \approx 1</math></p> <p><math>K_{t,emb} \approx K_{t,sur}</math></p>	$C_{xy,emb} \approx \frac{1}{3} d C_{x,emb}$ $C_{yx,emb} \approx \frac{1}{3} d C_{y,emb}$ $C_{t,emb} = C_{t,sur} + \rho V_{ce} J_{w,ce} \delta_2 + \rho V_s \sum [A_{w,s} \Delta_j^2] \delta_2$ $\delta_2 \approx \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.5} \frac{\sigma_0^2}{\sigma_0^2 + \frac{1}{3} (L/B)^{-1.5}}$ <p><math>J_{w,ce}</math> = total moment of inertia of all sidewall surfaces effectively compressing the soil about the projection of the z axis onto their plane</p> <p><math>\Delta_j</math> = distance of surface <math>A_{w,s}</math> from the z axis</p>	<p>as in the previous column</p> $C_{t,emb} = \frac{1}{3} \rho V_{ce} B L (B^2 + L^2) \delta_t + \frac{1}{3} \rho V_{ce} d (L^3 + B^3) \delta_2 + 4 \rho V_s d B L (B + L) \delta_2$ <p>with <math>\delta_2</math> as in the preceding column and <math>\delta_t</math> according to Table 15.1</p>

NOTE:  $V_{ce} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)}$   $V_s$  is the apparent propagation velocity of compression-extension waves.



GRAPHS ACCOMPANYING  
TABLE 15.2

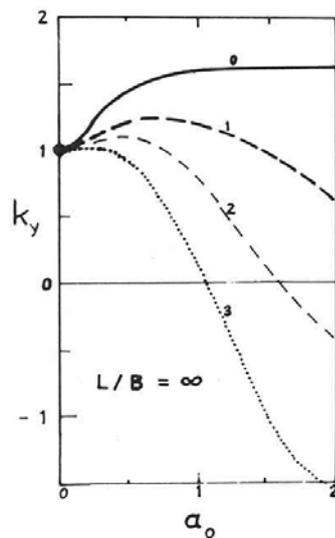
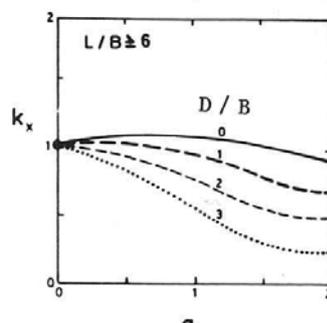
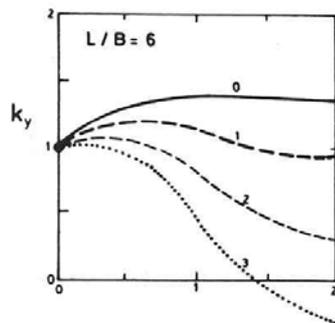
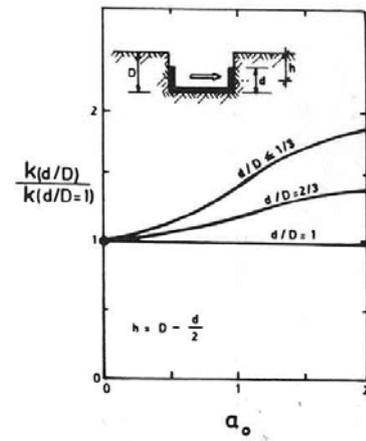
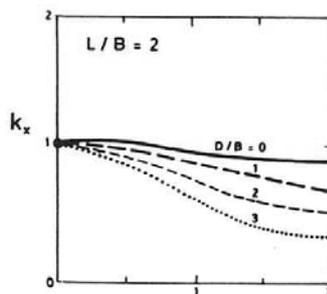
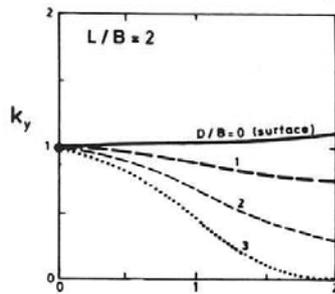
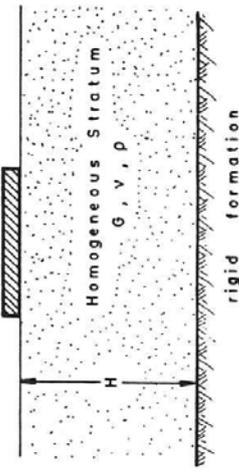


TABLE 15.3 DYNAMIC STIFFNESSES AND DASHPOT COEFFICIENTS FOR SURFACE FOUNDATIONS ON HOMOGENEOUS STRATUM OVER BEDROCK (sources are listed in the text).



Foundation Shape	Circular Foundation of Radius $B = R$	Rectangular Foundation $2B$ by $2L$ ( $L > B$ )	Strip Foundation $2L \rightarrow \infty$
Static stiffnesses, $K$	Vertical, $z$	$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{3/4} \right] \left( 1 + \frac{B}{0.5+L} \right)$	$\frac{K_z}{2L} \approx \frac{0.73G}{1-\nu} \left( 1 + 3.5 \frac{B}{H} \right)$
	Lateral, $y$	$K_y = \frac{4GR}{1-\nu} \left( 1 + 1.3 \frac{R}{H} \right)$	$\frac{K_y}{2L} \approx \frac{2G}{2-\nu} \left( 1 + 2 \frac{B}{H} \right)$
	Lateral, $x$	$K_x = \frac{8GR}{2-\nu} \left( 1 + 0.5 \frac{R}{H} \right)$	$\frac{K_x}{2L} \approx \frac{2G}{2-\nu} \left( 1 + 2 \frac{B}{H} \right)$
	Rocking, $rx$	$K_{rx} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left( 1 + 0.17 \frac{R}{H} \right)$	$\frac{K_{rx}}{2L} = \frac{\pi GB^2}{2(1-\nu)} \left( 1 + 0.2 \frac{B}{H} \right)$
	Rocking, $ry$	$K_{ry} = K_{rx}$	—
Torsional, $t$	$K_t = \frac{16}{3} GR^3 \left( 1 + 0.10 \frac{R}{H} \right)$	—	—
Dynamic stiffness coefficients, $k(\omega)$	Vertical, $z$	$k_z = k_x(H/B, L/B, a_0)$ is plotted in Graph III-2 for rectangles and strip	
	Horizontal, $y$ or $x$	$k_y = k_x(H/B, a_0)$	$k_y = k_x(H/B, a_0)$ is obtained from Graph III-3
	Rocking, $rx$ or $ry$ Torsional	$k_x(H/B) \approx k_x(\infty)$ $\alpha = rx, ry, t$	$k_{rx}(H/B) \approx k_{rx}(\infty)$
Radiation dashpot coefficients, $C(\omega)$	Vertical, $z$	$C_z(H/B) \approx 0$ at frequencies $f < f_c$ , regardless of foundation shape $C_z(H/B) \approx 0.8C_z(\infty)$ at $f \geq 1.5f_c$ At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_c = \frac{V_{L\alpha}}{4H}$ , $V_{L\alpha} = \frac{34V_s}{\pi(1-\nu)}$	
	Lateral, $y$ or $x$	$C_y(H/B) \approx 0$ at $f < \frac{2}{3}f_c$ ; $C_y(H/B) \approx C_y(\infty)$ at $f > \frac{4}{3}f_c$ At intermediate frequencies: interpolate linearly. $f_s = V_s/4H$ . Similarly for $C_x$	
	Rocking, $rx$ or $ry$ Torsional, $t$	$C_{rx}(H/B) \approx 0$ at $f < f_c$ ; $C_{rx}(H/B) \approx C_{rx}(\infty)$ at $f > f_c$ . Similarly for $C_{ry}$ $C_t(H/B) \approx C_t(\infty)$	

\* Not available.

GRAPHS ACCOMPANYING TABLE 15.3

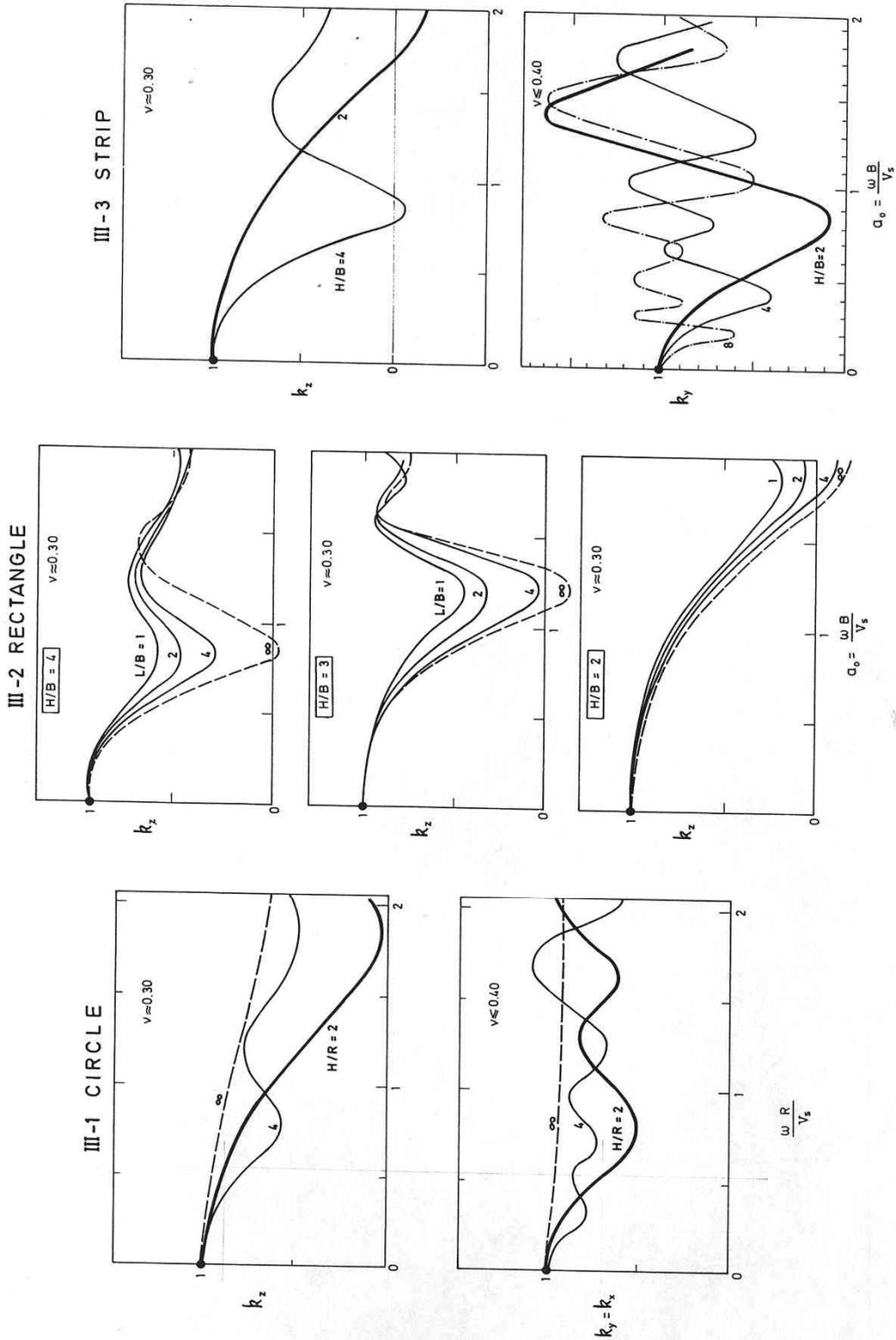


TABLE 15.4 DYNAMIC STIFFNESSES AND DASHPOT COEFFICIENTS FOR FOUNDATIONS EMBEDDED IN HOMOGENEOUS STRATUM OVER BEDROCK.\*

Foundation Shape		Circular Foundation of Radius R	Strip Foundation
Static stiffnesses, K	Vertical	$K_{z,emb} \approx K_{z,sur} \left( 1 + 0.55 \frac{d}{R} \right) \left[ 1 + \left( 0.85 - 0.28 \frac{D}{R} \right) \frac{D}{H-D} \right]^{\dagger}$	$K_{z,emb} \approx K_{z,sur} \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{d}{B} \right)^{2/3} \right] \left( 1 + 3.5 \frac{D}{H-D} \right)$
	Horizontal, y or x	$K_{y,emb} \approx K_{y,sur} \left( 1 + \frac{d}{R} \right) \left( 1 + 1.25 \frac{D}{H} \right)^{\dagger}$	$K_{y,emb} \approx K_{y,sur} \left( 1 + 0.5 \frac{d}{B} \right) \left( 1 + 1.5 \frac{D}{H} \right)$
	Rocking, rx or ry	$K_{rx,emb} \approx K_{rx,sur} \left( 1 + 2 \frac{d}{R} \right) \left( 1 + 0.65 \frac{D}{H} \right)$	$K_{rx,emb} \approx K_{rx,sur} \left( 1 + \frac{d}{B} \right) \left( 1 + 0.65 \frac{D}{H} \right)$
	Coupled swaying-rocking	$K_{yrx,emb} \approx \frac{1}{3} d K_{y,emb}$	$K_{yrx,emb} \approx \frac{1}{3} d K_{y,emb}$
	Torsional	$K_t,emb \approx K_t,sur \left( 1 + 2.67 \frac{d}{R} \right)$	—
Dynamic stiffness coefficients, $k(\omega)$	The relationships between $k_{emb}$ and $k_{sur}$ follow approximately the same pattern as those between embedded and surface foundation on a homogeneous halfspace. Therefore, use the results of Table 15.2 as a first approximation.		
Radiation dashpot coefficients, $C(\omega)$	$C_{emb}$ exceeds $C_{sur}$ by an amount that depends on the geometry of the sidewall-soil contact surface and is practically independent of the presence or absence of a rigid base at shallow depths. Therefore, use the results of Table 15.2, but with $C_{sur}$ corresponding to the layered profile and thus obtained according to Table 15.3 (approximate guideline).		

\* Sources are listed in the text.

†  $K_{z,sur}, K_{y,sur}, \dots$  are the stiffnesses for the corresponding surface foundations, and can be obtained from Table 15.3.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6 VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI PILE

Gli stati limiti ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche:

- dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la fondazione riguardando il collasso per carico limite nei terreni di fondazione, per scorrimento sul piano di posa e al ribaltamento (trattati in questa relazione);
- dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (trattati in altra relazione specifica).

Gli stati limiti di esercizio delle fondazioni superficiali si riferiscono alla definizione degli spostamenti, in condizioni statiche, per verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. In accordo con l'elaborato "CG0700PCLDSVPCIVI00000003\_B – Relazione di calcolo sottostrutture" gli spostamenti dovuti alla sola quota parte di carichi permanenti e permanenti portati sono pari a:

spostamenti verticali	PESO PROPRIO	PERMANENTI	TOT pp+perm
elemento	[cm]	[cm]	[cm]
spalla	0.000	0.000	<b>0.000</b>
pila5	-0.135	-0.391	<b>-0.526</b>
pila4	-0.128	-0.441	<b>-0.569</b>
pila3	-0.259	-0.916	<b>-1.176</b>
pila2	-0.260	-0.940	<b>-1.200</b>
pila1	-0.242	-0.931	<b>-1.173</b>

*Tabella 20: Cedimenti in fondazione allo SLE e per carichi permanenti*

Per le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento e alla capacità portante, è stato necessario interpretare i risultati forniti dalle analisi strutturali del viadotto per le quali si rimanda a specifiche relazioni. L'output considerato è rappresentato dalle risultanti lette nei vincoli elastici "spring" assegnate, nel modello stesso, all'attacco pila-fondazione. Tali vincoli elastici sono stati inseriti con moduli in accordo coi §4 e §5 del presente documento.

Tutte le azioni agenti all'attacco pila-fondazione sono state ricondotte al piano di posa della fondazione stessa e successivamente riportate al piano di posa della porzione di terreno trattato al di sotto della fondazione (vedi §3.5).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6.1 Fattore di sicurezza contro lo scorrimento e capacità portante

Le verifiche sono state svolte per fondazioni di pila ad omogeneo comportamento geotecnico. In questo senso si valuteranno:

- La fondazione della pila maggiormente sollecitata fra pila 1, 2 e 3;
- La fondazione della pila 4;
- La fondazione della pila 5.

Nella Tabella 21 si riportano le combinazioni che hanno fornito i valori massimi delle azioni ( $N$ ,  $M_t$  e  $M_l$ ,  $F_t$  e  $F_l$ ) utilizzati successivamente per le verifiche.

Per le strutture progettate, come nel caso in esame, con CD "A" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno è stato eseguito assumendo come azioni in fondazione le più piccole fra:

- le resistenze degli elementi strutturali soprastanti; più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 delle NTC deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio;
- le azioni trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{Rd}$  pari 1,3 in CD "A",
- le azioni da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

In tal caso vale il secondo punto.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	altezza plinto	6	m
	dim trasversale plinto	35	m
	dim longitudinale plinto	15	m
	Peso plinto	78.75	MN
	quota di falda	0	mslm
	fondo scavo	-6.5	mslm
	battente idraulico calcolo	6.5	m
	sottospinta idraulica	34.13	MN
PILE 1, 2, 3	altezza trattam interno	24.00	m
	peso totale trattamento	277.20	MN
PILE 4 e 5	altezza trattam interno	12.00	m
	peso totale trattamento	138.60	MN
	coeff. $\gamma_{Rd}$	1.30	

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

**SOLLECITAZIONI DI CALCOLO A ESTRADOSSO FONDAZIONE**

Combinazioni SLU							
	soll. Max	Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
pila1	Nmax	170	124318.43	86233.51	-91192.09	332.85	-2073.99
	Nmin	159	97198.48	88145.00	108638.87	-1176.38	2002.96
	Mtmax	164	113246.29	190216.19	102456.17	-348.03	1826.29
	MImax	234	105268.39	73473.60	214794.70	-1011.17	3788.49
	Vtmax	192	108306.22	97141.43	-89703.54	-1664.65	2107.19
	VImax	201	108089.66	62129.50	186361.95	1037.44	-3891.96
	pila2	Nmax	157	129730.95	204761.71	118780.80	-1120.85
Nmin		172	100523.93	49983.80	-118253.41	-1062.23	-2405.30
Mtmax		164	117855.15	269133.59	119897.70	-1402.52	2435.11
MImax		209	108654.70	111938.38	254751.59	-1441.94	4825.56
Vtmax		167	113456.24	159868.81	-124329.49	-2523.29	2646.88
VImax		226	111779.36	68599.60	224827.24	725.66	-4878.95
pila3		Nmax	182	127997.14	234221.43	-114727.38	-1720.36
	Nmin	147	98552.23	91568.84	-120327.50	-1806.19	-2398.53
	Mtmax	163	115793.76	297457.48	-113300.67	-1952.87	2343.18
	MImax	1233	110588.54	99753.26	-250351.20	367.82	-4797.73
	Vtmax	192	109809.77	181265.89	-129607.17	-3173.57	2515.25
	VImax	201	109475.51	102007.70	-221921.00	532.01	-4820.82
	pila4	Nmax	157	125300.05	217333.72	106279.05	-1469.58
Nmin		172	95707.31	54582.85	-102628.08	-1239.06	-2317.02
Mtmax		164	113245.80	282594.68	106275.50	-1800.57	2387.44
MImax		209	104639.59	133028.66	225600.30	-1755.74	4705.31
Vtmax		167	107612.87	159010.83	-115930.89	-2778.55	2477.48
VImax		215	102977.12	119590.88	-206845.12	-1898.30	4718.40
pila5		Nmax	157	125300.05	217333.53	106279.05	-1465.07
	Nmin	172	95707.31	54584.04	-102628.08	-1234.55	-2317.02
	Mtmax	164	113245.80	282594.49	106275.50	-1796.06	2387.44
	MImax	209	104639.59	133028.82	225600.30	-1751.22	4705.31
	Vtmax	167	107612.87	159010.64	-115930.89	-2774.04	2477.48
	VImax	215	102977.12	119591.04	-206845.12	-1893.79	4718.40

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

**SOLLECITAZIONI A ESTRADOSSO FONDAZIONE ( $\gamma_{RD}$  CONSIDERATO)**

Combinazioni SLU							
	soll. Max	Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[MN]	[MNm]	[MNm]	[MN]	[MN]
pila1	Nmax	170	124.32	112.10	-118.55	0.43	-2.70
	Nmin	159	97.20	114.59	141.23	-1.53	2.60
	Mtmax	164	113.25	247.28	133.19	-0.45	2.37
	MImax	234	105.27	95.52	279.23	-1.31	4.93
	Vtmax	192	108.31	126.28	-116.61	-2.16	2.74
	VImax	201	108.09	80.77	242.27	1.35	-5.06
	pila2	Nmax	157	129.73	266.19	154.42	-1.46
Nmin		172	100.52	64.98	-153.73	-1.38	-3.13
Mtmax		164	117.86	349.87	155.87	-1.82	3.17
MImax		209	108.65	145.52	331.18	-1.87	6.27
Vtmax		167	113.46	207.83	-161.63	-3.28	3.44
VImax		226	111.78	89.18	292.28	0.94	-6.34
pila3		Nmax	182	128.00	304.49	-149.15	-2.24
	Nmin	147	98.55	119.04	-156.43	-2.35	-3.12
	Mtmax	163	115.79	386.69	-147.29	-2.54	3.05
	MImax	1233	110.59	129.68	-325.46	0.48	-6.24
	Vtmax	192	109.81	235.65	-168.49	-4.13	3.27
	VImax	201	109.48	132.61	-288.50	0.69	-6.27
	pila4	Nmax	157	125.30	282.53	138.16	-1.91
Nmin		172	95.71	70.96	-133.42	-1.61	-3.01
Mtmax		164	113.25	367.37	138.16	-2.34	3.10
MImax		209	104.64	172.94	293.28	-2.28	6.12
Vtmax		167	107.61	206.71	-150.71	-3.61	3.22
VImax		215	102.98	155.47	-268.90	-2.47	6.13
pila5		Nmax	157	125.30	282.53	138.16	-1.90
	Nmin	172	95.71	70.96	-133.42	-1.60	-3.01
	Mtmax	164	113.25	367.37	138.16	-2.33	3.10
	MImax	209	104.64	172.94	293.28	-2.28	6.12
	Vtmax	167	107.61	206.71	-150.71	-3.61	3.22
	VImax	215	102.98	155.47	-268.90	-2.46	6.13

**SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE ( $\gamma_{RD}$  CONSIDERATO)**

Combinazioni SLU		Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[MN]	[MNm]	[MNm]	[MN]	[MN]
pila1	Nmax	170	168.94	114.70	-134.73	0.43	-2.70
	Nmin	159	141.82	105.41	156.85	-1.53	2.60
	Mtmax	164	157.87	244.57	147.44	-0.45	2.37
	MImax	234	149.89	87.63	308.78	-1.31	4.93
	Vtmax	192	152.93	113.30	-100.18	-2.16	2.74
	VImax	201	152.71	88.86	211.91	1.35	-5.06
	pila2	Nmax	157	174.36	257.45	172.99	-1.46
Nmin		172	145.15	56.69	-172.49	-1.38	-3.13
Mtmax		164	162.48	338.93	174.86	-1.82	3.17
MImax		209	153.28	134.27	368.82	-1.87	6.27
Vtmax		167	158.08	188.15	-140.98	-3.28	3.44
VImax		226	156.40	94.84	254.22	0.94	-6.34
pila3		Nmax	182	172.62	291.07	-131.12	-2.24
	Nmin	147	143.18	104.95	-175.13	-2.35	-3.12
	Mtmax	163	160.42	371.46	-129.01	-2.54	3.05
	MImax	1233	155.21	132.55	-362.88	0.48	-6.24
	Vtmax	192	154.43	210.89	-148.87	-4.13	3.27
	VImax	201	154.10	136.76	-326.10	0.69	-6.27
	pila4	Nmax	157	169.93	271.07	156.55	-1.91
Nmin		172	140.33	61.29	-151.49	-1.61	-3.01
Mtmax		164	157.87	353.33	156.78	-2.34	3.10
MImax		209	149.26	159.24	329.98	-2.28	6.12
Vtmax		167	152.24	185.04	-131.39	-3.61	3.22
VImax		215	147.60	140.66	-232.10	-2.47	6.13
pila5		Nmax	157	204.05	271.11	156.55	-1.90
	Nmin	172	174.46	61.33	-151.49	-1.60	-3.01
	Mtmax	164	192.00	353.36	156.78	-2.33	3.10
	MImax	209	183.39	159.28	329.98	-2.28	6.12
	Vtmax	167	186.36	185.08	-131.39	-3.61	3.22
	VImax	215	181.73	140.70	-232.10	-2.46	6.13

**SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO JET-GROUTING ( $\gamma$ RD CONSIDERATO)**

Combinazioni SLU		Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[MN]	[MNm]	[MNm]	[MN]	[MN]
pila1	Nmax	170	480.27	125.08	-199.44	0.43	-2.70
	Nmin	159	453.15	68.71	219.35	-1.53	2.60
	Mtmax	164	469.20	233.71	204.42	-0.45	2.37
	MImax	234	461.22	56.08	426.98	-1.31	4.93
	Vtmax	192	464.26	61.36	-34.43	-2.16	2.74
	VImax	201	464.04	121.23	90.48	1.35	-5.06
pila2	Nmax	157	485.68	222.48	247.31	-1.46	3.10
	Nmin	172	456.47	23.55	-247.54	-1.38	-3.13
	Mtmax	164	473.81	295.18	250.84	-1.82	3.17
	MImax	209	464.60	89.28	519.37	-1.87	6.27
	Vtmax	167	469.41	109.42	-58.40	-3.28	3.44
	VImax	226	467.73	117.48	102.00	0.94	-6.34
pila3	Nmax	182	483.95	237.39	-59.04	-2.24	3.00
	Nmin	147	454.50	48.60	-249.97	-2.35	-3.12
	Mtmax	163	471.74	310.53	-55.91	-2.54	3.05
	MImax	1233	466.54	144.02	-512.57	0.48	-6.24
	Vtmax	192	465.76	111.88	-70.39	-4.13	3.27
	VImax	201	465.43	153.36	-476.51	0.69	-6.27
pila4	Nmax	157	342.65	248.15	193.32	-1.91	3.06
	Nmin	172	313.06	41.96	-187.63	-1.61	-3.01
	Mtmax	164	330.60	325.24	194.02	-2.34	3.10
	MImax	209	321.99	131.85	403.38	-2.28	6.12
	Vtmax	167	324.96	141.70	-92.74	-3.61	3.22
	VImax	215	320.33	111.05	-158.49	-2.47	6.13
pila5	Nmax	157	342.65	248.25	193.32	-1.90	3.06
	Nmin	172	313.06	42.07	-187.63	-1.60	-3.01
	Mtmax	164	330.60	325.35	194.02	-2.33	3.10
	MImax	209	321.99	131.96	403.38	-2.28	6.12
	Vtmax	167	324.96	141.80	-92.74	-3.61	3.22
	VImax	215	320.33	111.15	-158.49	-2.46	6.13

**Tabella 21: Azioni SLU**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

p.p. e perm. impalc. & pila - PILA 1	87.30	MN
p.p. e perm. impalc. & pila - PILA 2	89.30	MN
p.p. e perm. impalc. & pila - PILA 3	87.50	MN
p.p. e perm. impalc. & pila - PILA 4	84.80	MN
p.p. e perm. impalc. & pila - PILA 5	78.40	MN
Peso plinto	78.75	MN
sottospinta idraulica	34.13	MN
N statica - PILA1	131.93	MN
N statica - PILA2	133.93	MN
N statica - PILA3	132.13	MN
N statica - PILA4	129.43	MN
N statica - PILA5	123.03	MN

Nelle verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni si considera lo sforzo normale (ad intradosso fondazione e poi ad intradosso trattamento) valutato nella condizione statica attraverso il contributo dei carichi propri e permanenti dovuti ad impalcato e pile, del peso del plinto e della sottospinta idraulica.

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

**SOLLECITAZIONI DI CALCOLO A ESTRADOSSO FONDAZIONE**

Combinazioni sisma SLV							
soll. Max		Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
pila1	Nmax	810	87300.00	221967.28	107400.92	6139.29	3539.17
	Nmin	943	87300.00	-198931.56	-92863.26	-6111.34	-3538.93
	Mtmax	852	87300.00	553362.24	162258.35	13148.29	4592.48
	MImax	838	87300.00	344760.31	226247.10	8444.21	6430.44
	Vtmax	773	87300.00	543907.09	147929.75	13232.70	4310.59
	VImax	844	87300.00	345711.34	222000.84	8414.20	6436.84
pila2	Nmax	797	89300.00	301676.54	117078.85	7149.41	3277.58
	Nmin	956	89300.00	-256300.55	-116827.50	-7274.88	-3283.80
	Mtmax	852	89300.00	749019.18	195538.89	16883.29	5176.51
	MImax	825	89300.00	462539.08	281195.90	10666.35	7551.22
	Vtmax	786	89300.00	732643.06	177805.05	17075.44	4812.84
	VImax	986	89300.00	-428847.40	-276144.94	-10568.91	-7562.17
pila3	Nmax	810	87500.00	238256.58	92188.83	5766.40	3156.22
	Nmin	943	87500.00	-177778.52	-106940.16	-6112.46	-3170.70
	Mtmax	851	87500.00	579437.56	142861.73	13147.79	4275.27
	MImax	1993	87500.00	-293359.24	-255580.72	-7969.17	-7128.10
	Vtmax	1012	87500.00	-515500.01	-161545.19	-13530.79	-4284.56
	VImax	973	87500.00	-291545.92	-251022.73	-7940.51	-7132.14
pila4	Nmax	797	84800.00	218949.74	103115.39	5845.75	3526.21
	Nmin	956	84800.00	-170077.99	-102552.50	-6083.36	-3520.22
	Mtmax	852	84800.00	515401.70	136754.44	12580.88	4030.63
	MImax	825	84800.00	283562.22	263396.52	7135.90	7707.71
	Vtmax	999	84800.00	-460370.18	-140081.59	-12855.56	-4021.24
	VImax	831	84800.00	283811.48	258933.62	7117.85	7709.37
pila5	Nmax	797	78400.00	218950.14	103115.39	5850.26	3526.21
	Nmin	956	78400.00	-170077.38	-102552.50	-6078.85	-3520.22
	Mtmax	852	78400.00	515402.09	136754.44	12585.39	4030.63
	MImax	825	78400.00	283562.67	263396.52	7140.41	7707.71
	Vtmax	999	78400.00	-460369.79	-140081.59	-12851.05	-4021.24
	VImax	831	78400.00	283811.93	258933.62	7122.36	7709.37

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

**SOLLECITAZIONI A ESTRADOSSO FONDAZIONE ( $\gamma_{RD}$  CONSIDERATO)**

Combinazioni sisma SLV							
soll. Max		Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[MN]	[MNm]	[MNm]	[MN]	[MN]
pila1	Nmax	810	87.30	288.56	139.62	7.98	4.60
	Nmin	943	87.30	-258.61	-120.72	-7.94	-4.60
	Mtmax	852	87.30	719.37	210.94	17.09	5.97
	MImax	838	87.30	448.19	294.12	10.98	8.36
	Vtmax	773	87.30	707.08	192.31	17.20	5.60
	VI max	844	87.30	449.42	288.60	10.94	8.37
pila2	Nmax	797	89.30	392.18	152.20	9.29	4.26
	Nmin	956	89.30	-333.19	-151.88	-9.46	-4.27
	Mtmax	852	89.30	973.72	254.20	21.95	6.73
	MImax	825	89.30	601.30	365.55	13.87	9.82
	Vtmax	786	89.30	952.44	231.15	22.20	6.26
	VI max	986	89.30	-557.50	-358.99	-13.74	-9.83
pila3	Nmax	810	87.50	309.73	119.85	7.50	4.10
	Nmin	943	87.50	-231.11	-139.02	-7.95	-4.12
	Mtmax	851	87.50	753.27	185.72	17.09	5.56
	MImax	1993	87.50	-381.37	-332.25	-10.36	-9.27
	Vtmax	1012	87.50	-670.15	-210.01	-17.59	-5.57
	VI max	973	87.50	-379.01	-326.33	-10.32	-9.27
pila4	Nmax	797	84.80	284.63	134.05	7.60	4.58
	Nmin	956	84.80	-221.10	-133.32	-7.91	-4.58
	Mtmax	852	84.80	670.02	177.78	16.36	5.24
	MImax	825	84.80	368.63	342.42	9.28	10.02
	Vtmax	999	84.80	-598.48	-182.11	-16.71	-5.23
	VI max	831	84.80	368.95	336.61	9.25	10.02
pila5	Nmax	797	78.40	284.64	134.05	7.61	4.58
	Nmin	956	78.40	-221.10	-133.32	-7.90	-4.58
	Mtmax	852	78.40	670.02	177.78	16.36	5.24
	MImax	825	78.40	368.63	342.42	9.28	10.02
	Vtmax	999	78.40	-598.48	-182.11	-16.71	-5.23
	VI max	831	78.40	368.96	336.61	9.26	10.02

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

**SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE ( $\gamma_{RD}$  CONSIDERATO)**

Combinazioni sisma SLV		Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[MN]	[MNm]	[MNm]	[MN]	[MN]
pila1	Nmax	810	131.93	336.44	167.23	7.98	4.60
	Nmin	943	131.93	-306.28	-148.33	-7.94	-4.60
	Mtmax	852	131.93	821.93	246.76	17.09	5.97
	MImax	838	131.93	514.05	344.28	10.98	8.36
	Vtmax	773	131.93	810.29	225.93	17.20	5.60
	VImax	844	131.93	515.06	338.81	10.94	8.37
pila2	Nmax	797	133.93	447.94	177.77	9.29	4.26
	Nmin	956	133.93	-389.93	-177.49	-9.46	-4.27
	Mtmax	852	133.93	1105.41	294.58	21.95	6.73
	MImax	825	133.93	684.50	424.45	13.87	9.82
	Vtmax	786	133.93	1085.62	268.69	22.20	6.26
	VImax	986	133.93	-639.94	-417.97	-13.74	-9.83
pila3	Nmax	810	132.13	354.71	144.46	7.50	4.10
	Nmin	943	132.13	-278.79	-163.75	-7.95	-4.12
	Mtmax	851	132.13	855.82	219.07	17.09	5.56
	MImax	1993	132.13	-443.53	-387.85	-10.36	-9.27
	Vtmax	1012	132.13	-775.69	-243.43	-17.59	-5.57
	VImax	973	132.13	-440.95	-381.96	-10.32	-9.27
pila4	Nmax	797	129.43	330.23	161.55	7.60	4.58
	Nmin	956	129.43	-268.55	-160.78	-7.91	-4.58
	Mtmax	852	129.43	768.15	209.22	16.36	5.24
	MImax	825	129.43	424.29	402.54	9.28	10.02
	Vtmax	999	129.43	-698.75	-213.47	-16.71	-5.23
	VImax	831	129.43	424.47	396.75	9.25	10.02
pila5	Nmax	797	157.15	330.27	161.55	7.61	4.58
	Nmin	956	157.15	-268.52	-160.78	-7.90	-4.58
	Mtmax	852	157.15	768.19	209.22	16.36	5.24
	MImax	825	157.15	424.33	402.54	9.28	10.02
	Vtmax	999	157.15	-698.72	-213.47	-16.71	-5.23
	VImax	831	157.15	424.51	396.75	9.26	10.02

<b>SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO JET-GROUTING (<math>\gamma</math>RD CONSIDERATO)</b>							
Combinazioni sisma SLV							
		Comb	N	Mt	MI	Vt	VI
			[MN]	[MNm]	[MNm]	[MN]	[MN]
pila1	Nmax	810	443.25	527.99	277.65	7.98	4.60
	Nmin	943	443.25	-496.95	-258.74	-7.94	-4.60
	Mtmax	852	443.25	1232.15	390.04	17.09	5.97
	MImax	838	443.25	777.51	544.91	10.98	8.36
	Vtmax	773	443.25	1223.15	360.42	17.20	5.60
	VI max	844	443.25	777.58	539.64	10.94	8.37
pila2	Nmax	797	445.25	671.01	280.03	9.29	4.26
	Nmin	956	445.25	-616.91	-279.94	-9.46	-4.27
	Mtmax	852	445.25	1632.17	456.08	21.95	6.73
	MImax	825	445.25	1017.29	660.05	13.87	9.82
	Vtmax	786	445.25	1618.38	418.85	22.20	6.26
	VI max	986	445.25	-969.69	-653.91	-13.74	-9.83
pila3	Nmax	810	443.45	534.62	242.94	7.50	4.10
	Nmin	943	443.45	-469.50	-262.68	-7.95	-4.12
	Mtmax	851	443.45	1266.03	352.46	17.09	5.56
	MImax	1993	443.45	-692.16	-610.25	-10.36	-9.27
	Vtmax	1012	443.45	-1197.85	-377.11	-17.59	-5.57
	VI max	973	443.45	-688.69	-604.48	-10.32	-9.27
pila4	Nmax	797	302.15	421.43	216.56	7.60	4.58
	Nmin	956	302.15	-363.45	-215.69	-7.91	-4.58
	Mtmax	852	302.15	964.41	272.10	16.36	5.24
	MImax	825	302.15	535.61	522.78	9.28	10.02
	Vtmax	999	302.15	-899.30	-276.20	-16.71	-5.23
	VI max	831	302.15	535.51	517.01	9.25	10.02
pila5	Nmax	797	295.75	421.53	216.56	7.61	4.58
	Nmin	956	295.75	-363.35	-215.69	-7.90	-4.58
	Mtmax	852	295.75	964.52	272.10	16.36	5.24
	MImax	825	295.75	535.72	522.78	9.28	10.02
	Vtmax	999	295.75	-899.20	-276.20	-16.71	-5.23
	VI max	831	295.75	535.62	517.01	9.26	10.02

**Tabella 22: Azioni SLV**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi viene condotta secondo l'Approccio 1 - combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno vengono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R2. La capacità portante viene valutata in termini di tensioni efficaci usando l'espressione trinomia. All'interno di questa relazione si introducono alcuni coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico applicato e della forma della fondazione.

Nelle verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi viene condotta come indicato dalla Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP:

*"... L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori  $K_{hk}$  possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii (§ 7.11.3.5.2). L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$ ; il fattore  $N_\gamma$  viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico..."*

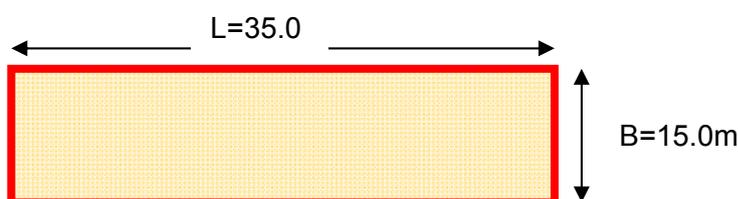
Per fondazioni dirette impostate ad una certa profondità da p.c. è lecito trascurare gli effetti dell'interazione cinematica (Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee guida - AGI 2005) per cui si terrà conto a seguire del solo contributo inerziale attraverso il coefficiente

$$K_{hi} = k_h / (1 - k_v) = 0.574.$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per maggiori chiarimenti si rimanda al "Metodo di Maugeri e Novità (2004)" (Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee guida – AGI 2005).

La geometria della fondazione della *pila 2* considerata nell'analisi è riportata nella successiva Figura 23.



**Figura 23: Geometria tipo della fondazione della pila**

Per le verifiche è stato considerato:

- $V_{long}=Tb$
- $V_{trasv}=TL$
- $M_{long}=Mb$
- $M_{trasv}=ML$

### 6.1.1 Inquadramento geotecnico Pile 1, 2, 3 e 4

Si assume quale stratigrafia di dettaglio per le analisi che seguono quanto riportato appresso:

- dalla quota piano campagna e fino a profondità maggiori del volume significativo dell'opera

Depositi costieri:

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	: peso di volume
$\phi_p = 37^\circ$	: angolo di attrito di picco
$\phi_{vc} = 33^\circ$	: angolo di attrito di picco
$c = 0.00 \text{ kN/m}^2$	: coesione
$E_{vc} = 50000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità vergine
$E_{ur} = 100000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità scarico-ricarico
$\nu' = 0.30$	: modulo di Poisson

Si considera la falda posta a piano campagna.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In accordo col §1 e con la particolare geometria delle colonne di trattamento superficiale fra i diaframmi provvisionali si considerano di seguito le seguenti caratteristiche geotecniche equivalenti:

Soil	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'_{cv}$ (°)	$E'_{50}{}^{ref}$ (kPa)
jet-grouting	22.0	1360	35	$2.5 \cdot 10^6$

Siccome il trattamento fra i diaframmi viene eseguito con maglia esagonale come meglio esplicitato negli elaborati grafici si considera nelle analisi un terreno trattato equivalente in funzione della percentuale di jet-grouting presente rispetto alla totalità di volume considerato (jet-grouting valutato 60% del volume totale). Questo si riflette, per le verifiche di capacità portante, nella riduzione percentuale della coesione efficace.

### 6.1.2 Inquadramento geotecnico Pila 5

Si assume quale stratigrafia di dettaglio per le analisi che seguono quanto riportato appresso:

- dalla quota piano campagna e fino a profondità maggiori del volume significativo dell'opera  
Ghiaie di Messina:

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	: peso di volume
$\phi_p = 38^\circ$	: angolo di attrito di picco
$\phi_{vc} = 33^\circ$	: angolo di attrito di picco**
$c = 0.00 \text{ kN/m}^2$	: coesione
$E_{vc} = 70000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità vergine
$E_{ur} = 170000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità scarico-ricarico
$\nu' = 0.30$	: modulo di Poisson

\*\*valutato in maniera conservativa.

Entro il volume significativo dell'opera non è stata registrata la presenza di falda.

In accordo col §1 e con la particolare geometria delle colonne di trattamento superficiale fra i diaframmi provvisionali si considerano di seguito le seguenti caratteristiche geotecniche equivalenti:

Soil	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'_{cv}$ (°)	$E'_{50}{}^{ref}$ (kPa)
jet-grouting	22.0	1360	35	$2.5 \cdot 10^6$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Siccome il trattamento fra i diaframmi viene eseguito con maglia esagonale come meglio esplicitato negli elaborati grafici si considera nelle analisi un terreno trattato equivalente in funzione della percentuale di jet-grouting presente rispetto alla totalità di volume considerato (jet-grouting valutato 60% del volume totale). Questo si riflette, per le verifiche di capacità portante, nella riduzione percentuale della coesione efficace.

### **6.1.3 Pile 1, 2 e 3**

#### **6.1.3.1 Intradosso fondazione**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot bc \cdot gc + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot bq \cdot gq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

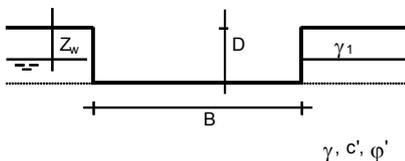
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

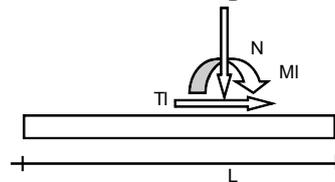
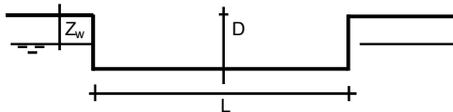
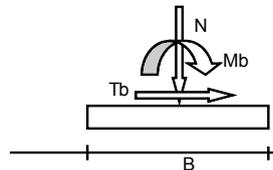
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



$\gamma, c', \varphi'$

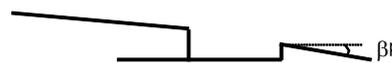


(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 15.00 (m)  
L = 35.00 (m)  
D = 6.50 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	133930		133930
Mb [kNm]	294580		294580
MI [kNm]	1105410		1105410
Tb [kN]	6730		6730
TI [kN]	21950		21950
H [kN]	22958.56	0.00	22959

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

*Peso unità di volume del terreno*

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$\begin{aligned} c' &= 780.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Valori di progetto*

$$\begin{aligned} c' &= 624.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 29.26 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 2.20 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 8.25 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 10.60 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 18.49 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 78.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot D / \varphi')}$$

$$N_q = 9.71$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 8.93$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 6.84$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.62$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.32$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.77$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.64 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 17.05 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.36 \quad m = 1.39 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_B \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

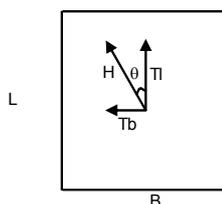
$$i_q = 0.91$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.90$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.85$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>q</sub> = 1 + 2 D tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup> / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>q</sub> = 1 + (2 tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup>) \* arctan (D / B\*)

$$d_q = 1.18$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 11213.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 683.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 6230 \geq q = 683 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 22958.56 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 197352.66 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 197353 \geq H_d = 22959 \quad (\text{kN})$$

### 6.1.3.2 Intradosso trattamento

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

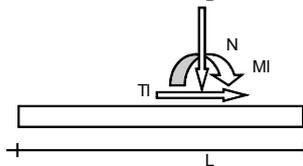
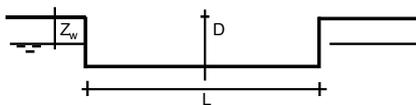
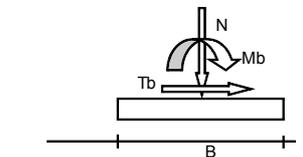
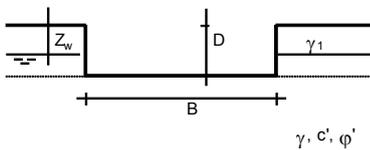
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

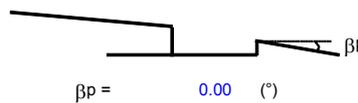
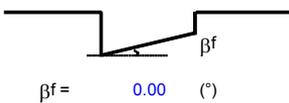
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 15.00 (m)  
L = 35.00 (m)  
D = 30.50 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	445250		445250
Mb [kNm]	456080		456080
MI [kNm]	1632170		1632170
Tb [kN]	6730		6730
TI [kN]	21950		21950
H [kN]	22958.56	0.00	22959

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

**Peso unità di volume del terreno**

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Valori di progetto**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 27.45 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 1.02 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 3.67 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 12.95 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 27.67 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 366.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \gamma)}$$

$$N_q = 7.96$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 7.69$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 5.31$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.48$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.24$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.81$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.68 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 17.05 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.32 \quad m = 1.35 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_B \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

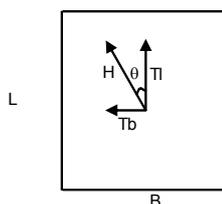
$$i_q = 0.93$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.92$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.88$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.35$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.44$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 4807.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 1242.52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 2671 \geq q = 1243 \quad (\text{kN/m}^2)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

## 6.1.4 Pila 4

### 6.1.4.1 Intradosso fondazione

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

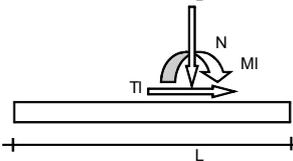
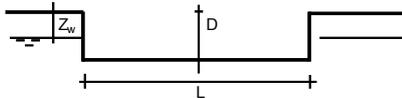
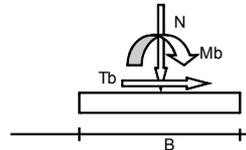
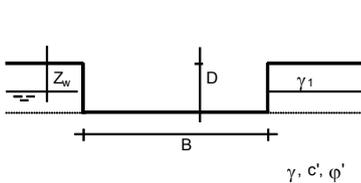
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

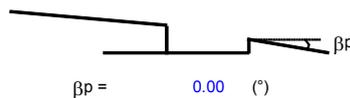
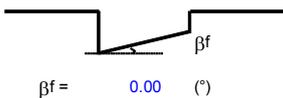
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 15.00 (m)  
L = 35.00 (m)  
D = 6.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	129430		129430
Mb [kNm]	402540		402540
MI [kNm]	424290		424290
Tb [kN]	10020		10020
Tl [kN]	9280		9280
H [kN]	13657.19	0.00	13657

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

**Peso unità di volume del terreno**

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$\begin{aligned} c' &= 780.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Valori di progetto**

$$\begin{aligned} c' &= 624.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 29.26 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 3.11 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 3.28 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 8.78 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 28.44 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 78.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot \varphi')}$$

$$N_q = 9.71$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 8.93$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 6.84$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.34$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.88$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 47.20 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24 \quad m = 1.52 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

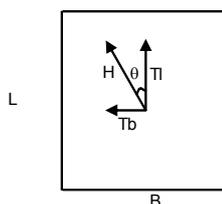
$$i_q = 0.95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.94$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.92$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>q</sub> = 1 + 2 D tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup> / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>q</sub> = 1 + (2 tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup>) \* arctan (D / B\*)

$$d_q = 1.22$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.26$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 10118.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 518.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 5621 \geq q = 518 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 13657.19 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 228333.96 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 228334 \geq H_d = 13657 \quad (\text{kN})$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

### 6.1.4.2 Intradosso trattamento

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

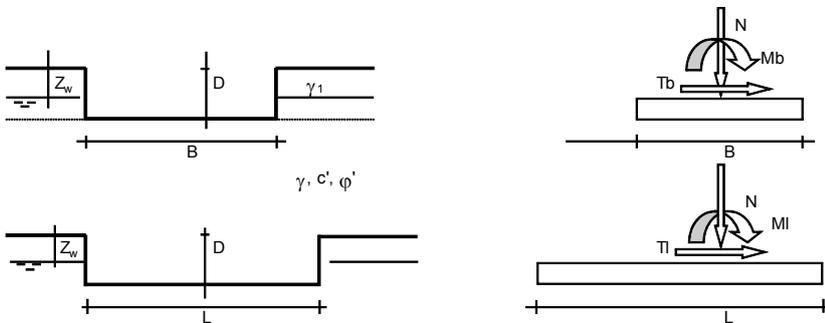
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

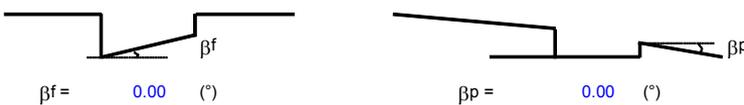
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 15.00 (m)  
L = 35.00 (m)  
D = 18.50 (m)



	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	302150		302150
Mb [kNm]	522780		522780
MI [kNm]	535610		535610
Tb [kN]	10020		10020
TI [kN]	9280		9280
H [kN]	13657.19	0.00	13657

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

**Peso unità di volume del terreno**

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Valori di progetto**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 27.45 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1.73 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 1.77 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 11.54 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 31.45 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 222.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot D \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 7.96$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 7.69$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 5.31$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.38$$

$$s_q = 1 + B^* \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.19$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.85$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 47.20 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27 \quad m = 1.52 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>B</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

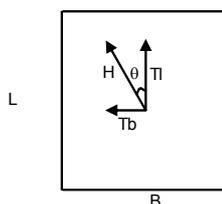
$$i_q = 0.93$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.92$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.89$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.31$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.38$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 2793.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 832.43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 1552 \geq q = 832 \quad (\text{kN/m}^2)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

## 6.1.5 Pila 5

### 6.1.5.1 Intradosso fondazione

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

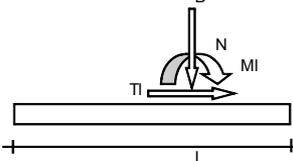
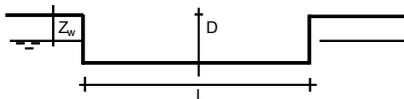
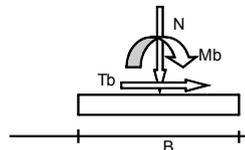
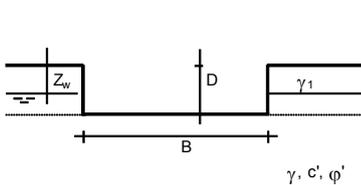
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

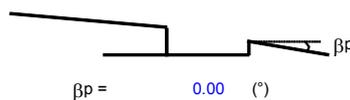
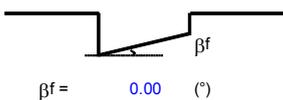
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 15.00 (m)  
L = 35.00 (m)  
D = 6.50 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input permanenti	temporanee	
N [kN]	157150		157150
Mb [kNm]	402540		402540
MI [kNm]	424330		424330
Tb [kN]	10020		10020
TI [kN]	9280		9280
H [kN]	13657.19	0.00	13657

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

**Peso unità di volume del terreno**

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$\begin{aligned} c' &= 780.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Valori di progetto**

$$\begin{aligned} c' &= 624.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 29.26 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 2.56 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 2.70 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 9.88 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 29.60 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 78.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \varphi')}$$

$$N_q = 9.71$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 8.93$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 6.84$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.36$$

$$s_q = 1 + B^* \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.19$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.87$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 47.20 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.52 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

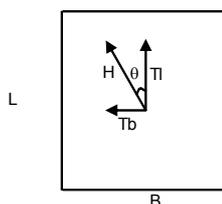
$$i_q = 0.96$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.95$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.93$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>q</sub> = 1 + 2 D tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup> / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>q</sub> = 1 + (2 tan φ' (1 - sen φ')<sup>2</sup>) \* arctan (D / B\*)

$$d_q = 1.19$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.23$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 10203.97 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 537.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 5669 \geq q = 538 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 13657.19 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 270460.21 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 270460 \geq H_d = 13657 \quad (\text{kN})$$

### 6.1.5.2 Intradosso trattamento

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

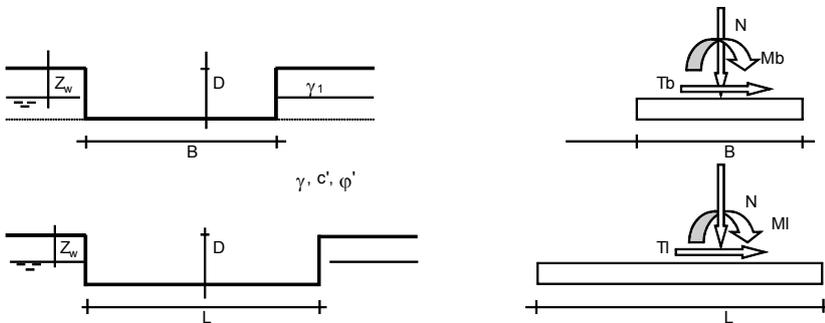
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

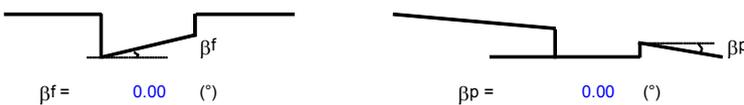
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 15.00 (m)  
L = 35.00 (m)  
D = 18.50 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	295750		295750
Mb [kNm]	522780		522780
MI [kNm]	535720		535720
Tb [kN]	10020		10020
TI [kN]	9280		9280
H [kN]	13657.19	0.00	13657

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

*Peso unità di volume del terreno*

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Valori di progetto*

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 27.45 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1.77 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 1.81 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 11.46 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 31.38 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 222.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \varphi')}$$

$$N_q = 7.96$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 7.69$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 5.31$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.38$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.19$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.85$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 47.20 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27 \quad m = 1.52 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_B \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

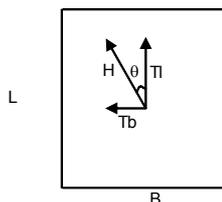
$$i_q = 0.93$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.92$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.89$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.31$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.38$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 2787.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 822.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 1548 \geq q = 822 \quad (\text{kN/m}^2)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6.2 Fattore di sicurezza contro il ribaltamento

Data la stessa geometria delle fondazioni delle pile in esame si esegue la verifica a ribaltamento per la condizione sismica più gravosa sia per la direzione trasversale che longitudinale ed in accordo con la Tabella 21 (pila 2 – comb. M<sub>tmax</sub> e pila 2 – comb. M<sub>lmax</sub>).

### 6.2.1 Pila 2 – comb. M<sub>tmax</sub>

La verifica di sicurezza nei confronti del ribaltamento è stata valutata imponendo l'equilibrio dei momenti attorno allo spigolo basso della fondazione indicato con la lettera O.

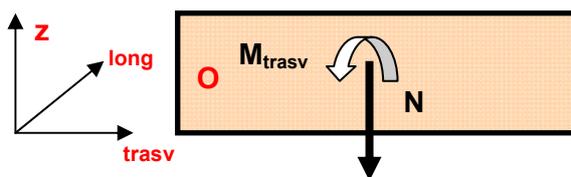


Figura 24: Verifica al ribaltamento

La sicurezza nei confronti della rotazione è assicurata perchè i momenti resistenti sono maggiori di quelli agenti:

$$\frac{\sum M_{R_d}}{\sum M_{D_d}} = \frac{N \cdot L / 2}{M_{trasv}} \geq 1$$

con:

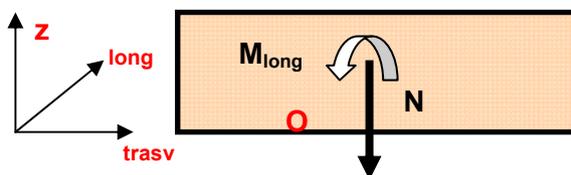
- N = 133930 kN,
- M<sub>trasv</sub> = 1105410 kN/m
- L = 35 m

Il fattore di sicurezza nei confronti del ribaltamento è: 2.12.

### 6.2.2 Pila 2 – comb. M<sub>lmax</sub>

La verifica di sicurezza nei confronti del ribaltamento è stata valutata imponendo l'equilibrio dei momenti attorno allo spigolo basso della fondazione indicato con la lettera O.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



*Figura 25: Verifica al ribaltamento*

La sicurezza nei confronti della rotazione è assicurata perchè i momenti resistenti sono maggiori di quelli agenti:

$$\frac{\sum M_{R_d}}{\sum M_{D_d}} = \frac{N \cdot L / 2}{M_{long}} \geq 1$$

con:

- N = 133930 kN,
- $M_{trasv} = 424450 \text{ kN/m}$
- L = 15 m

Il fattore di sicurezza nei confronti del ribaltamento è: 2.37.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7 VERIFICHE GEOTECNICHE ED ANALISI DINAMICHE SPALLA

### 7.1 Premessa

Le analisi dinamiche che seguono sono state eseguite al fine di stabilire dettagliatamente l'entità delle spinte sulla superficie ideale di rottura e sul paramento della spalla del viadotto Pantano. L'entità geometrica, i volumi di terreno coinvolti, le dimensioni di terreni spingenti, presenti, i carichi variabili (ferroviari e stradali) a tergo spalla coinvolti e l'entità degli eventi sismici da considerare imposti dalle NTC2008 ha portato alla conclusione che l'utilizzo di metodi semplificati (come i metodi dell'equilibrio limite statico e dinamico), quand'anche testati e riconosciuti dalla letteratura corrente e dalle norme, possono in questo caso portare a sovra stime anche importanti delle spinte in gioco. In special modo questo si risente nelle analisi sismiche nelle quali il fatto di dover portare in conto completamente, secondo le NTC2008, le azioni inerziali delle strutture e dei terreni su di esse portati può fornire spinte finali (nei vari stati limite considerati) eccessivamente conservative. Ad esempio le classiche metodologie semplificate di cui sopra fra le altre cose non portano in conto l'effetto dissipativo, durante sisma, dei rinterri con conseguente possibile mancata riduzione delle spinte sismiche.

A tal fine quindi si è pensato di eseguire analisi dinamiche complete, bidimensionali, con modelli elasto plastici inelastici e attraverso l'utilizzo di time-histories adatte che fornissero risultati da confrontare con le indicazioni di letteratura e norma al fine di determinare uno sgravio utile e condivisibile delle spinte sulle strutture.

### 7.2 Azioni sismiche di riferimento e parametri rappresentativi

Per queste analisi l'input sismico è stato composto rispettivamente da:

- quello definito "di scenario" riportato nel documento *DT.ISP.S.E.R1.001 "Approfondimenti relativi al terremoto di progetto per l'opera di attraversamento"*. Tale studio fornisce uno set di accelerogrammi sia per il lato Sicilia che per il lato Calabria (20 nella direzione longitudinale del ponte e 20 nella direzione trasversale del ponte) riferiti ad un *moment magnitude* di  $M=6.8$ ;
- quello rappresentato dagli accelerogrammi reali selezionati dal prof. Braga in accordo con le indicazioni delle (New Zealand 1987/03/02 01:51, Koceci, Turkey 1999/08/17);
- lo spettro di normativa NTC2008 relativamente al sito in esame.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

Le prime due tipologie di input sismico sono state deconvolute fino ad una specifica profondità che rappresenta il bedrock per le analisi di propagazione seguenti (laddove le Ghiaie di Messina raggiungono velocità delle onde di taglio attorno ai 600m/sec). La deconvoluzione è stata eseguita presumendo essenzialmente le stesse proprietà del suolo adottate dagli autori del documento *DT.ISP.S.E.R1.001*, specificatamente un comportamento lineare-viscoso del suolo. I parametri utilizzati nell'analisi sono riportati nelle Tabella 8 e Tabella 9.

Thickness (m)	$V_s$ (m/s)	$D$ (%)
62.5	200	2.5
25.0	300	2.5

**Tabella 23 Parametri geotecnici dei terreni utilizzati nella deconvoluzione SPALLA/PILA\_FACCIOLI**

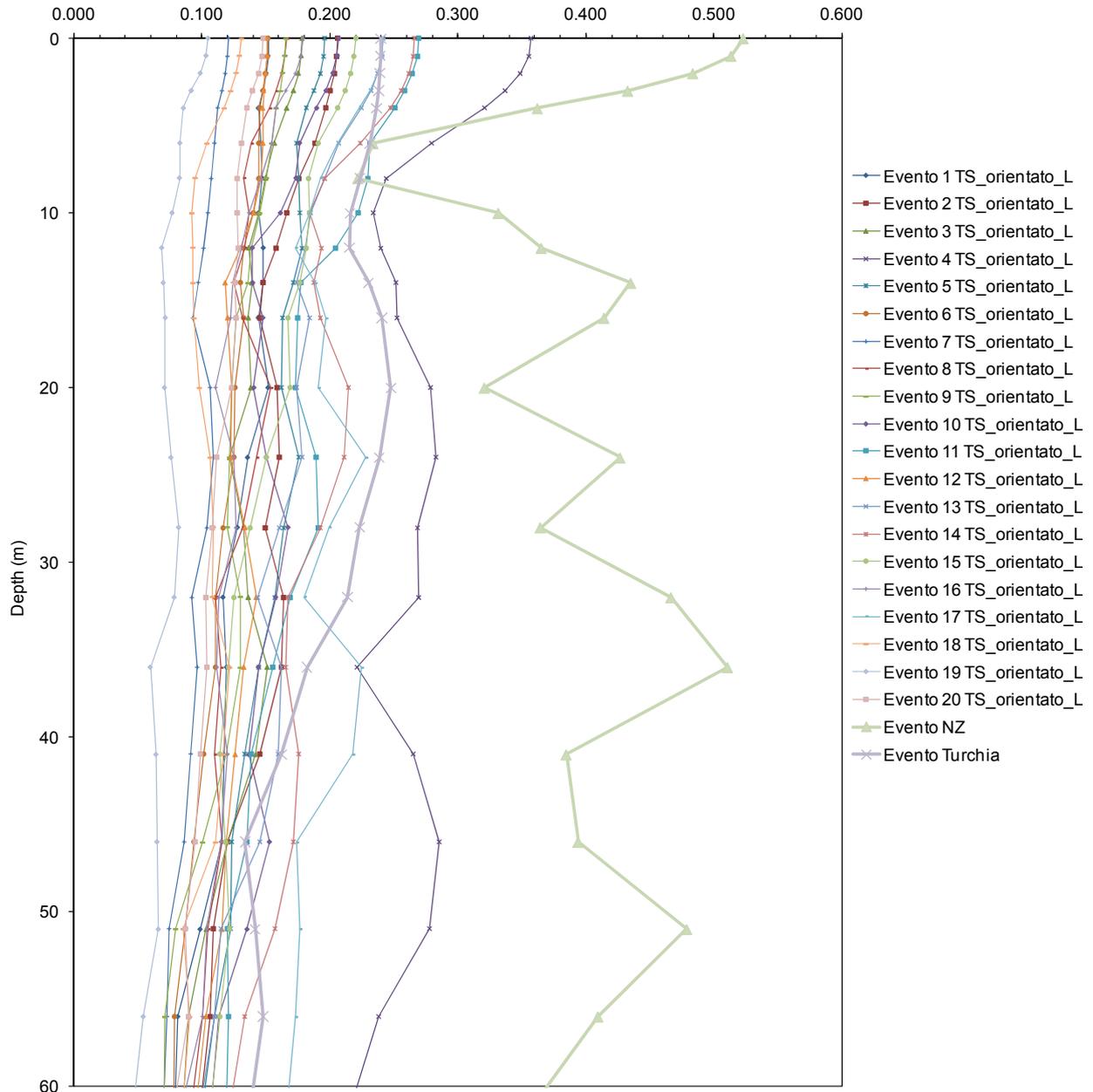
Thickness (m)	$V_s$ (m/s)	$D$ (%)
64.0	700	-

**Tabella 24 Parametri geotecnici dei terreni utilizzati nella deconvoluzione SPALLA/PILA\_BRAGA**

Questi segnali sono stati processati (propagazione fino a piano campagna) per ottenere una accelerazione massima a piano campagna  $a_{max,s}$  (necessaria per l'analisi semplificate). In particolare, in accordo con le indagini eseguite relativamente ai terreni di fondazione del viadotto Pantano per le analisi di propagazione è stata considerata la seguente tipologia di stratigrafia di riferimento:

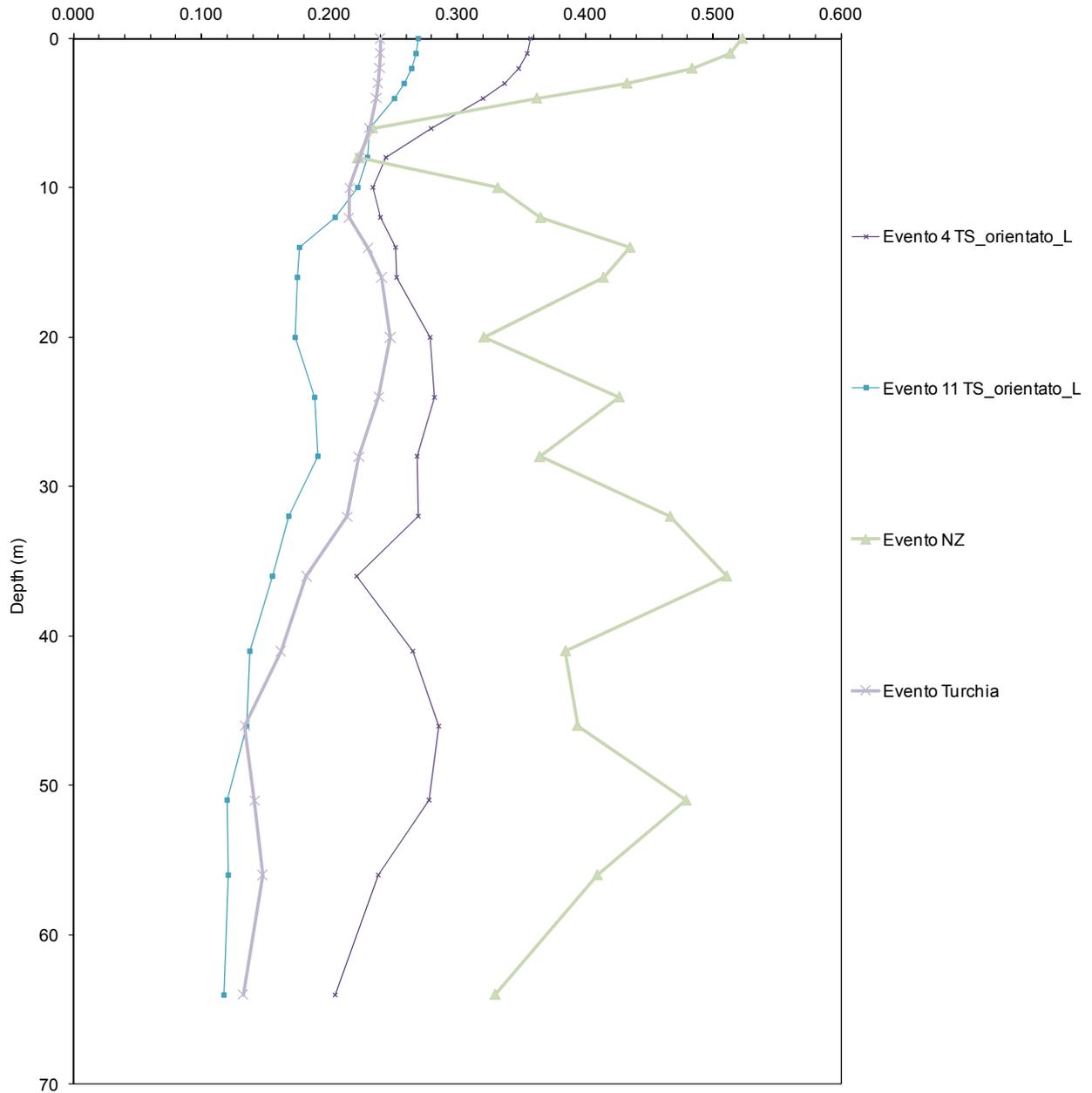
- Spalla con stratigrafia di analisi definita in accordo con le prove ASCH1\_504 ED ASCH2\_505 (Cross-hole):

Layer Number	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Total unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Shear wave velocity (m/sec)	Location of water table
1	4.0	183.49	20.00	300.00	
2	12.0	183.49	20.00	300.00	
3	20.0	183.49	20.00	300.00	
4	20.0	326.20	20.00	400.00	W
5	8.0	509.68	20.00	500.00	W
6		998.98	20.00	700.00	W



(a)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



(b)

**Figura 26** Input sismici utilizzati per l'analisi della spalla – (a) totale input sismici considerati, (b) input più gravosi

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 7.3 Il codice di calcolo PLAXIS 2D v.9

Per il corretto dimensionamento della spalla del viadotto Pantano si è ritenuto utile procedere ad una modellazione attraverso un codice di calcolo agli elementi finiti "Plaxis". Per questo scopo le analisi della risposta sismica locale in campo monodimensionale eseguite con il codice di calcolo EERA, sono risultate utili a tarare i coefficienti di Rayleigh che controllano lo smorzamento viscoso nel codice Plaxis.

Al fine di verificare le assunzioni fatte sulle caratteristiche di smorzamento del sistema dinamico in campo bidimensionale, si è proceduto ad eseguire ulteriori analisi numeriche di taratura in condizioni di free-field, assumendo per i vari terreni riferiti al contesto stratigrafico in esame i medesimi parametri elastico-lineari implementati nel codice EERA.

Una volta ottenuti risultati confrontabili con l'analisi monodimensionale, sono state eseguite ulteriori analisi in condizioni di free-field assumendo per i terreni un comportamento meccanico elasto-plastico incrudente (*Hardening soil*).

Infine si è proceduto all'inserimento nel modello della spalla del viadotto.

I modelli bidimensionali agli elementi finiti sono stati definiti attraverso il programma di calcolo *PLAXIS 2D v9*.

*PLAXIS* è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (*plane strain*) o a condizioni assialsimmetriche (*axisymmetric*). Per le potenzialità e le caratteristiche del programma si rimanda al "*Plaxis Reference Manual v.9 (2008)*".

Come precedentemente accennato, nelle analisi eseguite per step di accuratezza crescente il terreno è stato assimilato dapprima ad un mezzo lineare elastico e poi ad un mezzo elasto-plastico con incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche e deviatoriche plastiche (modello "*Hardening Soil HS*").

Il comportamento meccanico del terreno può essere modellato con diversi gradi di accuratezza. La legge di Hooke per il modello elastico isotropo lineare, per esempio, può essere pensato come la più semplice relazione sforzi-deformazioni possibile. Essa tiene conto di solo due parametri, il modulo di Young (E) ed il coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) e dunque può risultare poco efficace a catturare le caratteristiche essenziali del comportamento meccanico del terreno.

Le principali caratteristiche del modello costitutivo *Hardening Soil* sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici (con legge di flusso non

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

associata) e sferici (con legge di flusso associata);

- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidità secante  $E_{50}$  per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{50} = E_{50ref} \left[ \frac{(c' \cdot \cos \varphi' - \sigma'_{min} \cdot \sin \varphi')}{(c' \cdot \cos \varphi' - p_{ref} \cdot \sin \varphi')} \right]^m$$

- dove  $p_{ref} = 100$  kPa è la pressione di riferimento,  $\sigma'_{min}$  è la tensione efficace principale minore,  $E_{50ref}$  è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ( $\sigma'_{min} = p_{ref}$ ),  $m$  è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale e  $E_{50}$  è il modulo di rigidità secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione  $\sigma'_{min}$ .
- il modulo di rigidità  $E_{ur}$  per percorsi tensionali di scarico-ricarico funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{ur} = E_{urref} \left[ \frac{(c' \cdot \cos \varphi' - \sigma'_{min} \cdot \sin \varphi')}{(c' \cdot \cos \varphi' - p_{ref} \cdot \sin \varphi')} \right]^m ; E_{ur} = E_{urref} \cdot k_{-1}$$

- dove  $p_{ref} = 100$  kPa è la pressione di riferimento,  $\sigma'_{min}$  è la tensione efficace principale minore,  $E_{urref}$  è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ( $\sigma'_{min} = p_{ref}$ ),  $m$  è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale e  $E_{ur}$  è il modulo di rigidità secante alla tensione  $\sigma'_{min}$ .

Nella Tabella 25 sono riepilogati i valori dei parametri geotecnici adottati nelle analisi di interazione.

Come precedentemente accennato, le caratteristiche di deformabilità dei terreni sono state desunte a partire dal modulo di elasticità tangenziale piccole deformazioni ( $G_0$ ) ricavato dalle prove in sito cross-hole.

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

Stratigrafia	Z	Zpc	$\gamma$	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	$k_0$	$\sigma'_h$	c'	$\varphi'$	$p_{ref}$	m	K_1
	m	m	kN/m <sup>3</sup>	kPa	kPa	kPa		kPa	kPa	°	kPa	-	-
Messina Gravel	0.0	0.0	20	0	0	0	0.51	0	0	29.26	100	0.2	0.000
	1.0	1.0		20	10	10		5	0.552				
Messina Gravel	1.0	1.0	20	20	10	10	0.51	5	0	29.26	100	0.2	0.552
	2.0	2.0		40	20	20		10	0.634				
Messina Gravel	2.0	2.0	20	40	20	20	0.51	10	0	29.26	100	0.2	0.634
	3.0	3.0		60	30	30		15	0.687				
Messina Gravel	3.0	3.0	20	60	30	30	0.51	15	0	29.26	100	0.2	0.687
	4.0	4.0		80	40	40		20	0.728				
Messina Gravel	4.0	4.0	20	80	40	40	0.51	20	0	29.26	100	0.2	0.728
	6.0	6.0		120	60	60		31	0.790				
Messina Gravel	6.0	6.0	20	120	60	60	0.51	31	0	29.26	100	0.2	0.790
	8.0	8.0		160	80	80		41	0.836				
Messina Gravel	8.0	8.0	20	160	80	80	0.51	41	0	29.26	100	0.2	0.836
	10.0	10.0		200	100	100		51	0.874				
Messina Gravel	10.0	10.0	20	200	100	100	0.51	51	0	29.26	100	0.2	0.874
	12.0	12.0		240	120	120		61	0.907				
Messina Gravel	12.0	12.0	20	240	120	120	0.51	61	0	29.26	100	0.2	0.907
	14.0	14.0		280	140	140		72	0.935				
Messina Gravel	14.0	14.0	20	280	140	140	0.51	72	0	29.26	100	0.2	0.935
	16.0	16.0		320	160	160		82	0.961				
Messina Gravel	16.0	16.0	20	320	160	160	0.51	82	0	29.26	100	0.2	0.961
	20.0	20.0		400	200	200		102	1.004				
Messina Gravel	20.0	20.0	20	400	200	200	0.51	102	0	29.26	100	0.2	1.004
	24.0	24.0		480	240	240		123	1.042				
Messina Gravel	24.0	24.0	20	480	240	240	0.51	123	0	29.26	100	0.2	1.042
	28.0	28.0		560	280	280		143	1.074				
Messina Gravel	28.0	28.0	20	560	280	280	0.51	143	0	29.26	100	0.2	1.074
	32.0	32.0		640	320	320		164	1.103				
Messina Gravel	32.0	32.0	20	640	320	320	0.51	164	0	29.26	100	0.2	1.103
	36.0	36.0		720	360	360		184	1.130				
Messina Gravel	36.0	36.0	20	720	360	360	0.51	184	0	29.26	100	0.1	1.063
	41.0	41.0		820	410	410		210	1.077				
Messina Gravel	41.0	41.0	20	820	410	410	0.51	210	0	29.26	100	0.1	1.077
	46.0	46.0		920	460	460		235	1.089				
Messina Gravel	46.0	46.0	20	920	460	460	0.51	235	0	29.26	100	0.1	1.089
	51.0	51.0		1020	510	510		261	1.101				
Messina Gravel	51.0	51.0	20	1020	510	510	0.51	261	0	29.26	100	0.1	1.101
	56.0	56.0		1120	560	560		286	1.111				
Messina Gravel	56.0	56.0	20	1120	560	560	0.51	286	0	29.26	100	0.1	1.111
	64.0	64.0		1280	640	640		327	1.126				

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

Stratigrafia	Z	V <sub>s</sub>	G <sub>0</sub> cross-hole	G <sub>0</sub> ref	G <sub>0</sub>	v	E <sub>0</sub> ref	E <sub>50</sub> ref	E <sub>0ed</sub> ref
	m	m/s	kPa	kPa	kPa	-	kPa	kPa	kPa
Messina Gravel	0.0	300.00	183486	180000	0.00	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	1.0	300.00	183486		99311				
Messina Gravel	1.0	300.00	183486	180000	99311	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	2.0	300.00	183486		114078				
Messina Gravel	2.0	300.00	183486	180000	114078	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	3.0	300.00	183486		123714				
Messina Gravel	3.0	300.00	183486	180000	123714	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	4.0	300.00	183486		131041				
Messina Gravel	4.0	300.00	183486	180000	131041	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	6.0	300.00	183486		142110				
Messina Gravel	6.0	300.00	183486	180000	142110	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	8.0	300.00	183486		150527				
Messina Gravel	8.0	300.00	183486	180000	150527	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	10.0	300.00	183486		157397				
Messina Gravel	10.0	300.00	183486	180000	157397	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	12.0	300.00	183486		163242				
Messina Gravel	12.0	300.00	183486	180000	163242	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	14.0	300.00	183486		168353				
Messina Gravel	14.0	300.00	183486	180000	168353	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	16.0	300.00	183486		172910				
Messina Gravel	16.0	300.00	183486	180000	172910	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	20.0	300.00	183486		180801				
Messina Gravel	20.0	300.00	183486	180000	180801	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	24.0	300.00	183486		187516				
Messina Gravel	24.0	300.00	183486	180000	187516	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	28.0	300.00	183486		193387				
Messina Gravel	28.0	300.00	183486	180000	193387	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	32.0	300.00	183486		198621				
Messina Gravel	32.0	300.00	183486	180000	198621	0.20	4.32E+05	2.16.E+04	2.16E+04
	36.0	300.00	183486		203355				
Messina Gravel	36.0	400.00	326198	290000	308240	0.20	6.96E+05	3.48.E+04	3.48E+04
	41.0	400.00	326198		312275				
Messina Gravel	41.0	400.00	326198	290000	312275	0.20	6.96E+05	3.48.E+04	3.48E+04
	46.0	400.00	326198		315889				
Messina Gravel	46.0	400.00	326198	290000	315889	0.20	6.96E+05	3.48.E+04	3.48E+04
	51.0	400.00	326198		319166				
Messina Gravel	51.0	400.00	326198	290000	319166	0.20	6.96E+05	3.48.E+04	3.48E+04
	56.0	400.00	326198		322165				
Messina Gravel	56.0	500.00	509684	440000	488802	0.20	1.06E+06	5.28.E+04	5.28E+04
	64.0	500.00	509684		495373				

**Tabella 25 Parametri utilizzati nella modellazione con il codice agli elementi finiti**

L'utilizzo del codice per l'esecuzione di analisi dinamiche richiede che vengano definiti una serie di parametri/condizioni aggiuntive rispetto a quelle necessarie per le analisi statiche. In particolare in fase di definizione del modello agli elementi finiti occorre prestare particolare attenzione a:

- estensione del modello in direzione orizzontale e contorni viscosi lungo i bordi verticali: i contorni verticali del modello devono essere posizionati sufficientemente lontani dalla regione di interesse, al fine di evitare il disturbo dovuto alla riflessione

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

delle onde incidenti. Infatti l'analisi di risposta sismica locale di un deposito di terreno è in genere eseguita considerando il deposito orizzontale ed uniforme, infinitamente esteso in direzione orizzontale, poggiante su un basamento roccioso orizzontale (*bedrock*) e investito da onde sismiche che si propagano verticalmente (condizioni monodimensionali). La condizione di estensione infinita, equivale ad assumere che le onde che si propagano dal *bedrock* verso la superficie, non subiscano alcuna riflessione ai bordi. Per quanto riguarda l'estensione del modello in direzione orizzontale analisi parametriche svolte con diverse larghezze del modello e con smorzatori viscosi (cfr. *Rapporto di ricerca "Modellazione numerica del comportamento dinamico di gallerie superficiali in terreni argillosi" Amorosi, Boldini, Sasso*) rivelano che la soluzione ottenuta nel dominio di interesse non risente della riflessione delle onde ai bordi, assumendo una larghezza  $L$  del modello pari ad otto volte l'altezza  $H$  ( $L = 8 \cdot H$ ). La condizione di allontanamento dei bordi verticali dalla regione di interesse in *PLAXIS*, non è però da sola sufficiente a garantire l'assenza di perturbazioni della soluzione numerica ottenuta. Occorre applicare ai bordi del modello dei contorni viscosi (*absorbent boundaries*) alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) la cui funzione è quella di assorbire parte dell'energia posseduta dalle onde incidenti. Nel caso in esame sono stati utilizzati i contorni del tipo *Standard Earthquake Boundaries* che *Plaxis* prevede nel caso di inserimento di un terremoto. Questa opzione genera contorni assorbenti sul bordo verticale sinistro e su quello destro del modello e impone uno spostamento alla base del modello con  $u_x = 0.01m$  e  $u_y = 0.01m$ . Alle prescritte condizioni al contorno per l'analisi dinamica occorre definire anche le condizioni di vincolo ai bordi (*Standard fixities*) in cui i bordi verticali ricevono il vincolo alla traslazione orizzontale ( $u_x = 0$ ) mentre la base del modello riceve un vincolo totale ( $u_x = 0; u_y = 0$ ).

- **carichi e spostamenti variabili nel tempo**: In *PLAXIS* un carico o spostamento dinamico è inserito nel modello come per il caso statico, cioè utilizzando carichi concentrati o distribuiti e/o spostamenti imposti. Questi carichi possono successivamente essere trasformati in dinamici, cioè in carichi e/o spostamenti variabili nel tempo, utilizzando l'opzione *Set dynamic load system* nel menù *Load*.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Occorre prestare molta attenzione al valore di input del carico e/o dello spostamento imposto: infatti in *PLAXIS* il carico/spostamento effettivamente applicato è dato dal prodotto del valore di input del carico/spostamento per il moltiplicatore del carico dinamico, *Dynamic Load Multiplier*, che è attivato in fase di calcolo e che definisce la variazione del corrispondente carico/spostamento con il tempo:

$$\text{carico / spostamento applicato}(t) = \text{Valore di input} \cdot \text{Moltiplicatore dinamico}(t)$$

In pratica il valore di input funge da fattore di scala. In *PLAXIS* il terremoto (*Earthquake*) è simulato attraverso uno spostamento imposto alla base del modello. Tale spostamento viene automaticamente generato dal programma, nel momento in cui si seleziona il comando *Standard Earthquake Boundaries*. L'accelerogramma inserito è definito in  $m/s^2$  pertanto è stato applicato uno spostamento pari a 1.00 m

- suddivisione del modello in strati orizzontali: Per garantire la massima affidabilità di un'analisi di risposta sismica locale è necessario tener conto delle inevitabili disomogeneità del terreno e quindi della variazione tra strato e strato dei parametri di rigidezza e smorzamento. In un banco litologicamente omogeneo le caratteristiche di rigidezza e smorzamento sono variabili con la profondità poiché dipendono dallo stato tensionale alla generica profondità.

In Figura 27 sono poste a confronto la funzione di amplificazione relativa al modello di terreno eterogeneo con quella relativa al modello di terreno omogeneo, con velocità delle onde di taglio costante in tutto lo strato e pari al valore medio. Il confronto mostra che l'effetto dell'eterogeneità sulla funzione di amplificazione si traduce in un avvicinamento delle frequenze fondamentali del deposito ed in un aumento dei picchi di amplificazione, rispetto al caso di sottosuolo omogeneo (Lanzo e Silvestri, 1999). Pertanto ridurre un sottosuolo o uno strato di elevata potenza con proprietà di rigidezza variabili con la profondità ad un banco omogeneo equivalente può significare sottostimare anche notevolmente i potenziali effetti di amplificazione del moto sismico (Lanzo e Silvestri, 1999).

Per tener conto in *PLAXIS* della variazione della rigidezza e dello smorzamento con la profondità, si è pensato di:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

- a. suddividere il modello in strati orizzontali di spessore in genere crescente dalla testa alla base del modello;
- b. attribuire ad ogni strato un valore costante della rigidezza.

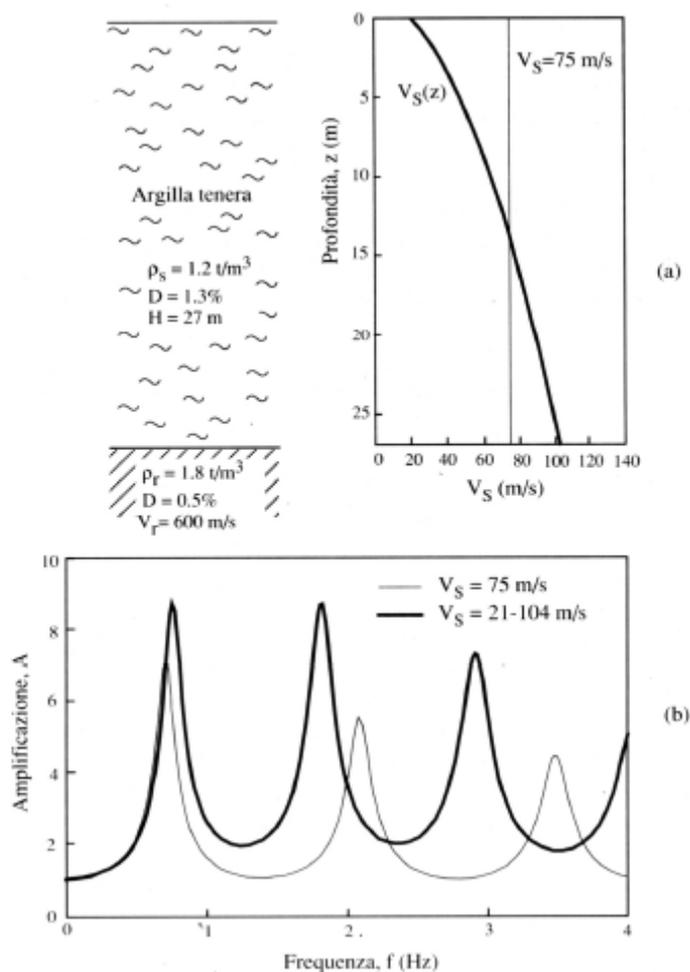


Figura 27 Profili di velocità (a) e confronto tra funzioni di amplificazione (b) relative alle ipotesi di sottosuolo omogeneo ed eterogeneo (Lanzo e Silvestri, 1999).

- definizione delle proprietà dei materiali con particolare attenzione ai parametri che controllano lo smorzamento viscoso alla Rayleigh ed alla rigidezza a taglio del materiale (strato drenato analisi non drenate): oltre a quanto finora espresso nel codice di calcolo *PLAXIS* occorre definire:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- o la velocità delle onde di compressione  $V_P$  e di taglio  $V_S$  o alternativamente il modulo di Young  $E'$  e il coefficiente di Poisson  $\nu'$  o la rigidezza a taglio  $G$  e il coefficiente di Poisson  $\nu'$ ;
- o lo smorzamento viscoso del materiale è assunto proporzionale alla massa ed alla rigidezza del sistema attraverso la relazione:  $[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K]$  dove  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  sono i coefficienti di Rayleigh che controllano lo smorzamento viscoso. Essi sono stati determinati in relazione alla pulsazione fondamentale dell'intero sistema dinamico al di sopra del bedrock e denominata  $\omega_1$ . Tale pulsazione è stata definita attraverso le funzioni di amplificazione risultanti dalle analisi monodimensionali eseguite con EERA. Ricavato  $\omega_1$  si ha che  $\alpha_R = D \omega_1$  e  $\beta_R = D/\omega_1$ .

I valori attribuiti alla rigidezza ed allo smorzamento sono quelli appropriati al livello di deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidezza e smorzamento cui si è fatto riferimento dipendono dalla rigidezza e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...). Allo scopo di selezionare adeguatamente i profili di rigidezza e smorzamento adottati nelle analisi visco-elasto-plastiche agli elementi finiti, si è adottata la seguente strategia di calibrazione dei parametri dinamici:

- a) definire i profili di rigidezza e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidezza e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input;
- b) eseguire una analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) selezionare per ogni materiale ed, in particolare, per ogni substrato, un valore medio della rigidezza e dello smorzamento da utilizzare per le analisi dinamiche agli elementi finiti, a partire dai profili di rigidezza a taglio e di smorzamento con la profondità ricavati dall'analisi *EERA*;

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

d) valutare, dall'analisi della funzione di amplificazione la frequenza fondamentale del sistema dinamico;

e) valutare per il sistema dinamico i coefficienti  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  dello smorzamento viscoso alla Rayleigh.

- definizione del reticolo di elementi finiti; nel definire il reticolo di elementi finiti si è prestata particolare attenzione alla dimensione degli elementi finiti. Infatti l'accuratezza della soluzione ottenuta per via numerica è proporzionale al numero di elementi introdotti nella discretizzazione, la cui crescita condiziona però i tempi di calcolo. Per ottimizzare la discretizzazione si sono previsti almeno tre punti per descrivere la generica semilunghezza d'onda della vibrazione di un elemento di spessore  $h$  e velocità  $V_s$ . Tale condizione comporta che se  $f_{max}$  è la massima frequenza significativa dell'input sismico, lo spessore massimo  $h_{max}$  da assegnare

all'elemento deve essere: 
$$h_{max} = \frac{\lambda}{6} = \frac{V_s}{6f_{max}}$$

- In fase di calcolo con il sottoprogramma Calculation occorre prestare particolare attenzione ai valori da attribuire al numero di additional steps e dynamic substeps: in *PLAXIS* il passo di tempo con cui vengono forniti i risultati in uscita è pari a:

$$\delta t_R = \left( \frac{\text{durata sisma}}{\text{additional steps}} \right) \quad [s]$$

Poiché il numero massimo di *additional steps* utilizzabile in *PLAXIS* è limitato a 1000, ad una maggiore durata del sisma consegue un maggiore passo temporale con cui *PLAXIS* restituisce i risultati. Questo comporta inevitabilmente una perdita di informazioni in *output* assimilabile ad un effetto filtro che si risente maggiormente alle alte frequenze. Di fatto più alta è la frequenza, maggiore è il numero di informazioni contenuto all'interno del passo temporale  $\delta t_R$  e che saranno "tagliate" in *output*. Conseguentemente più grande è il passo temporale  $\delta t_R$  con cui *PLAXIS* restituisce i risultati, maggiore sarà questo effetto filtro.

E' da sottolineare che questo è solo un problema di restituzione grafica dei risultati poiché *PLAXIS* in realtà legge l'accelerogramma con un passo temporale (in seguito denominato come *time step*) inferiore e quindi con maggiore accuratezza, pari a:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

$$\delta t_i = \left( \frac{\textit{durata sisma}}{\textit{additional steps} \cdot \textit{dynamic sub steps}} \right) \quad [s]$$

e facilmente controllabile agendo sul numero di *dynamic substeps*.

Per esempio se l'accelerogramma ha una durata di 30 s, utilizzando il massimo valore di *additional steps*, pari a 1000, il passo temporale con cui *PLAXIS* restituirà i risultati sarà di 0.03 s ma fissando a 3 in numero di *dynamic substeps*, il passo di tempo con cui è eseguita l'analisi è pari a *time step* = 0.01s.

Occorre a questo punto fare due osservazioni:

- o Se il *time step*  $\delta t_i$  con cui *PLAXIS* esegue l'analisi non corrisponde con l'intervallo di campionamento dell'accelerogramma, in particolare è maggiore, allora il codice di calcolo esegue una interpolazione dei dati per definire il corrispondente valore della accelerazione. Onde evitare che si "attivi" tale interpolazione, il cui effetto sul risultato è difficilmente prevedibile e controllabile, occorre scegliere il numero di *dynamic substeps* in modo tale che il *time step*  $\delta t_i$  sia almeno pari al passo di campionamento dell'accelerogramma.
- o L'accuratezza con cui *PLAXIS* esegue l'analisi dinamica dipende dall'intervallo di tempo critico  $\delta t_{critical}$  (*critical time step*), quest'ultimo funzione delle proprietà meccaniche del materiale ( $E$ ,  $\nu$ ) e della dimensione degli elementi finiti. E' possibile ricavare indirettamente questo valore: infatti, tenendo conto dell'intervallo di tempo critico, *PLAXIS* calcola automaticamente il numero di *dynamic substeps* necessari per ottenere una sufficiente accuratezza. Tale valore di *default* è indicato cliccando il pulsante *Define* nel riquadro *Iterative Procedure* della scheda *Parameters* del sottoprogramma *Calculation*. Noto il numero *standard* di *dynamic substeps*, ponendo  $\delta t_i = \delta t_{critical}$  è possibile ricavare indirettamente l'intervallo di tempo critico utilizzando

$$\delta t_{critical} = \left( \frac{\textit{durata sisma}}{\textit{additional steps} \cdot \textit{standard dynamic sub steps}} \right) \cdot \textit{la}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Quando il *time step*  $\delta t_I \gg \delta t_{critical}$  la soluzione numerica può mostrare sostanziali deviazioni ed il calcolo è inattendibile. Tuttavia se la velocità delle onde di taglio (funzione della rigidità del materiale) nel modello esibisce notevoli differenze e/o il modello contiene elementi molto piccoli, il valore di  $\delta t_{critical}$  risulta eccessivamente piccolo; solo in questi casi è possibile utilizzare un valore di  $\delta t_I \geq \delta t_{critical}$ . Occorre far notare che, in quest'ultimo caso, né sul manuale né in letteratura è riportato un criterio utile per la scelta del *time step*  $\delta t_I$ , per cui occorre eseguire almeno due o tre analisi con *time step*  $\delta t_I$  via via più piccoli per essere certi della scelta operata. In altre parole i risultati ottenuti per *time step*  $\delta t_I$  più piccoli devono essere sostanzialmente identici a quelli ottenuti per il *time step* scelto

- **definizione ed attivazione del carico dinamico**: Il carico dinamico è stato definito attraverso moltiplicatori dinamici (*dynamic Multipliers*). Questi moltiplicatori, operando come fattori di scala sul valore del carico dinamico definito nel programma Input, determinano l'intensità del carico dinamico che agisce in ogni istante sul modello:

$$\text{Carico/Spostamento applicato}(t) = \text{Valore di input} \times \text{Moltiplicatore dinamico}(t)$$

Specificato il carico dinamico attraverso il relativo moltiplicatore dinamico è possibile definire un carico armonico (*Harmonic load multiplier*) introducendo nel programma un file in formato ASCII o SMC indicando che il carico applicato è definito come un'accelerazione. In tal caso le accelerazioni sono convertite automaticamente in spostamenti dal programma, considerando il *time step* e il metodo di integrazione.

Nel caso in esame il file d'ingresso è stato editato nel formato ASCII utilizzando un qualsiasi editor di testi. Il file è stato organizzato in due colonne separate da uno spazio; nella prima colonna è stato indicato il tempo e nella seconda il relativo valore del moltiplicatore (accelerazione, velocità o spostamento), in modo tale che per ogni linea sono definiti un paio di valori.

Questo file dovrà essere utilizzato come moltiplicatore di carico.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

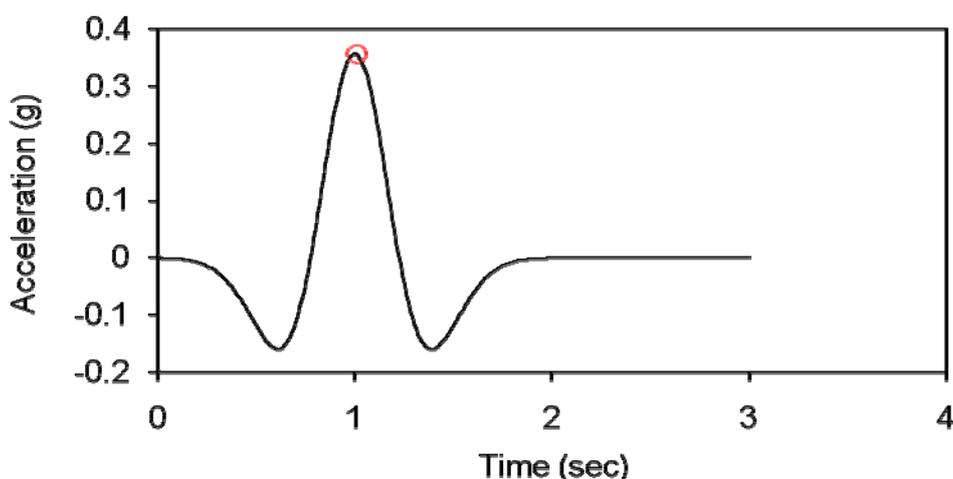
Di seguito è spiegato il significato di ogni singolo parametro. Il valore puntuale di tali parametri utilizzati nelle analisi è riportato nei paragrafi di dettaglio successivi.

## 7.4 Analisi bidimensionali in condizioni di free-field

In questa fase del lavoro, per ogni accelerogramma considerato, sono state definite due distinte analisi in condizioni free-field che riproducono quanto fatto con EERA. Nella prima analisi è stato considerato che i terreni in esame avessero un comportamento elastico lineare mentre nella seconda si è reso il tutto più accurato considerato che i terreni in esame avessero un comportamento elasto-plastico con incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche e deviatoriche plastiche (modello "Hardening Soil HS").

### 7.4.1 Modello costitutivo visco-elastico lineare

Per l'analisi di taratura è stato utilizzato un input accelerometrico di durata pari a 3 secondi e con accelerazione massima  $a_g/g=0.35$  costituito da un'onda di frequenza singola (freq1) pari ad 1 Hz. L'intervallo di campionamento dell'accelerogramma è pari a  $dt=0.01s$ . Tale accelerogramma, applicato al bedrock posto ad una profondità di 64.0 m, consente di poter valutare facilmente la propagazione del segnale sismico all'interno del modello riducendo i tempi di calcolo rispetto ad un accelerogramma reale.



*Figura 28 Input accelerometrico*

Relativamente all'accelerogramma denominato "freq\_1" si riportano le caratteristiche assegnate alle Ghiaie di Messina:

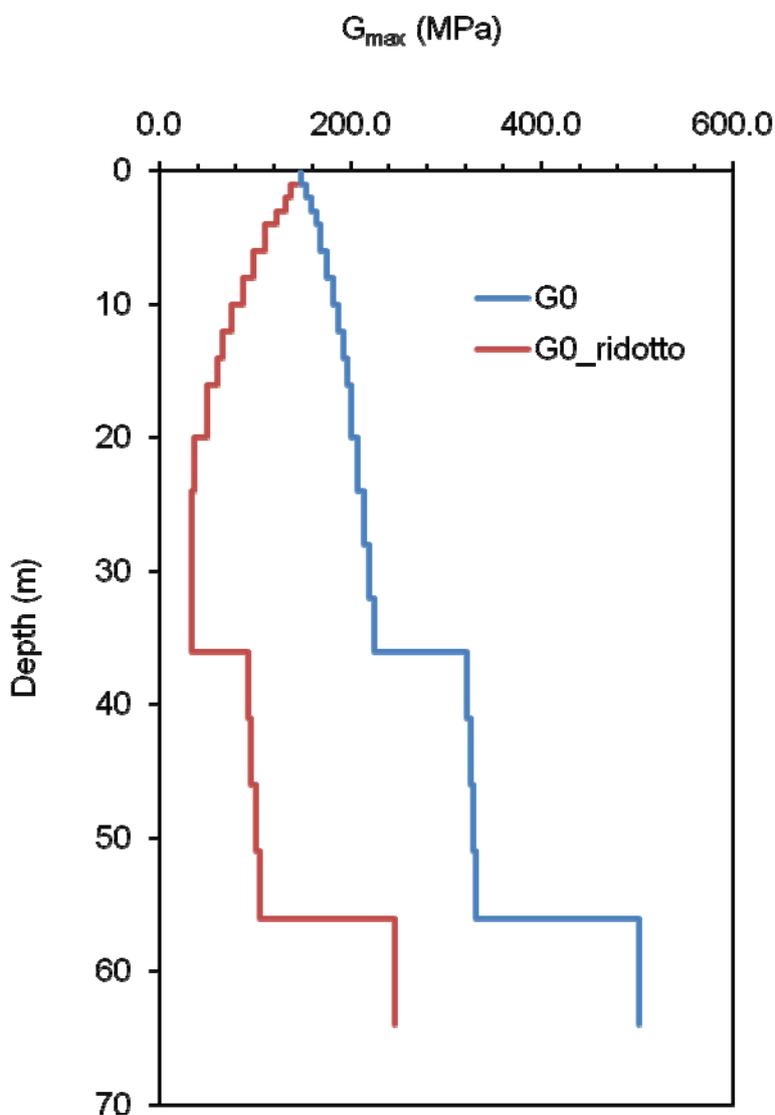
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	litotipo	spessore	$G_{max}$	$\gamma$	Vs
	-	m	MPa	kN/m <sup>3</sup>	m/s
Surface	1	1.0	148.04	20.00	269.47
	2	1.0	154.10	20.00	274.93
	3	1.0	159.33	20.00	279.56
	4	1.0	163.96	20.00	283.59
	5	2.0	168.11	20.00	287.16
	6	2.0	175.37	20.00	293.29
	7	2.0	181.59	20.00	298.45
	8	2.0	187.06	20.00	302.91
	9	2.0	191.96	20.00	306.85
	10	2.0	196.40	20.00	310.38
	11	4.0	200.48	20.00	313.58
	12	4.0	207.75	20.00	319.22
	13	4.0	214.13	20.00	324.09
	14	4.0	219.83	20.00	328.37
	15	4.0	224.99	20.00	332.20
	16	5.0	321.52	20.00	397.12
	17	5.0	325.28	20.00	399.44
	18	5.0	328.69	20.00	401.53
	19	5.0	331.81	20.00	403.43
	Bedrock	20	8.0	502.21	20.00
21			998.98	20.00	700.00

*Tabella 26 Caratteristiche dei terreni utilizzati nel modello visco elastico lineare*

L'analogia con le modellazioni eseguite in EERA è stata possibile assegnando adeguati valori di rigidità e smorzamento ai terreni del sistema dinamico. In particolare in Plaxis è stato riprodotto lo stesso spessore degli strati utilizzato in fase di input in EERA, assegnando per ogni strato l'andamento del modulo di taglio ridotto determinato dall'interpretazione dei risultati di EERA (Figura 29).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA	Codice documento <i>PA0109_F0.doc</i>	Rev. F0	Data 20/06/2011	



*Figura 29 Profilo di  $G_0$  (EERA)  $G_{0\_ridotto}$  (PLAXIS)*

Come si è già avuto modo di dire in un'analisi dinamica assumono particolare importanza le caratteristiche di rigidità e smorzamento sulle quali ci si soffermerà brevemente.

Il mezzo, costituito dalle sabbie e ghiaie di Messina, è stato suddiviso in 5 strati (ognuno dei quali ulteriormente suddiviso) in modo da poter individuare per ognuno di essi il valore di  $G_{0\_ridotto}$  ed i coefficienti  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  di Rayleigh da introdurre nel codice di calcolo PLAXIS. Lo smorzamento viscoso del materiale è assunto proporzionale alla massa ed alla rigidità del sistema attraverso la relazione:  $[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K]$  dove  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  sono i coefficienti di Rayleigh che controllano lo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

smorzamento viscoso. Essi sono stati determinati in relazione alla pulsazione fondamentale dell'intero sistema dinamico al di sopra del bedrock e denominata  $\omega_1$ . In Figura 30 si riporta la determinazione dei coefficienti di Rayleigh relativi all'ultimo strato del modello. Nella Tabella 27 si riportano i parametri utilizzati nell'analisi bidimensionale a partire dai risultati forniti da EERA (evidenziati in giallo).

Infine in Figura 31 si riporta il confronto del profilo di  $a_{max}$  (EERA vs PLAXIS). Il risultato mostra una sostanziale sovrapposizione dei due profili, dunque si puo' ritenere corretta la modellazione stratigrafica riproposta in Plaxis.

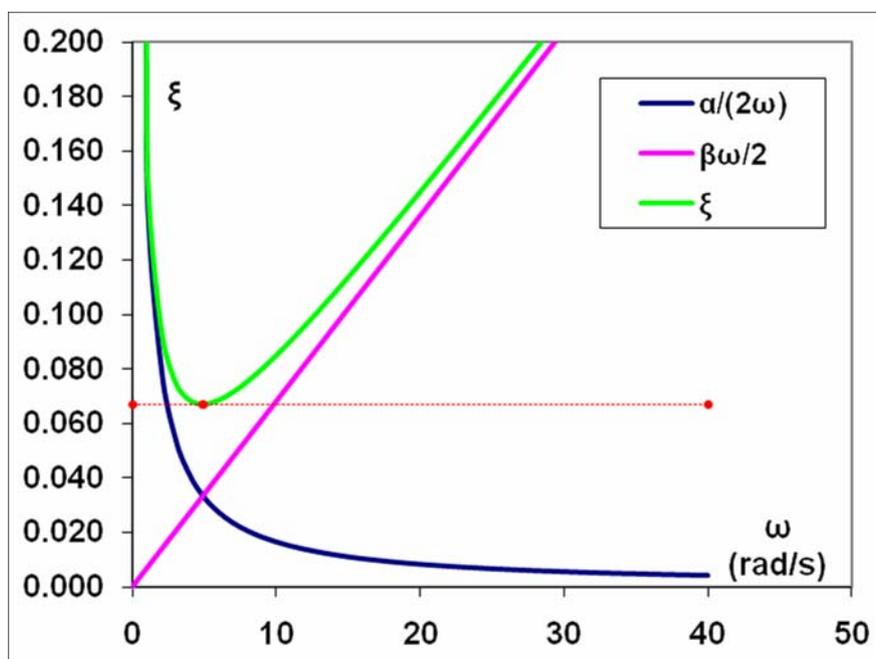


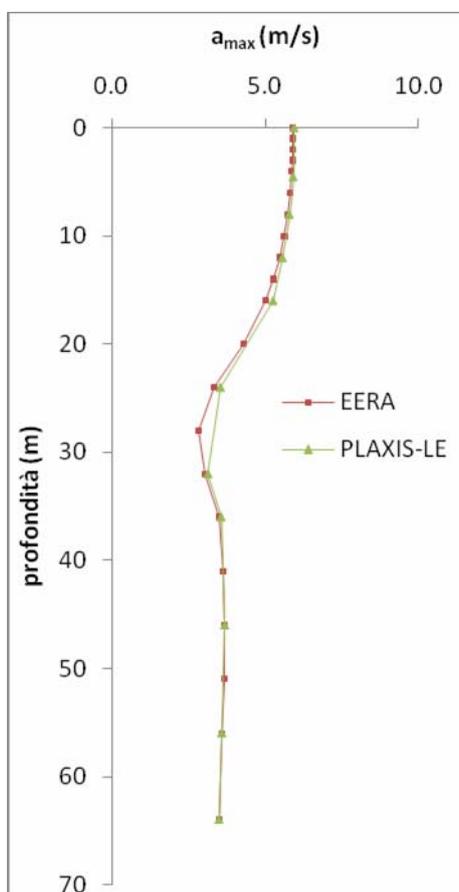
Figura 30 Valutazione dei coefficienti  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  di Rayleigh

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

z m	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\xi$	G/Gmax_MEDIA	Gmax_MEDIA MPa	G/Gmax	G MPa	E_MEDIA MPa
0.50	0.051	0.002	-	-	0.010			0.979		
1.50	0.096	0.004	0.110	0.005	0.020	0.889	183.486	0.916	163.175	391.620
2.50	0.129	0.005			0.026			0.864		
3.50	0.165	0.007			0.034			0.799		
5.00	0.214	0.009			0.044			0.708		
7.00	0.274	0.011	0.386	0.016	0.056	0.493	183.486	0.612	90.414	216.994
9.00	0.353	0.015			0.072			0.520		
11.00	0.424	0.018			0.086			0.437		
13.00	0.492	0.020			0.100			0.362		
15.00	0.560	0.023			0.114			0.316		
18.00	0.662	0.027	0.809	0.034	0.135	0.168	183.486	0.247	30.854	74.049
22.00	0.794	0.033			0.162			0.168		
26.00	0.842	0.035			0.172			0.150		
30.00	0.871	0.036			0.177			0.139		
34.00	0.878	0.036			0.179			0.136		
38.50	0.498	0.021	0.479	0.020	0.102	0.374	326.198	0.358	122.150	293.159
43.50	0.480	0.020			0.098			0.371		
48.50	0.467	0.019			0.095			0.386		
53.50	0.471	0.020			0.096			0.382		
60.00	0.329	0.014			0.329			0.014		

**Tabella 27 Parametri utilizzati in Plaxis per il modello costitutivo Elastico Lineare**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



**Figura 31 Confronto del profilo di  $a_{max}$  (EERA vs PLAXIS)**

Si riassumono, inoltre, le condizioni aggiuntive inserite nel codice di calcolo:

Estensione modello	L=512 m	H=64.0 m
Accelerogramma utilizzato	Freq1	
Discretizzazione in strati orizzontali	Sabbie e ghiaie di Messina	4.0m
	Sabbie e ghiaie di Messina	12.00m
	Sabbie e ghiaie di Messina	20.0m
	Sabbie e ghiaie di Messina	20.0m
	Sabbie e ghiaie di Messina	8.0m
Additional substeps	100	
Dinamic substeps	1	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7.5 Analisi bidimensionali: interazione terreno-struttura

In questa fase si è passati alla modellazione del sistema bidimensionale considerando la presenza della struttura di sostegno: la spalla del viadotto Pantano.

La spalla risulta composta da:

- una fondazione di larghezza pari a 17.0 m, altezza pari a 6.0 m e lunghezza pari a 65.0 m
- un paramento di altezza 9.0 m e larghezza 5.0 m ed un paraghiaia alto 4.40 m

L'inserimento delle strutture permette complessivamente sia l'analisi di risposta sismica locale (nelle zone lontane dalle strutture stesse e prossime ai bordi del modello) che una contemporanea analisi di interazione cinematica sulle strutture di stazione (vedi *AGI – Linee guida – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*). Scopo finale, come detto, è la definizione delle spinte agenti sulle strutture di sostegno dall'azione sismica forzante.

Le analisi sono state svolte considerando tutti gli accelerogrammi descritti utilizzando ai fini della definizione delle spinte finali da adottare nel calcolo strutturale della spalla quelli più gravosi: *acc\_E4, acc\_E17, reale\_NZ, reale\_Kocaeli*.

### 7.5.1 Cenni sull'accuratezza dell'analisi bidimensionale

Le considerazioni sull'accuratezza delle analisi vengono descritte, per semplicità, solo per un accelerogramma "*reale\_NZ*".

In accordo con quanto indicato nei §7.3 il problema di rendere accurate le analisi svolte in tempi di calcolo accettabili per lo studio svolto si è risolto nel seguente modo.

La durata del sisma imposto al sistema dinamico nel PLAXIS è stata suddivisa in 16 fasi, ognuna di 5 s. Il numero di additional steps utilizzati è pari a 500. Dunque in PLAXIS il passo di tempo con cui vengono forniti i risultati in uscita, per ogni fase, è pari a:

$$\delta t_R = \left( \frac{\text{durata sisma}}{\text{additional steps}} \right) = \frac{5s}{500} = 0.01s$$

In realtà l'accuratezza con cui PLAXIS esegue l'analisi dinamica dipende dall'intervallo di tempo critico  $\delta t_{critical}$  (*critical time step*), quest'ultimo funzione delle proprietà meccaniche del materiale ( $E$ ,  $\nu$ ) e della dimensione degli elementi finiti. E' possibile ricavare indirettamente questo valore

$$\delta t_{critical} = \left( \frac{\text{durata sisma}}{\text{additional steps} \cdot \text{standard dynamic sub steps}} \right) = \frac{5s}{500 \cdot 20} = 0.0005s .$$

In realtà per ridurre il tempo di analisi (mantenendo una sufficiente accuratezza della soluzione) si

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

è proceduto con l'utilizzo di un *dynamic substeps* pari a 15 e dunque con

$$\delta t_I = \left( \frac{\text{durata sisma}}{\text{additional steps} \cdot \text{standard dynamic sub steps}} \right) = \frac{5s}{500 \cdot 15} = 0.00067s,$$

È necessario far notare che per quest'ultimo caso, né sul manuale né in letteratura è riportato un criterio utile per la scelta del  $\delta t_I$ , per cui è stato necessario eseguire diverse prove con  $\delta t_I$  decrescenti per essere certi della scelta operata. In altre parole i risultati ottenuti per *time step*  $\delta t_I$  più piccoli devono essere sostanzialmente identici a quelli ottenuti per il *time step* scelto.

In questo modello i terreni assumono comportamento elasto-plastico con incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche e deviatoriche plastiche (modello "*Hardening Soil HS*") come indicato nel §7.3. A questi terreni si assegnano le caratteristiche riportate in Tabella 25. Senza dilungarsi oltre per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei terreni in esame si rimanda a quanto riportato in merito nel rapporto "CG0800PRBDSSBC8G000000001A – Relazione Geotecnica Generale".

Come si è già avuto modo di dire in un'analisi dinamica assumono particolare importanza le caratteristiche di rigidezza e smorzamento sulle quali ci si soffermerà brevemente.

Il mezzo, costituito dalle sabbie e ghiaie di Messina, è stato suddiviso in 5 strati (ognuno dei quali ulteriormente suddiviso) in modo da poter individuare per ognuno di essi il valore di  $G_{0\_ridotto}$  ed i coefficienti  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  di Rayleigh da introdurre nel codice di calcolo PLAXIS. Lo smorzamento viscoso del materiale è assunto proporzionale alla massa ed alla rigidezza del sistema attraverso la relazione:  $[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K]$  dove  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  sono i coefficienti di Rayleigh che controllano lo smorzamento viscoso. Essi sono stati determinati in relazione alla pulsazione fondamentale dell'intero sistema dinamico al di sopra del bedrock e denominata  $\omega_1$ . Nella Tabella 28 si riportano i parametri utilizzati nell'analisi bidimensionale a partire dai risultati forniti da EERA.

In particolare trattandosi di terreno incoerenti si è posto  $c'=0$  mentre la tangente dell'angolo di resistenza a taglio caratteristico  $\varphi'$  è stato ridotto di un parametro pari a 1.25 secondo NTC-2008.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0

z	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\xi$	G/Gmax <sub>media</sub>
m	-	-	-	-	-	
0.50	0.088	0.001	0.182	0.003	0.011	0.881
1.50	0.167	0.003			0.022	
2.50	0.212	0.004			0.027	
3.50	0.262	0.004			0.034	
5.00	0.311	0.005	0.316	0.005	0.040	0.734
7.00	0.326	0.005			0.042	
9.00	0.304	0.005			0.039	
11.00	0.297	0.005			0.038	
13.00	0.317	0.005			0.041	
15.00	0.339	0.006			0.044	
18.00	0.369	0.006	0.412	0.007	0.048	0.630
22.00	0.393	0.007			0.051	
26.00	0.403	0.007			0.052	
30.00	0.433	0.007			0.056	
34.00	0.463	0.008	0.382	0.006	0.060	0.656
38.50	0.368	0.006			0.048	
43.50	0.381	0.006			0.049	
48.50	0.386	0.006			0.050	
53.50	0.393	0.007			0.051	
60.00	0.310	0.005	0.310	0.005	0.040	0.740

materiale	$E'_{0ref}$	$E'_{50ref}$	$E'_{0edref}$	m	$\varphi'$
-	kPa	kPa	kPa	-	°
S e G di Messina 1	3.81E+05	1.90E+04	1.90E+04	0.2	29.6
S e G di Messina 2	3.17E+05	1.58E+04	1.58E+04	0.2	29.6
S e G di Messina 3	2.72E+05	1.36E+04	1.36E+04	0.2	29.6
S e G di Messina 4	4.56E+05	2.28E+04	2.28E+04	0.1	29.6
S e G di Messina 5	7.82E+05	3.91E+04	3.91E+04	0.1	29.6
rinterro 1	1.27E+05	6.34E+03	6.34E+03	0.2	32.0
rinterro 2	1.06E+05	5.28E+03	5.28E+03	0.2	32.0
rinterro 3	9.07E+04	4.53E+03	4.53E+03	0.2	32.0
misto cem1	1.59E+07	7.93E+05	7.93E+05	0.1	38.7
misto cem2	1.32E+07	6.60E+05	6.60E+05	0.1	38.7
misto cem3	1.13E+07	5.67E+05	5.67E+05	0.1	38.7

**Tabella 28 Parametri utilizzati in Plaxis per il modello costitutivo HS**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

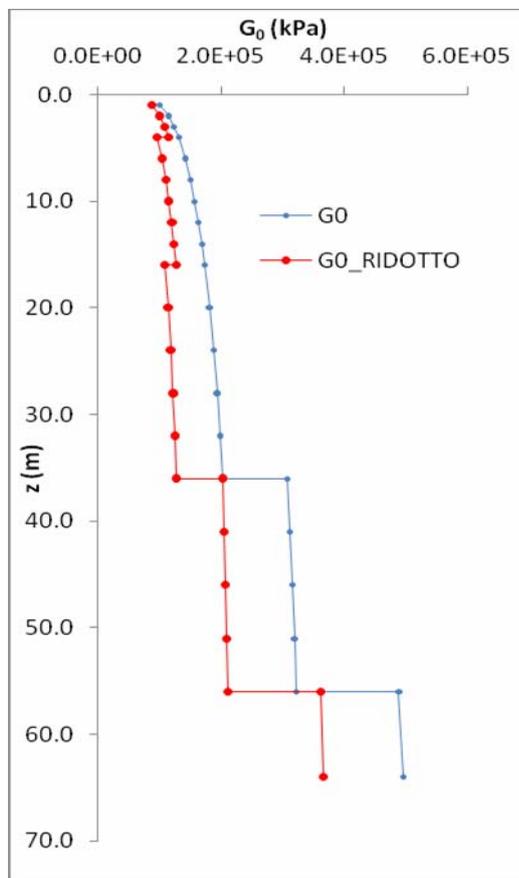


Figura 32 Profilo di  $G_0$  (EERA)  $G_{0\_ridotto}$  (PLAXIS)

Si riassumono di seguito le condizioni aggiuntive inserite nel codice di calcolo in accordo con quanto detto nel §7.3:

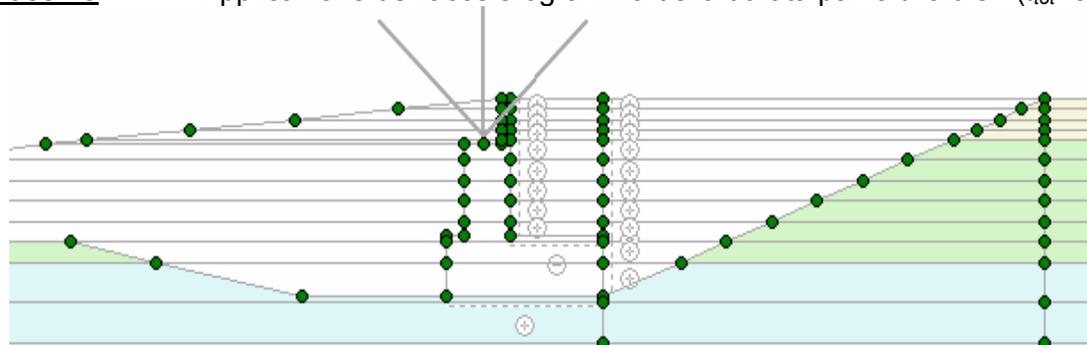
Estensione modello	L=680 m	H=64.0 m
Accelerogramma utilizzato	Freq1	
Discretizzazione in strati orizzontali	Sabbie e ghiaie di Messina	4.0m
	Sabbie e ghiaie di Messina	12.00m
	Sabbie e ghiaie di Messina	20.0m
	Sabbie e ghiaie di Messina	20.0m
	Sabbie e ghiaie di Messina	8.0m
Additional substeps	500	
Dinamic substeps	15	

Tabella 29 Condizioni aggiuntive per analisi dinamica

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

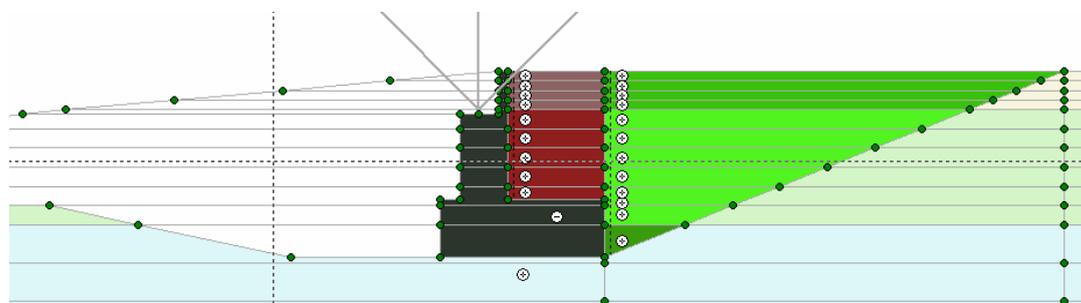
A conclusione dell'indicazione dei dati di input del modello bidimensionale agli elementi finiti in condizioni di free-field si illustrano di seguito le fasi di calcolo utilizzate:

- Fase 0:** Inizializzazione geostatica.
- Fase 1.** Realizzazione dello scavo.
- Fase 2.** Attivazione della spalla, del misto cementato e del rinterro.
- Fase 3.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s.
- Fase 4.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=10.0$  s)
- Fase 5.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=15.0$  s)
- Fase 6.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=20.0$  s)
- Fase 7.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=25.0$  s)
- Fase 8.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=30.0$  s)
- Fase 9.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=35.0$  s)
- Fase 10.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=40.0$  s)
- Fase 11.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=45.0$  s)
- Fase 12.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=50.0$  s)
- Fase 13.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=55.0$  s)
- Fase 14.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=60.0$  s)
- Fase 15.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=65.0$  s)
- Fase 16.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=70.0$  s)
- Fase 17.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=75.0$  s)
- Fase 18.** Applicazione dell'accelerogramma della durata pari a  $t=5.0$  s - ( $t_{tot}=80.0$  s)



*Figura 33 Fase 1- Realizzazione dello scavo (particolare della stratigrafia)*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

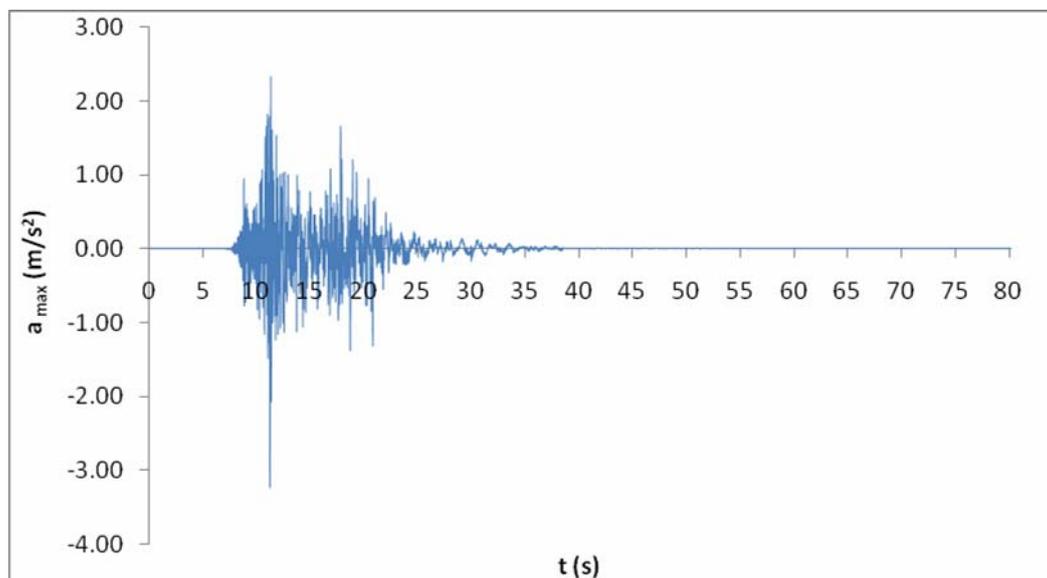


*Figura 34 Fase 2- Attivazione degli elementi spalla, misto cementato e rinterro (particolare della stratigrafia)*

## 7.6 Analisi dei risultati

### 7.6.1 Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: reale\_NZ

L'accelerogramma in esame ha una durata di 81.9 secondi. Dunque si è deciso di valutare l'intensità delle spinte ad intervalli temporali prestabiliti e comunque non oltre i 25 secondi, quando cioè l'accelerazione massima si è sostanzialmente attenuata.



*Figura 35 Accelerogramma "reale\_NZ"*

In corrispondenza della spalla si ottengono i seguenti valori della spinta

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
<b>508.1</b>	<b>503.8</b>	<b>549.3</b>	<b>592.2</b>	<b>503.1</b>	<b>612.0</b>

In corrispondenza di una sezione virtuale passante per il tacco della fondazione si ottengono i seguenti valori della spinta

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
<b>1412.6</b>	<b>1409.6</b>	<b>1477.7</b>	<b>1523.5</b>	<b>1439.2</b>	<b>1622.3</b>

### 7.6.2 Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: reale\_Kocaeli

L'accelerogramma in esame ha una durata di 30.0 secondi e si è dunque deciso di valutare l'intensità delle spinte ad intervalli temporali prestabiliti (5.0 s).

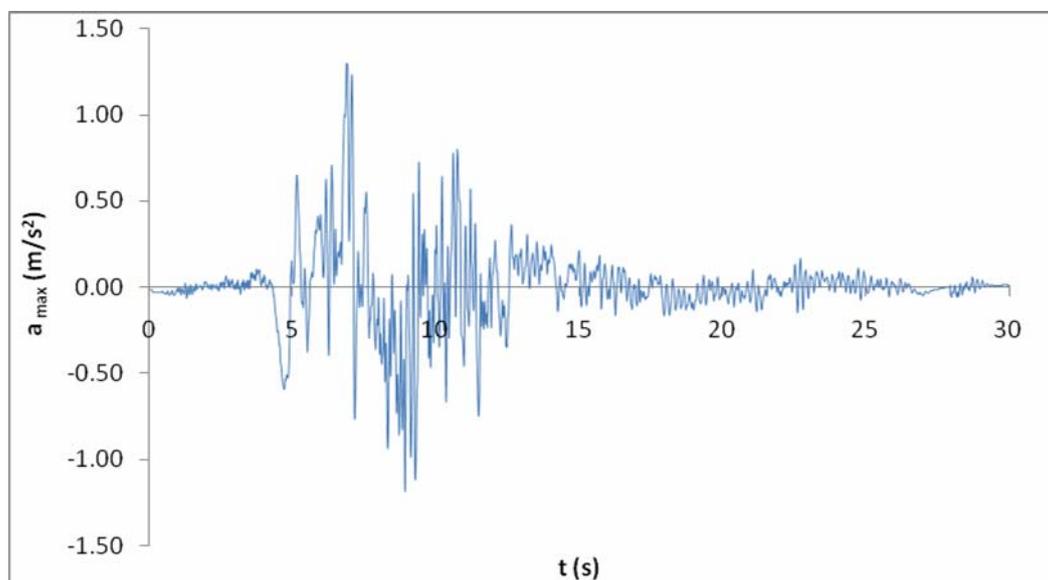


Figura 36 Accelerogramma "reale\_Kocaeli"

In corrispondenza della spalla si ottengono i seguenti valori della spinta

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$	$S_{aE\_30s}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
<b>521.9</b>	<b>398.7</b>	<b>511.8</b>	<b>637.4</b>	<b>559.6</b>	<b>571.9</b>	<b>568.5</b>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

In corrispondenza di una sezione virtuale passante per il tacco della fondazione si ottengono i seguenti valori della spinta

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$	$S_{aE\_30s}$
[kN/m]						
<b>1491.5</b>	<b>1322.0</b>	<b>1506.1</b>	<b>1697.2</b>	<b>1554.2</b>	<b>1582.7</b>	<b>1579.7</b>

### 7.6.3 Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: acc\_E4

L'accelerogramma in esame ha una durata di 81.9 secondi. Dunque si è deciso di valutare l'intensità delle spinte ad intervalli temporali prestabiliti e comunque non oltre i 35 secondi, quando cioè l'accelerazione massima si è sostanzialmente attenuata.

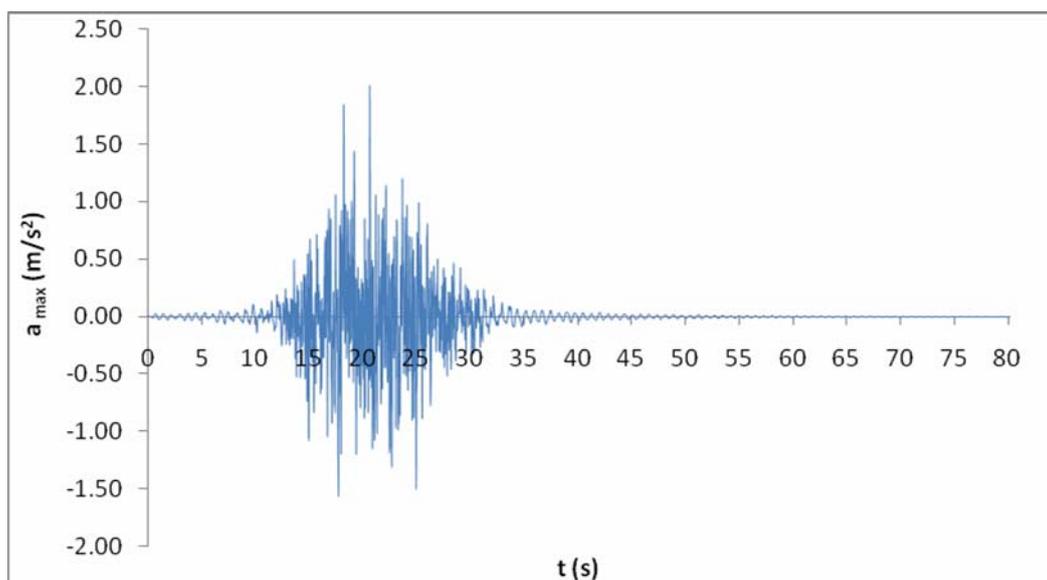


Figura 37 Accelerogramma "acc\_E4"

In corrispondenza della spalla si ottengono i seguenti valori della spinta

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$	$S_{aE\_30s}$	$S_{aE\_35s}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
<b>504.1</b>	<b>498.4</b>	<b>590.7</b>	<b>475.2</b>	<b>766.3</b>	<b>505.8</b>	<b>727.7</b>	<b>476.9</b>

In corrispondenza di una sezione virtuale passante per il tacco della fondazione si ottengono i seguenti valori della spinta

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$	$S_{aE\_30s}$	$S_{aE\_35s}$
[kN/m]							
<b>1412.9</b>	<b>1394.4</b>	<b>1515.7</b>	<b>1397.9</b>	<b>1881.4</b>	<b>1415.7</b>	<b>1799.1</b>	<b>1415.0</b>

#### 7.6.4 Spinte sul del paramento e sulla superficie ideale di rottura: acc\_E17

L'accelerogramma in esame ha una durata di 81.9 secondi. Dunque si è deciso di valutare l'intensità delle spinte ad intervalli temporali prestabiliti e comunque non oltre i 35 secondi, quando cioè l'accelerazione massima si è sostanzialmente attenuata

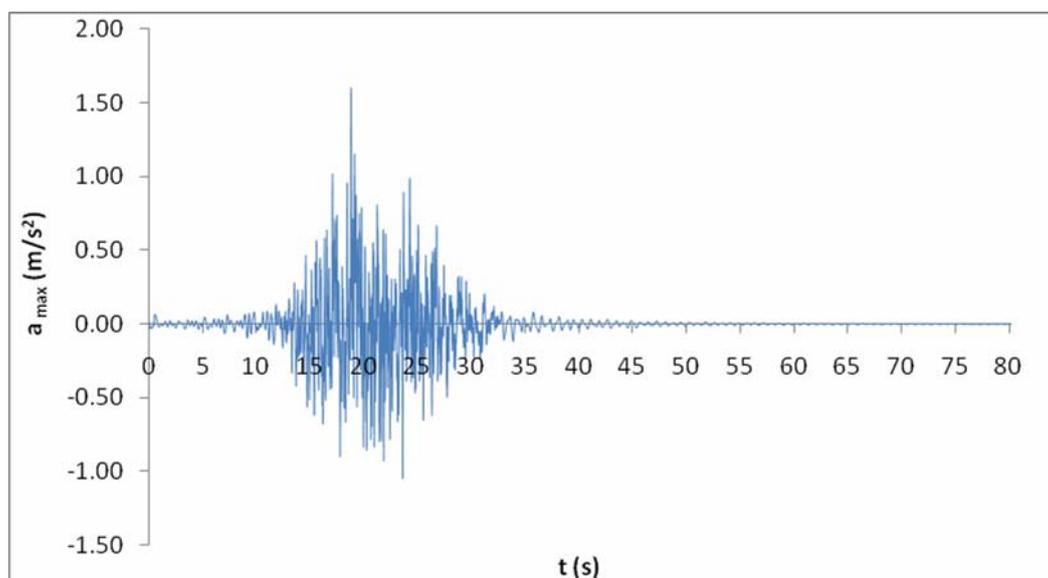


Figura 38 Accelerogramma "acc\_E17"

In corrispondenza della spalla si ottengono i seguenti valori della spinta

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$	$S_{aE\_30s}$	$S_{aE\_35s}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
<b>509.2</b>	<b>508.6</b>	<b>539.9</b>	<b>508.9</b>	<b>648.1</b>	<b>532.5</b>	<b>605.8</b>	<b>585.8</b>

In corrispondenza di una sezione virtuale passante per il tacco della fondazione si ottengono i seguenti valori della spinta

$S_a$	$S_{aE\_5s}$	$S_{aE\_10s}$	$S_{aE\_15s}$	$S_{aE\_20s}$	$S_{aE\_25s}$	$S_{aE\_30s}$	$S_{aE\_35s}$
[kN/m]							
<b>1413.7</b>	<b>1408.1</b>	<b>1447.8</b>	<b>1460.7</b>	<b>1617.3</b>	<b>1490.3</b>	<b>1562.2</b>	<b>1555.2</b>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7.7 Inquadramento geotecnico Spalla

Si assume quale stratigrafia di dettaglio per le analisi che seguono quanto riportato appresso:

- dalla quota piano campagna e fino a profondità maggiori del volume significativo dell'opera

Ghiaie di Messina:

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	: peso di volume
$\phi_p = 38^\circ$	: angolo di attrito di picco
$\phi_{vc} = 33^\circ$	: angolo di attrito di picco**
$c = 0.00 \text{ kN/m}^2$	: coesione
$E_{vc} = 70000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità vergine
$E_{ur} = 170000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità scarico-ricarico
$\nu' = 0.30$	: modulo di Poisson

\*\*valutato in maniera conservativa.

Entro il volume significativo dell'opera non è stata registrata la presenza di falda.

In accordo col §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e con la particolare geometria delle colonne di trattamento superficiale fra i diaframmi provvisori si considerano di seguito le seguenti caratteristiche geotecniche equivalenti:

Soil	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$c'$ (kPa)	$\phi'_{cv}$ ( $^\circ$ )	$E'_{50}{}^{ref}$ (kPa)
jet-grouting	22.0	1360	35	$2.5 \cdot 10^6$

## 7.8 Fattore di sicurezza contro la capacità portante

Le verifiche statiche sono state a partire dalle risultanze delle analisi strutturali della spalla (cfr. CG0700PCLDSVPCIVI00000003B-01 – Relazione di calcolo sottostrutture) svolte per la fondazione della spalla mentre quelle dinamiche dalle risultanze dell'analisi agli elementi finiti indicata precedentemente (vedi §7.6).

Nelle tabelle seguenti si riportano le combinazioni che hanno fornito i valori massimi delle azioni ( $N$ ,  $M_t$  e  $M_r$ ,  $F_t$  e  $F_l$ ) utilizzati successivamente per le verifiche.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

Combinazioni SLU						
soll. Max	Comb	N	MI	Mt	Vt	VI
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
$N_{max}$	146	892856	-1715172	659604	5148	127506
$N_{min}$	93	639915	-1124983	496415	4903	106410
$MI_{max}$	146	892856	-1715172	659604	5148	127506
$MI_{min}$	146	892856	-1715172	659604	5148	127506
$VI_{max}$	146	892856	-1715172	659604	5148	127506

*Tabella 30: Azioni ad intradosso fondazione*

Combinazioni SLU						
soll. Max	Comb	N	MI	Mt	Vt	VI
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
$N_{max}$	0	1184576	-3245247	721381	5148	127506
$N_{min}$	0	931635	-2401900	555253	4903	106410
$MI_{max}$	0	1184576	-3245247	721381	5148	127506
$MI_{min}$	0	1184576	-3245247	721381	5148	127506
$VI_{max}$	0	1184576	-3245247	721381	5148	127506

*Tabella 31: Azioni ad intradosso trattamento*

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi viene condotta secondo l'Approccio 1 - combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno vengono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R2. La capacità portante viene valutata in termini di tensioni efficaci usando l'espressione trinomia. All'interno di questa relazione si introducono alcuni coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico applicato e della forma della fondazione.

Nelle verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi viene condotta come indicato dalla Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

“... L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori  $K_{hk}$  possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii (§ 7.11.3.5.2). L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_{\gamma}$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$ ; il fattore  $N_{\gamma}$  viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico. Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti  $A_1$  devono essere posti pari ad uno...”.

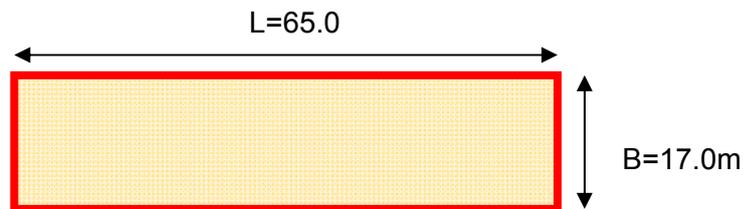
Si dimostra di seguito che la verifica dimensionante è quella ad intradosso trattamento per cui l'effetto cinematico si può trascurare e che

$$k_h/(1-k_v) = 0.574.$$

Per maggiori chiarimenti si rimanda al “Metodo di Maugeri e Novità (2004)” (Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee guida – AGI 2005).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

La geometria della fondazione della *spalla* considerata nell'analisi è riportata nella successiva Figura 23.



**Figura 39: Geometria tipo della fondazione della spalla**

Per le verifiche è stato considerato:

- $V_{long}=Tb$
- $V_{trasv}=TL$
- $M_{long}=Mb$
- $M_{trasv}=ML$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

## 7.8.1 Spalla SLU

### 7.8.1.1 Intradosso fondazione

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

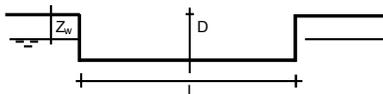
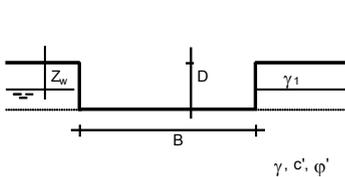
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

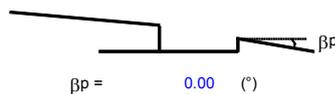
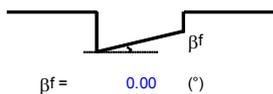
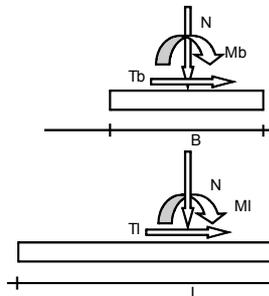
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 17.00 (m)  
L = 65.00 (m)  
D = 6.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	892856		892856
Mb [kNm]	1715172		1715172
MI [kNm]	659604		659604
Tb [kN]	127506		127506
TI [kN]	5148		5148
H [kN]	127609.88	0.00	127610

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

**Peso unità di volume del terreno**

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$\begin{aligned} c' &= 1300.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Valori di progetto**

$$\begin{aligned} c' &= 1040.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 29.26 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 1.92 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.74 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 13.16 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 63.52 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 78.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot D / \varphi')}$$

$$N_q = 16.92$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 28.42$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 20.08$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.12$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.12$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.92$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.83 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 87.69 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.17 \quad m = 1.83 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>B</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

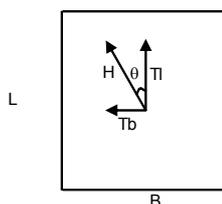
$$i_q = 0.91$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.90$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.86$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>r</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>q</sub> = 1 + 2 D tanφ' (1 - senφ')<sup>2</sup> / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>q</sub> = 1 + (2 tanφ' (1 - senφ')<sup>2</sup>) \* arctan (D / B\*)

$$d_q = 1.14$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.15$$

$$d_r = 1$$

$$d_r = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>r</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_r = b_q$$

$$b_r = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>r</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 37079.62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 1068.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 20600 \geq q = 1068 \quad (\text{kN/m}^2)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

### 7.8.1.2 Intradosso trattamento

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

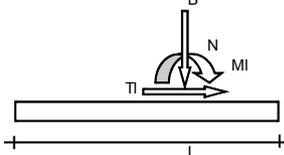
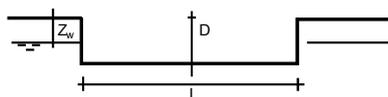
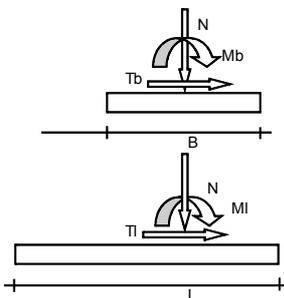
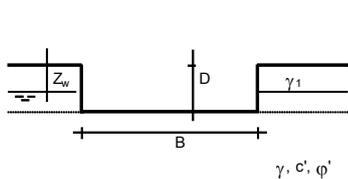
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

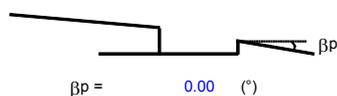
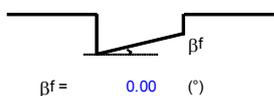
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali						
	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.50	
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 17.00 (m)  
L = 65.00 (m)  
D = 18.50 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input permanenti	temporanee	
N [kN]	1184576		1184576
Mb [kNm]	3245247		3245247
MI [kNm]	721381		721381
Tb [kN]	127506		127506
TI [kN]	5148		5148
H [kN]	127609.88	0.00	127610

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

**Peso unità di volume del terreno**

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 22.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 33.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Valori di progetto**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 27.45 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 2.74 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.61 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 11.52 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 63.78 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 222.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 13.86$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 24.76$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 15.45$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.10$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.09$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.93$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_B = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.85 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 87.69 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.15 \quad m = 1.85 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>B</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

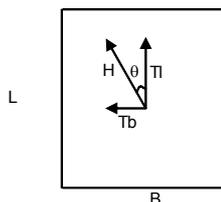
$$i_q = 0.81$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.80$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.72$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.31$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 4159.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 1612.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 2311 \geq q = 1612 \quad (\text{kN/m}^2)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7.9 Fattore di sicurezza contro lo scorrimento

Si riporta di seguito la verifica a scorrimento della spalla in esame in base alle risultanze dei paragrafi precedenti.

FS = azione destabilizzante (SLU) / azione stabilizzante (SLU)

Si definisce quale azione destabilizzante la massima spinta orizzontale sismica valutata nel §7.6.1. Più precisamente l'azione considerata di seguito agisce sul paramento e sulla faccia di monte della fondazione. In questo modo, attraverso le analisi agli elementi finiti svolte sono state portate in conto le azioni di spinta statica e sismica delle terre nonché l'inerzia del terrapieno portato sulla suola di monte:

- azione destabilizzante =  $1881.40 \times 65.00 = 122291.00 \text{ kN}$ .

Si definisce quale azione stabilizzante la minima reazione orizzontale mobilitata all'interfaccia fondazione terreno e pari a:

- peso proprio spalla =  $4225.00 \text{ kN/m} \times 65.00 \text{ m} = 276575.00 \text{ kN}$
- peso proprio terreno portato su suola di monte =  $2680.00 \text{ kN/m} \times 65.00 \text{ m} = 174200.00 \text{ kN}$
- angolo d'attrito terra-fondazione (condizione M2) =  $\tan(\arctan(\tan(35^\circ)/1.25)) = 0.56$
- azione stabilizzante =  $(276575.00 + 174200.00) \times 0.56 = 252434 \text{ kN}$ .

In definitiva FS =  $252434.00 / 122291.00 = 2.06$ .

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 8 OPERE PROVVISORIALI

### 8.1 Premessa

Vengono esaminate due sezioni di riferimento dimensionanti fra quelle previste per la realizzazione della fondazione della spalla e della pila 5 ed una sezione dimensionante per la realizzazione della fondazione delle pile 1, 2, 3 e 4.

Le opere provvisorie di calcolo sono costituite da:

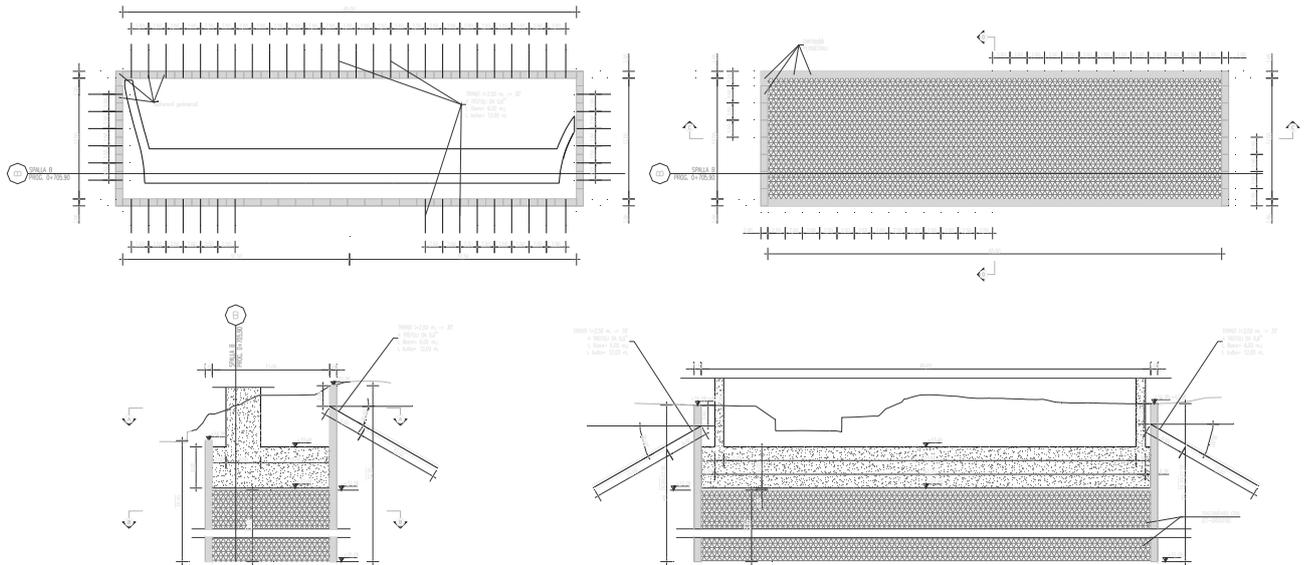
- Spalla e pila 5 – da un diaframma  $s=100\text{cm}$  di lunghezza totale di calcolo minima pari a  $L=25.00\text{m}$ , altezza di scavo  $H=13.00\text{m}$  ed un ordine di tiranti attivi in acciaio armonico 0.6" con 4 trefoli di lunghezza libera  $l=12.00\text{m}$ , lunghezza del bulbo  $l=12.00\text{m}$  interasse longitudinale  $i=2.50\text{m}$  ed inclinazione  $\alpha=30^\circ$ .
- Spalla e pila 5 – un diaframma a sbalzo  $s=100\text{cm}$  di lunghezza totale pari a  $L=16.00\text{m}$ , altezza di scavo  $H=8.00\text{m}$ ;
- Pile 1, 2, 3 e 4 un diaframma a sbalzo  $s=100\text{cm}$  di lunghezza totale pari a  $L=16.00\text{m}$ , altezza di scavo  $H=8.00\text{m}$ .

Tutte le configurazioni presentano entro i diaframmi ed a partire da fondo scavo un trattamento con jet-grouting dello spessore variabile di stabilizzazione e contrasto per le paratie.

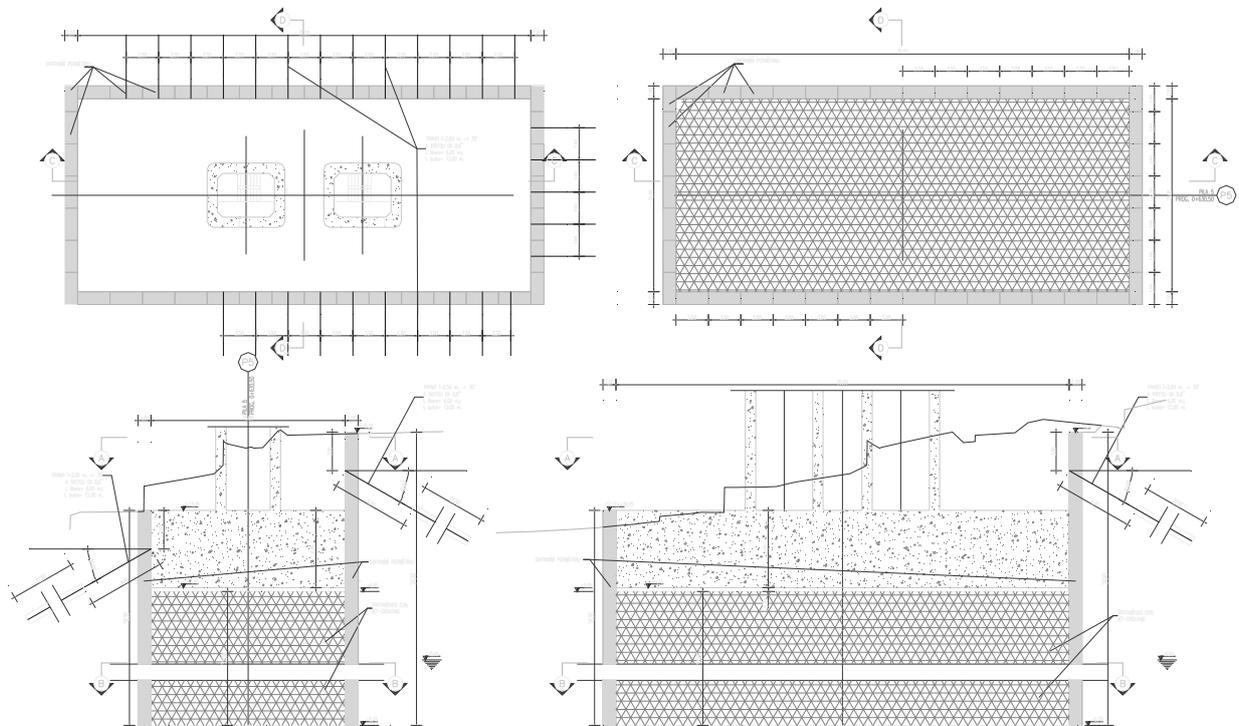
Per le caratteristiche geometriche di dettaglio si rimanda agli elaborati specifici.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

## 8.2 Spalla e pila 5 sezione tirantata



**Figura 40 Planimetria e sezioni di inquadramento Spalla.**



**Figura 41- Planimetria e sezioni di inquadramento Pila 5.**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 8.2.1 Materiali

### 8.2.1.1 Calcestruzzo per usi strutturali

#### Rck ≥ 35 MPa

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ fck = 0.83 * Rck	= 29.05 MPa
Valor medio resistenza cilindrica a compressione	→ fcm = 0.8 * fck	= 23.24 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→ fcd = αcc * fck / γc = 0.85 * fck / 1.5	= 16.46 MPa
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ σc = 0.60 * fck	= 17.43 MPa
Resistenza a trazione media	→ fctm = 0.30 * fck <sup>2/3</sup>	= 2.83 MPa
Resistenza a trazione	→ fctk = 0.7 * fctm	= 1.98 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→ fctd = fctk / γc	= 1.32 MPa

### 8.2.1.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche del cordolo di collegamento si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	→ fy	≥ 450 MPa
Limite di rottura	→ fy	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo		≥ 7%
Rapporto ft/fy		1,13 ≤ Rm/Re ≤ 1,35
Rapporto $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$		≤ 1,25
Tensione di snervamento caratteristica	→ fyk	≥ 450 MPa
Tensione caratteristica a rottura	→ ftk	≥ 540 MPa
Tensione di calcolo elastica	→ σc = 0.80 * fyk	= 360.00 MPa
Fattore di sicurezza acciaio	→ γs	= 1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ fyd = fyk / γs	= 391.30 MPa

### 8.2.1.3 Acciaio armonico per trefoli

Tensione caratteristica di rottura	→ f <sub>ptk</sub>	≥ 1860 MPa
Tensione caratteristica allo 1% di deformazione residua	→ f <sub>p(0.1)k</sub>	≥ 1670 MPa
Allungamento sotto carico massimo	→ A <sub>gt</sub>	≥ 3.5%

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.2.2 Inquadramento geotecnico

Si assume quale stratigrafia di dettaglio per le analisi che seguono quanto riportato appresso:

- dalla quota piano campagna e fino a profondità maggiori del volume significativo dell'opera  
Ghiaie di Messina:
  - $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$  : peso di volume
  - $\phi_p = 38^\circ$  : angolo di attrito di picco
  - $\phi_{vc} = 33^\circ$  : angolo di attrito a volume costante\*\*
  - $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$  : coesione
  - $E_{vc} = 70000 \text{ kN/m}^2$  : modulo di elasticità vergine
  - $E_{ur} = 170000 \text{ kN/m}^2$  : modulo di elasticità scarico-ricarico
  - $\nu' = 0.30$  : modulo di Poisson

\*\*valutato in maniera conservativa.

Entro il volume significativo dell'opera non è stata registrata la presenza di falda.

### 8.2.3 Software di calcolo

Lo stato tenso-deformativo delle strutture è stato investigato mediante il software di calcolo PARATIE v.7.0. [Ce.A.S. s.r.l. - Milano].

Tale software è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria. Tale schematizzazione non è quindi idonea a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie puntonate viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di puntoni applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

Nei modelli di calcolo implementati, l'esecuzione dello scavo è schematizzata mediante una successione di step, corrispondenti ad eventi aventi rilevanza nello stato tenso-deformativo del sistema (approfondimenti dello scavo, applicazione di puntelli, applicazione di carichi ecc.).

Le verifiche strutturali dell'opera di sostegno sono state eseguite mediante l'ausilio del software RC-SEC della Geostru Software.

#### **8.2.4 Analisi dei carichi e fasi**

In quanto segue si fa riferimento a carichi e sollecitazioni relativi ad un metro di sviluppo di paratia. Il carattere provvisorio dell'opera, che si prevede abbia una vita utile inferiore a 2 anni, permette di omettere le verifiche sismiche.

##### **8.2.4.1 FASE 0**

Inizializzazione del modello in condizioni geostatiche.

##### **8.2.4.2 FASE 1**

Si realizza il diaframma con quota di testa di calcolo pari a 0.00m fino a quota di fondo di calcolo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

pari a -25.00m e contestualmente si simula la realizzazione dell'intervento di consolidamento fra paratie da quota di calcolo pari a -12.75m fino a fondo paratia.

Il sovraccarico accidentale caratteristico a tergo delle paratie è assunto pari a:

$$p_m = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

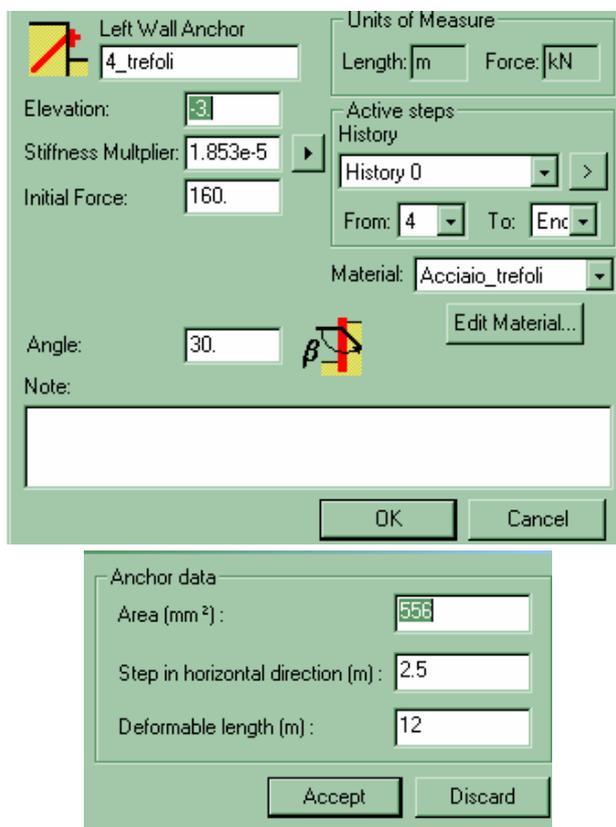
in modo da simulare la presenza di mezzi di cantiere ed accatastamento materiali. Tale sovraccarico rimarrà costante per tutte le fasi successive.

### 8.2.4.3 FASE 2

Si prevede lo scavo fino a quota 3.50m da p.c. per la realizzazione dell'unico ordine di tirante presente.

### 8.2.4.4 FASE 3

Si prevede la realizzazione dell'unico ordine di tirante presente a quota 3.00m da p.c.:



**Left Wall Anchor**

Name: 4\_trefoli

Units of Measure: Length: m Force: kN

Elevation: -3

Stiffness Multiplier: 1.853e-5

Initial Force: 160

Active steps: History: History 0 From: 4 To: Enc

Material: Acciaio\_trefoli

Angle: 30

Note:

OK Cancel

---

**Anchor data**

Area (mm<sup>2</sup>): 556

Step in horizontal direction (m): 2.5

Deformable length (m): 12

Accept Discard

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 8.2.4.5 FASE 4

Si raggiunge il fondo scavo considerato a quota 12.75m da p.c..

#### 8.2.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC2008.

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Con riferimento alle opere in esame di carattere provvisoria si evidenzia che combinazioni considerate sono soltanto di natura statica.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state eseguite in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali diaframma.
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali tirante.
- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite di sfilamento dei tiranti nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche sono state condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni:

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO

Più precisamente è stato realizzato il modello di calcolo in Paratie v7.0 nelle condizioni di SLE per poi passare alla condizione SLU (A1+M1) moltiplicando, nell'ipotesi di elasticità lineare del modello, i risultati ottenuti per un coefficiente pari a 1.50 (in maniera conservativa).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (deformazioni ammissibili) si definisce la seguente combinazione:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{0i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.VI della norma.

Data la natura provvisoria dell'opera (vita nominale inferiore ai 2 anni) non sono state eseguite analisi sismiche.

## 8.2.6 INPUT/OUTPUT

```
PARATIE 7.00          Ce.A.S. s.r.l. - Milano          PAG.   1
11 MARZO 2011      12:37:52
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla
```

```
*****
**                                     **
**          P A R A T I E             **
**                                     **
**          RELEASE 7.00  VERSIONE WIN **
**                                     **
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10 **
**                               20129 MILANO **
**                                     **
*****
```

```
JOBNAME  \\Dc01\EDIN\LAVORI\Archivio Generale\1000 STRETTO MESSINA\14 Geotec
          11 MARZO 2011      12:37:52
```

```
PARATIE 7.00          Ce.A.S. s.r.l. - Milano          PAG.   2
11 MARZO 2011      12:37:52
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla
```

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi si faccia riferimento al manuale di input PARAGEN, versione 7.00.

```
N. comando
1: * Paratie for Windows version 7.0
2: * Filename= <\\dc01\edin\lavori\archivio generale\1000 stretto
messina\14 geotec
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla
8: delta 0.25
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14:   wall LeftWall 0 -25 0
15: *
16: soil UHLeft LeftWall -25 0 1 0
17: soil DHLeft LeftWall -25 0 2 180
```



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011	

76: geom 0 -13  
77: endstep  
78: \*  
79: \*

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 4  
11 MARZO 2011 12:37:52  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

```

LAYER strato_non_trattato
natura 1=granulare, 2=argilla      = 1.0000
quota superiore                    = 0.0000      m
quota inferiore                    = -12.750     m
peso fuori falda                   = 19.000     kN/m³
peso efficace in falda             = 9.0000     kN/m³
peso dell'acqua                    = 10.000     kN/m³
angolo di attrito                  = 36.000     DEG      (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka             = 0.22500    (A MONTE)
coeff. spinta passiva kp           = 6.6610     (A MONTE)
Konc normal consolidato            = 0.39819
esponente di OCR                   = 0.50000
OCR: grado di sovraconsolidazione = 1.0000
modello di rigidezza              = 1.0000
modulo el. compr. vergine          = 70000.     kPa
modulo el. scarico/ricarico        = 0.17000E+06 kPa
natura 1=granulare, 2=argilla      = 1.0000     (A VALLE)
angolo di attrito                  = 36.000     DEG      (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka             = 0.22500    (A VALLE)
coeff. spinta passiva kp           = 6.6610     (A VALLE)

LAYER strato_trattato
natura 1=granulare, 2=argilla      = 1.0000
quota superiore                    = -12.750     m
quota inferiore                    = -0.10000E+31 m
peso fuori falda                   = 19.000     kN/m³
peso efficace in falda             = 9.0000     kN/m³
peso dell'acqua                    = 10.000     kN/m³
angolo di attrito                  = 36.000     DEG      (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka             = 0.22500    (A MONTE)
coeff. spinta passiva kp           = 6.6610     (A MONTE)
Konc normal consolidato            = 0.39819
esponente di OCR                   = 0.50000
OCR: grado di sovraconsolidazione = 1.0000
modello di rigidezza              = 1.0000
modulo el. compr. vergine          = 70000.     kPa
modulo el. scarico/ricarico        = 0.17000E+06 kPa
natura 1=granulare, 2=argilla      = 1.0000     (A VALLE)
angolo di attrito                  = 36.000     DEG      (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka             = 0.22500    (A VALLE)
coeff. spinta passiva kp           = 6.6610     (A VALLE)

```









**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

14	A	-3.250	100.1	1.399	118.5
	B	-3.500	89.27	31.02	118.5
15	A	-3.500	89.27	31.02	114.2
	B	-3.750	80.72	59.56	114.2
16	A	-3.750	80.72	59.56	109.6
	B	-4.000	73.32	86.96	109.6
17	A	-4.000	73.32	86.96	104.8
	B	-4.250	68.82	113.2	104.8

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 12

11 MARZO 2011 12:37:52

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-4.250	68.82	113.2	99.66
	B	-4.500	75.28	138.1	99.66
19	A	-4.500	75.28	138.1	94.29
	B	-4.750	80.81	161.6	94.29
20	A	-4.750	80.81	161.6	88.65
	B	-5.000	85.40	183.8	88.65
21	A	-5.000	85.40	183.8	82.74
	B	-5.250	89.01	204.5	82.74
22	A	-5.250	89.01	204.5	76.57
	B	-5.500	91.63	223.6	76.57
23	A	-5.500	91.63	223.6	70.13
	B	-5.750	93.26	241.2	70.13
24	A	-5.750	93.26	241.2	63.42
	B	-6.000	93.91	257.0	63.42
25	A	-6.000	93.91	257.0	56.45
	B	-6.250	93.59	271.1	56.45
26	A	-6.250	93.59	271.1	49.20
	B	-6.500	92.32	283.4	49.20
27	A	-6.500	92.32	283.4	41.69
	B	-6.750	90.09	293.9	41.69
28	A	-6.750	90.09	293.9	33.92
	B	-7.000	86.99	302.3	33.92
29	A	-7.000	86.99	302.3	25.87
	B	-7.250	83.15	308.8	25.87
30	A	-7.250	83.15	308.8	17.65
	B	-7.500	78.74	313.2	17.65
31	A	-7.500	78.74	313.2	19.43
	B	-7.750	73.88	315.4	19.43
32	A	-7.750	73.88	315.4	20.71
	B	-8.000	68.71	315.5	20.71
33	A	-8.000	68.71	315.5	21.54
	B	-8.250	63.32	313.2	21.54
34	A	-8.250	63.32	313.2	21.97
	B	-8.500	57.83	308.6	21.97
35	A	-8.500	57.83	308.6	28.00
	B	-8.750	52.32	301.6	28.00
36	A	-8.750	52.32	301.6	37.91
	B	-9.000	46.89	292.2	37.91
37	A	-9.000	46.89	292.2	48.09
	B	-9.250	41.61	280.1	48.09
38	A	-9.250	41.61	280.1	58.54
	B	-9.500	36.55	265.5	58.54
39	A	-9.500	36.55	265.5	69.26
	B	-9.750	31.78	248.2	69.26
40	A	-9.750	31.78	248.2	80.24
	B	-10.00	27.36	228.1	80.24





		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

	B	-23.75	0.	3.016	4.067
96	A	-23.75	0.	3.016	3.851
	B	-24.00	0.	2.053	3.851
97	A	-24.00	0.	2.053	3.362
	B	-24.25	0.	1.213	3.362
98	A	-24.25	0.	1.213	2.606
	B	-24.50	0.	0.5614	2.606
99	A	-24.50	0.	0.5614	1.655
	B	-24.75	0.	0.1475	1.655
100	A	-24.75	0.	0.1475	0.5901
	B	-25.00	0.7276E-11	0.6377E-12	0.5901

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 16  
11 MARZO 2011 12:37:52  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

FORZE NEGLI ANCORAGGI ATTIVI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

TIRANTE 4\_trefoli 1 PARETE LeftWall QUOTA -3.0000  
FASE 1 inattivo  
FASE 2 inattivo  
FASE 3 inattivo  
FASE 4 FORZA 160.00 kN/m  
FASE 5 FORZA 173.65 kN/m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 17  
11 MARZO 2011 12:37:52  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

\* PARETE LeftWall GRUPPO UHLeft\*

\*STEP 1 - 5\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	20.42	5.210	0.	0.
2	-0.2500	21.61	5.716	0.	0.
3	-0.5000	22.81	7.556	0.	0.
4	-0.7500	24.00	9.397	0.	0.
5	-1.000	25.19	11.24	0.	0.
6	-1.250	26.37	13.08	0.	0.
7	-1.500	27.55	14.92	0.	0.
8	-1.750	28.71	16.76	0.	0.
9	-2.000	29.85	18.60	0.	0.
10	-2.250	30.96	20.44	0.	0.
11	-2.500	32.05	22.28	0.	0.
12	-2.750	33.10	24.12	0.	0.
13	-3.000	34.10	25.96	0.	0.
14	-3.250	35.05	27.80	0.	0.
15	-3.500	35.96	29.64	0.	0.
16	-3.750	36.84	31.48	0.	0.
17	-4.000	37.70	33.33	0.	0.
18	-4.250	38.55	35.17	0.	0.
19	-4.500	39.40	37.01	0.	0.
20	-4.750	40.27	38.85	0.	0.
21	-5.000	40.19	40.69	0.	0.
22	-5.250	40.32	42.53	0.	0.
23	-5.500	42.22	44.37	0.	0.
24	-5.750	44.12	46.21	0.	0.
25	-6.000	46.02	48.05	0.	0.

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

26	-6.250	47.93	49.89	0.	0.
27	-6.500	49.84	51.73	0.	0.
28	-6.750	51.75	53.57	0.	0.
29	-7.000	53.67	55.41	0.	0.
30	-7.250	55.59	57.25	0.	0.
31	-7.500	57.51	59.09	0.	0.
32	-7.750	59.44	60.93	0.	0.
33	-8.000	61.38	62.78	0.	0.
34	-8.250	63.31	64.62	0.	0.
35	-8.500	65.26	66.46	0.	0.

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 18

11 MARZO 2011 12:37:52

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
36	-8.750	67.21	68.30	0.	0.
37	-9.000	69.17	70.14	0.	0.
38	-9.250	71.13	71.98	0.	0.
39	-9.500	73.10	73.82	0.	0.
40	-9.750	75.08	75.66	0.	0.
41	-10.00	77.07	77.50	0.	0.
42	-10.25	79.06	79.34	0.	0.
43	-10.50	81.05	81.18	0.	0.
44	-10.75	83.06	83.02	0.	0.
45	-11.00	85.07	84.86	0.	0.
46	-11.25	87.08	86.70	0.	0.
47	-11.50	89.10	88.54	0.	0.
48	-11.75	91.12	90.38	0.	0.
49	-12.00	93.14	92.22	0.	0.
50	-12.25	95.16	93.75	0.	0.
51	-12.50	97.18	93.50	0.	0.
52	-12.75	99.19	93.29	0.	0.
53	-13.00	101.2	93.13	0.	0.
54	-13.25	103.2	93.04	0.	0.
55	-13.50	105.2	93.03	0.	0.
56	-13.75	107.2	93.10	0.	0.
57	-14.00	109.1	93.27	0.	0.
58	-14.25	111.1	93.53	0.	0.
59	-14.50	113.0	93.89	0.	0.
60	-14.75	115.0	94.35	0.	0.
61	-15.00	116.9	94.91	0.	0.
62	-15.25	118.8	95.56	0.	0.
63	-15.50	120.7	96.29	0.	0.
64	-15.75	122.7	97.11	0.	0.
65	-16.00	124.6	98.02	0.	0.
66	-16.25	126.5	98.99	0.	0.
67	-16.50	128.4	100.0	0.	0.
68	-16.75	130.2	101.1	0.	0.
69	-17.00	132.1	102.3	0.	0.
70	-17.25	134.0	103.5	0.	0.
71	-17.50	135.9	104.8	0.	0.
72	-17.75	137.8	106.1	0.	0.
73	-18.00	139.7	107.4	0.	0.
74	-18.25	141.6	108.8	0.	0.
75	-18.50	143.5	110.2	0.	0.
76	-18.75	145.3	111.6	0.	0.
77	-19.00	147.2	113.0	0.	0.
78	-19.25	149.1	114.4	0.	0.
79	-19.50	151.0	115.9	0.	0.
80	-19.75	152.9	117.3	0.	0.
81	-20.00	154.8	118.8	0.	0.



**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

24	-5.750	44.22	32.87	0.	0.
25	-6.000	46.11	34.30	0.	0.
26	-6.250	47.99	35.73	0.	0.
27	-6.500	49.88	37.16	0.	0.
28	-6.750	51.77	38.59	0.	0.
29	-7.000	53.65	40.02	0.	0.
30	-7.250	55.54	41.45	0.	0.
31	-7.500	57.42	42.88	0.	0.
32	-7.750	59.31	44.31	0.	0.
33	-8.000	61.19	45.74	0.	0.
34	-8.250	63.07	47.17	0.	0.
35	-8.500	64.95	48.60	0.	0.

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

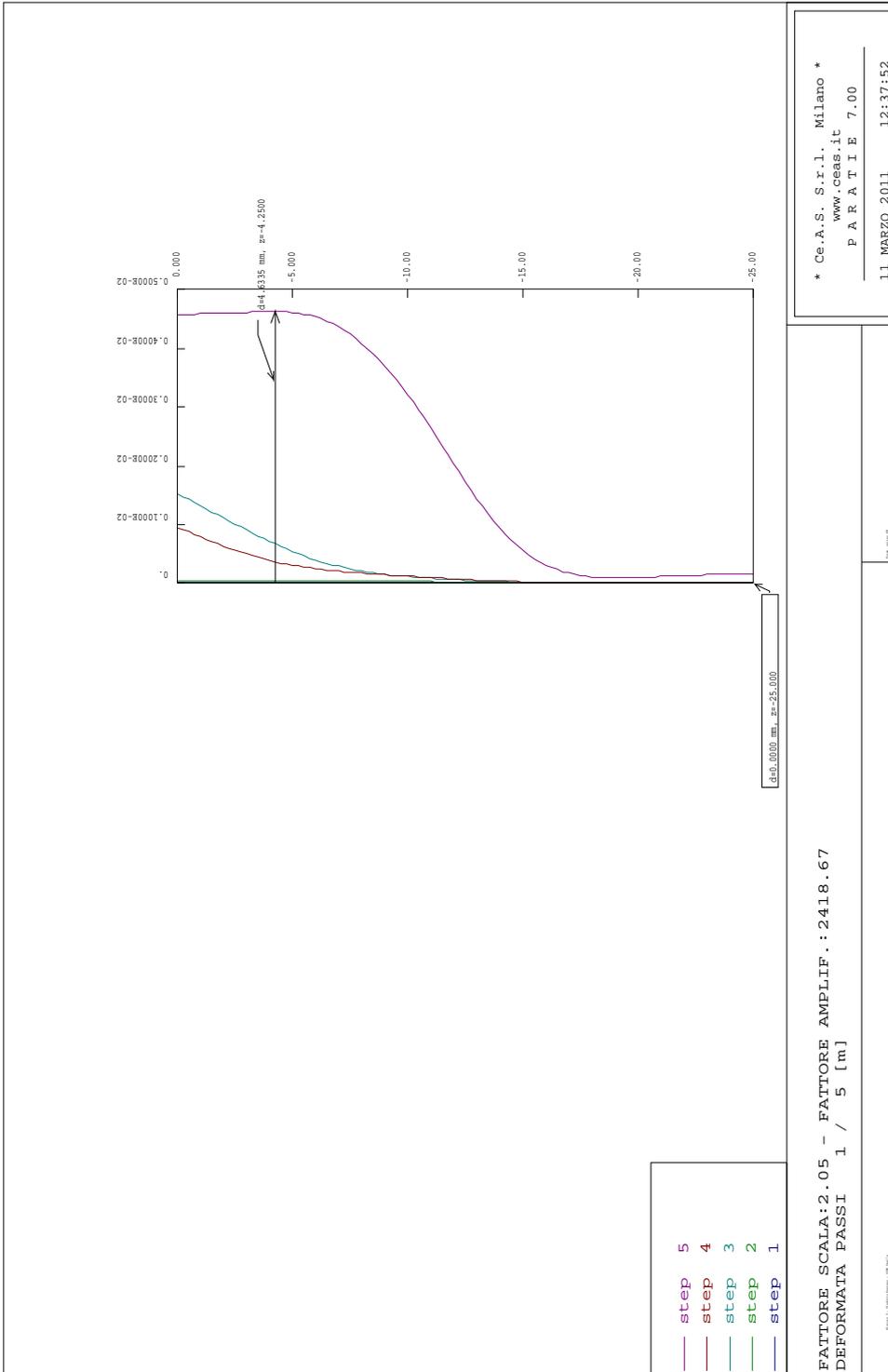
11 MARZO 2011 12:37:52

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
36	-8.750	66.83	50.03	0.	0.
37	-9.000	68.71	51.45	0.	0.
38	-9.250	70.58	52.88	0.	0.
39	-9.500	72.46	54.31	0.	0.
40	-9.750	74.33	55.74	0.	0.
41	-10.00	76.20	57.17	0.	0.
42	-10.25	78.07	58.60	0.	0.
43	-10.50	79.94	60.03	0.	0.
44	-10.75	81.81	61.46	0.	0.
45	-11.00	83.68	62.89	0.	0.
46	-11.25	85.54	64.32	0.	0.
47	-11.50	87.41	65.75	0.	0.
48	-11.75	89.27	67.18	0.	0.
49	-12.00	91.14	68.61	0.	0.
50	-12.25	93.00	70.04	0.	0.
51	-12.50	94.86	71.46	0.	0.
52	-12.75	117.0	72.89	0.	0.
53	-13.00	272.5	136.3	0.	0.
54	-13.25	258.7	127.0	0.	0.
55	-13.50	242.6	116.6	0.	0.
56	-13.75	227.2	106.5	0.	0.
57	-14.00	212.8	96.92	0.	0.
58	-14.25	199.6	87.92	0.	0.
59	-14.50	187.6	82.90	0.	0.
60	-14.75	176.8	84.33	0.	0.
61	-15.00	167.2	85.76	0.	0.
62	-15.25	158.9	87.19	0.	0.
63	-15.50	151.7	88.62	0.	0.
64	-15.75	145.2	90.05	0.	0.
65	-16.00	139.6	91.48	0.	0.
66	-16.25	135.1	92.90	0.	0.
67	-16.50	131.6	94.33	0.	0.
68	-16.75	129.7	95.76	0.	0.
69	-17.00	131.6	97.19	0.	0.
70	-17.25	133.5	98.62	0.	0.
71	-17.50	135.5	100.1	0.	0.
72	-17.75	137.4	101.5	0.	0.
73	-18.00	139.3	102.9	0.	0.
74	-18.25	141.2	104.3	0.	0.
75	-18.50	143.2	105.8	0.	0.
76	-18.75	145.1	107.2	0.	0.
77	-19.00	147.0	108.6	0.	0.
78	-19.25	148.9	110.1	0.	0.
79	-19.50	150.9	111.5	0.	0.
80	-19.75	152.8	112.9	0.	0.
81	-20.00	154.7	114.3	0.	0.







RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento

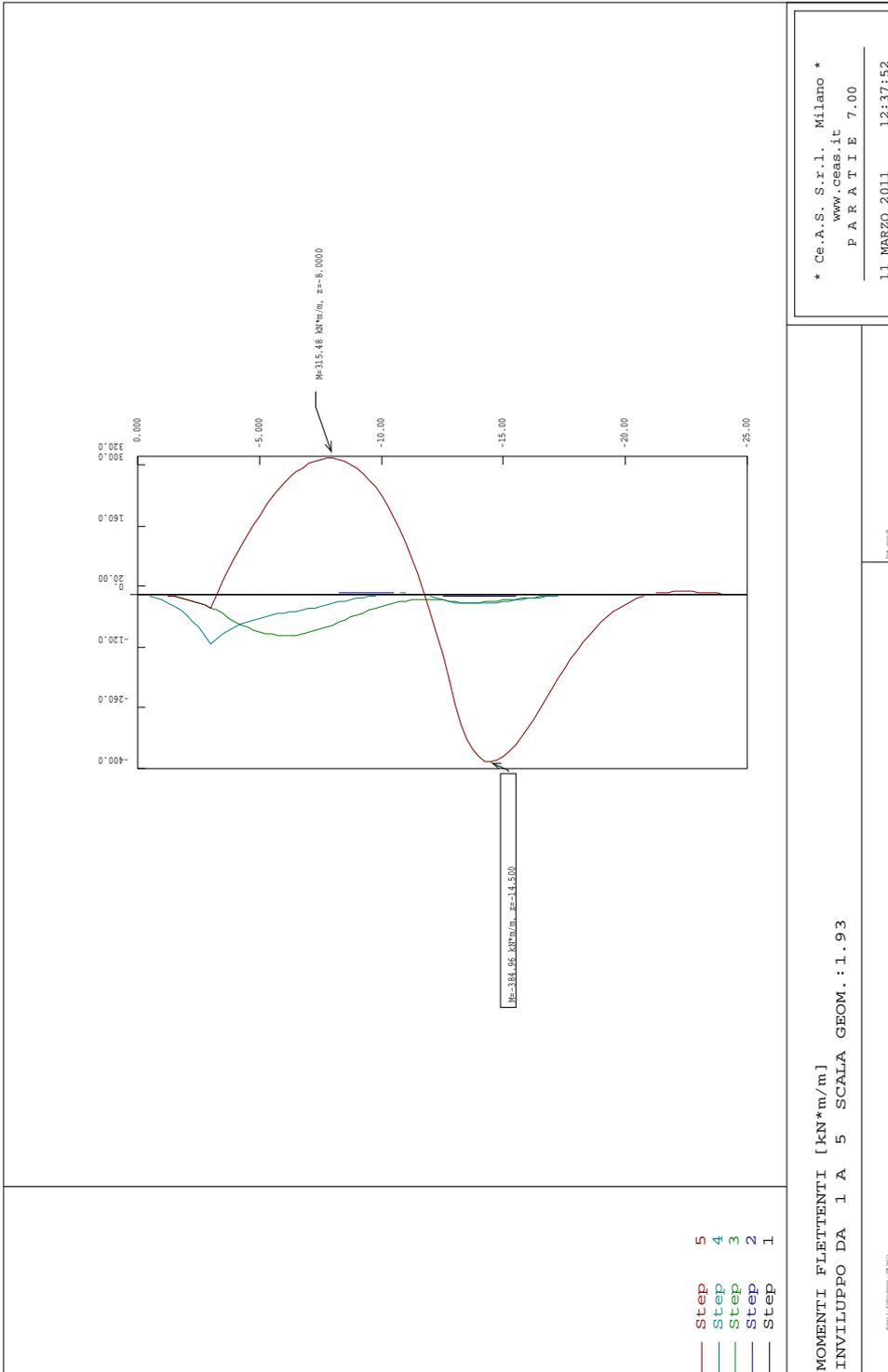
PA0109\_F0.doc

Rev.

F0

Data

20/06/2011



**RELAZIONE GEOTECNICA**

Codice documento

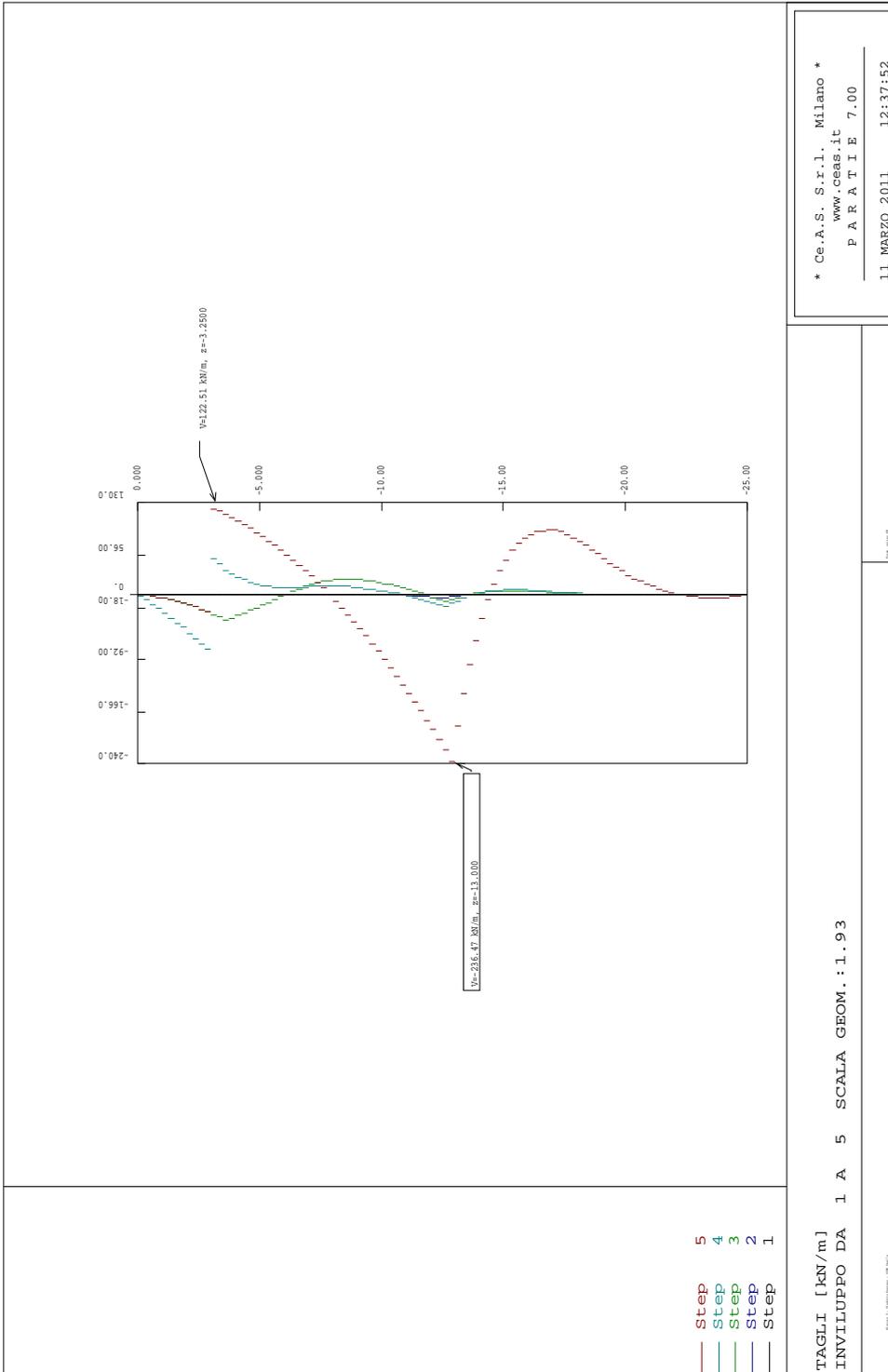
PA0109\_F0.doc

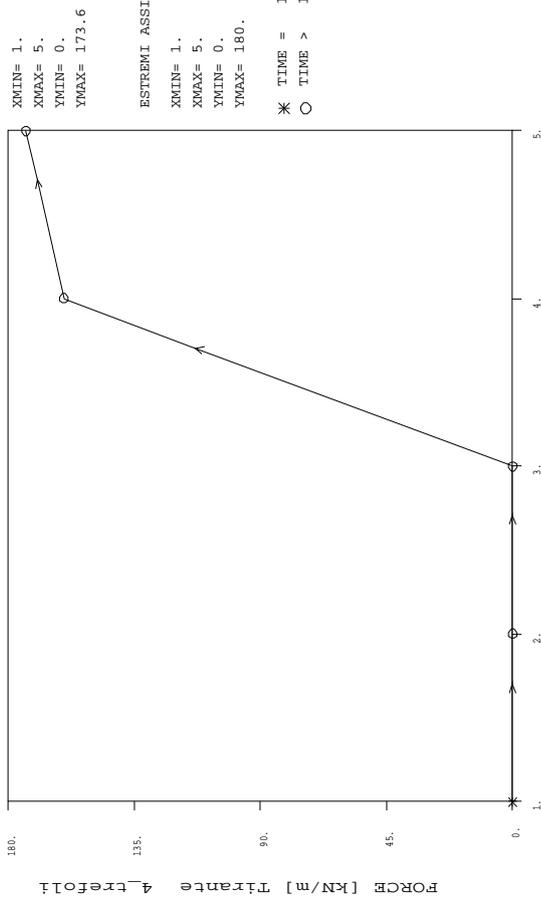
Rev.

F0

Data

20/06/2011





Tirante 4_trefoli STEP	FORCE [KN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	160.
5.	173.6

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R A T I E 7.00  
 11 MARZO 2011 12:37:52

DAL PASSO 1 AL PASSO 5  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 8.2.7 Verifiche

### 8.2.7.1 Lunghezza del tratto passivo dei tiranti

Vista la presenza del consolidamento del terreno fra i diaframmi si ritiene giustificata la formazione del cuneo di rottura a tergo della paratia a partire da fondo scavo.

$L_{lib} = (h_{par} - h_{tir}) \times (\sin(45 - \phi/2) / (\sin(45 + \phi/2 + \alpha)))$					
Valutazione lunghezza libera minima					
h <sub>par</sub> =	27.00	m			
h <sub>tir</sub> =	3.00	m			
φ =	33	angolo di attrito peggiore			
α =	30	°			
L <sub>lib</sub> =	11.45	----->	12	m	ok

### 8.2.7.2 Diaframma in condizioni SLU ed SLE

Sezione di calcolo 100x100cm; armatura prevista:

- lato scavo φ20/10;
- lato terra φ 20/10
- staffe 2 braccia φ 16/20.

$$M_{SLU} = 384.96 \times 1.50 = 577.44 \text{ kNm/m}$$

$$Q = 14.50 \text{ m da p.c}$$

$$T_{SLU} = 236.47 \times 1.50 = 354.71 \text{ kN/m}$$

$$Q = 13.00 \text{ m da p.c}$$

$$N_{SLU} = 25.00 \times 14.50 + 166.20 \times \sin 30^\circ = 445.60 \text{ kN/m}$$

$$Q = 14.50 \text{ m da p.c}$$

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sezione tirantata

(Percorso File: \\Dc01\EDIN\LAVORI\Archivio Generale\1000 STRETTO MESSINA\14 Geotecnica EDIN\03 PANTANO\6\_OOPP\1\_SPALLA\sezione tirantata.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento:

N.T.C.

Tipologia sezione:

Sezione predefinita

Forma della sezione:

Rettangolare

Percorso sollecitazione:

A Sforzo Norm. costante

Condizioni Ambientali:

Moderat. aggressive

Riferimento Sforzi assegnati:

Assi x,y principali d'inertia

Riferimento alla sismicità:

Zona non sismica

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

Posizione sezione nell'asta:

In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C28/35

Resis. compr. di calcolo fcd : 158.60 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd' : 79.30 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 323080 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm : 28.80 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Frequenti in Esercizio

Sc Limite : 168.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist. β1\*β2 : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff. β1\*β2 : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base: 100.0 cm  
Altezza: 100.0 cm

Barre inferiori : 10Ø20 (31.4 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori : 10Ø20 (31.4 cm<sup>2</sup>)  
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6.0 cm  
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
-----				
1	44560	57744	35471	0

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	
N.Comb.	N	Mx
-----		
1	44560	38496

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.4 cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 31.4 cm<sup>2</sup>  
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 31.4 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d
C.Rid.								

-----  
1 S 44560 57744 44550 130495 2.260 91.7

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01457	100.0	0.00097	94.0	-0.03613	6.0

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 16 mm  
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]  
N.Bracci staffe: 2  
Area staffe/m : 20.1 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4 cm<sup>2</sup>/m]

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe  
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato  
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe  
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro

 <b>Stretto di Messina</b>	 <b>Eurolink</b>	<b>Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	35471	41018	237838	166399	100.0	21.80	1.028	4.3

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	32.3	100.0	0.0	100.0	-803	94.0	20.0	2000	31.4	9.8

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 ScImin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm<sup>2</sup>]  
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin)  
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure  
 Srm Distanza media in mm tra le fessure  
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	23.0	-14.9	-7.3	0.186	0.5	0.000161	214	0.059

### 8.2.7.3 Tirante in condizioni SLU

Tiro massimo  $_{SLU} = 173.60 \times 2.50 \times 1.50 = 651.00 \text{ kN}$

 <b>Stretto di Messina</b>	 <b>EuroLink</b>	<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Terreno:	<b>Ghiaie di messina</b>		
Tirante tipo:	<b>4 trefoli 0.6"</b>		
Diametro trefolo:	$d_{tre} =$	<b>15.2</b>	(mm)
Numero trefoli:	$n =$	<b>4</b>	
Area singolo trefolo $A_t$ :		<b>139</b>	(mm <sup>2</sup> )
Area complessiva dell'acciaio ( $A = n \cdot A_t$ ):		<b>556</b>	(mm <sup>2</sup> )
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	$Deq =$	<b>26.61</b>	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio ( $f_{ptk}$ )		<b>1860</b>	(Mpa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ( $f_{p(1)k}$ )		<b>1670</b>	(Mpa)
Malta di iniezione Rck:		<b>30</b>	(Mpa)
Adesione malta-acciaio e malta-corrugato:	$\tau_{cls} =$	<b>0.60</b>	(Mpa)

coefficienti parziali	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\xi$	$\gamma_s$
Metodo di calcolo	$\gamma_g$	$\gamma_q$		
Stato limite ultimo 	1.00	1.30	1.50	1.30
Tensioni ammissibili (permanenti) 	1.00	1.00	1.00	2.50
Tensioni ammissibili (temporanee) 	1.00	1.00	1.00	2.00
Definiti dall'utente 	<b>1.50</b>	<b>1.00</b>	<b>1.50</b>	<b>1.30</b>

$N_G$ Azione permanente sul tirante:	<b>434</b>	kN
$N_Q$ Azione variabile sul tirante:	<b>0</b>	kN
$N_t$ Azione di calcolo ( $N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$ ):	<b>651</b>	kN

Aderenza Malta -Terreno	$L = N_t \cdot F_s / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$
-------------------------	---

D (cm) Diametro della perforazione =	<b>120</b>	(mm)
$\alpha$ (-) Coeff. moltiplicativo =	<b>1.5</b>	
$D_s$ (cm) Diametro di calcolo ( $D_s = \alpha \cdot D$ ) =	<b>180</b>	(mm)
$s_k$ (MPa) tensione unitaria caratt. di adesione malta - terreno =	<b>0.20</b>	(Mpa)
$s_d$ (MPa) tensione unitaria di progetto adesione malta - terreno =	<b>0.10</b>	(Mpa)
	$L1 =$	<b>11.22</b> (m)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

<b>Aderenza Malta - Corrugato</b> $L = Nt / (D_{corr} \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
--

D<sub>corr</sub> Diametro del corrugato = 100 (mm)

L2 = 3.45 (m)

<b>Aderenza Acciaio - Malta</b> $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls})$
---

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n\*dtre : 60.8

$\gamma$  coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi

$\gamma =$  2

Tabella 1 - Valori di  $\gamma$  per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	$\gamma$
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1.3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1.7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2.5

$\delta$  = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione

$\delta =$  0.72

Tabella 2 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
$\delta$	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55

n	7	8	9	10	11	12
$\delta$	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tabella 3 - valori di  $\delta$  per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
$\delta$	1	0.8	0.6	0.5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

$$L3 = 3.94 \quad (\text{m})$$

**L** lunghezza della fondazione (bulbo)

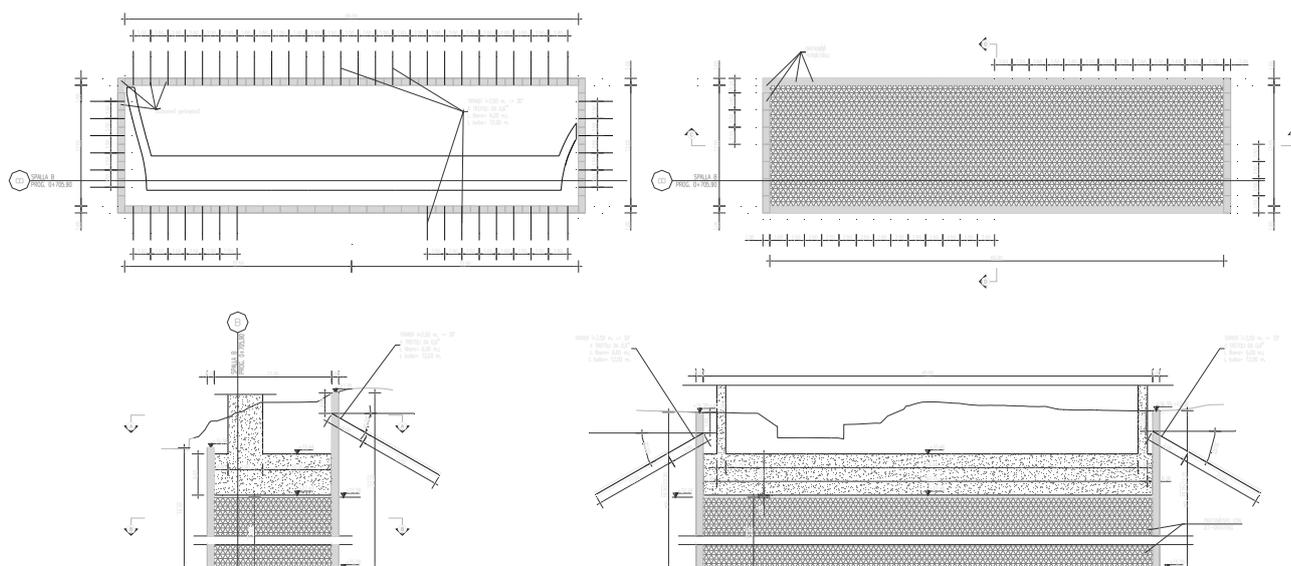
$$L = \max(L1, L2, L3) = 11.22 \quad (\text{m})$$

**Verifica a trazione dell'armatura**

$$N = N_G + N_Q = 651 \quad (\text{kN})$$

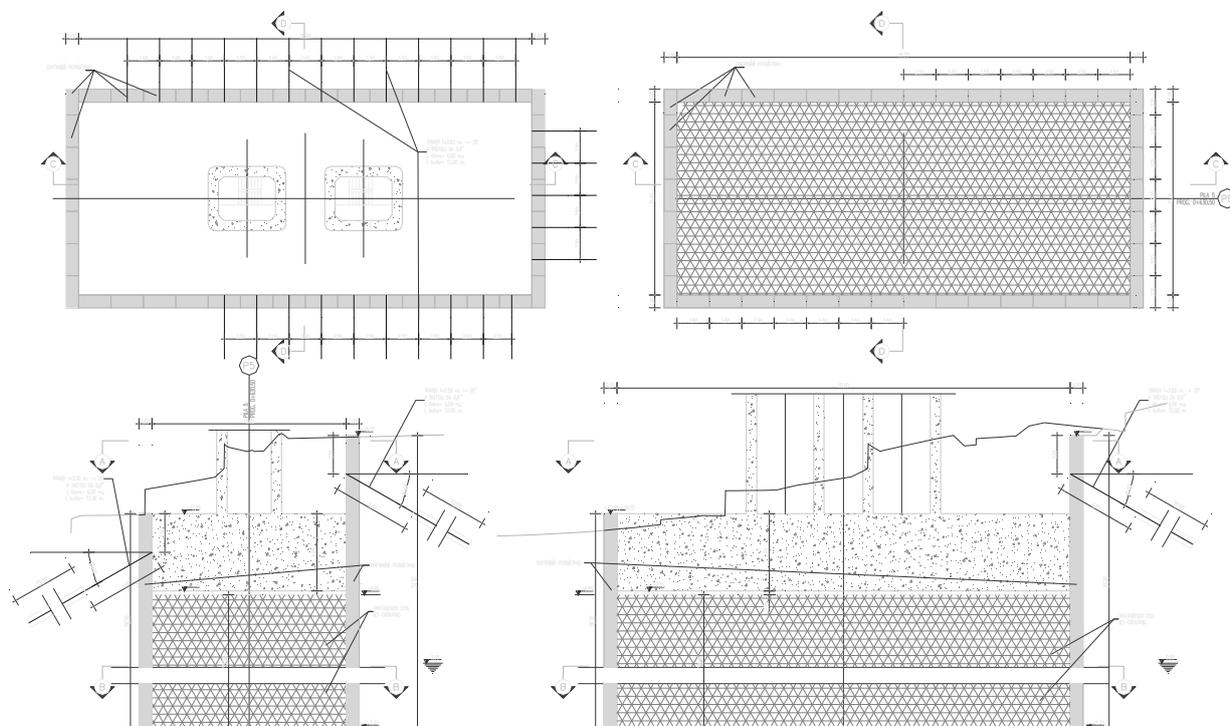
$$\text{UNI EN 1537} \quad N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t = 672.20 \quad (\text{kN})$$

### 8.3 Spalla e pila 5 sezione a sbalzo



**Figura 42** Planimetria e sezioni di inquadramento Spalla.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011	



**Figura 43- Planimetria e sezioni di inquadramento Pila 5.**

### 8.3.1 Materiali

#### 8.3.1.1 Calcestruzzo per usi strutturali

##### **Rck ≥ 35 MPa**

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 29.05 MPa
Valor medio resistenza cilindrica a compressione	→ $f_{cm} = 0.8 \cdot f_{ck}$	= 23.24 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	= 16.46 MPa
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 17.43 MPa
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 2.83 MPa
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	= 1.98 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.32 MPa

#### 8.3.1.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche del cordolo di collegamento si adottano tondini in acciaio del tipo B450C

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	→	$f_y$	$\geq 450\text{MPa}$
Limite di rottura	→	$f_y$	$\geq 540\text{MPa}$
Allungamento totale al carico massimo			$\geq 7\%$
Rapporto $f_t/f_y$			$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$			$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk}$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk}$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 360.00 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s$	$= 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$= 391.30 \text{ MPa}$

### 8.3.1.3 Acciaio armonico per trefoli

Tensione caratteristica di rottura	→	$f_{ptk}$	$\geq 1860\text{MPa}$
Tensione caratteristica allo 1% di deformazione residua			
	→	$f_{p(0.1)k}$	$\geq 1670\text{MPa}$
Allungamento sotto carico massimo	→	$A_{gt}$	$\geq 3.5\%$

### 8.3.2 Inquadramento geotecnico

Si assume quale stratigrafia di dettaglio per le analisi che seguono quanto riportato appresso:

- dalla quota piano campagna e fino a profondità maggiori del volume significativo dell'opera

Ghiaie di Messina:

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	: peso di volume
$\phi_p = 38^\circ$	: angolo di attrito di picco
$\phi_{vc} = 33^\circ$	: angolo di attrito di picco**
$c = 0.00 \text{ kN/m}^2$	: coesione
$E_{vc} = 70000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità vergine
$E_{ur} = 170000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità scarico-ricarico
$\nu' = 0.30$	: modulo di Poisson

\*\*valutato in maniera conservativa.

Entro il volume significativo dell'opera non è stata registrata la presenza di falda.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.3.3 Software di calcolo

Lo stato tenso-deformativo delle strutture è stato investigato mediante il software di calcolo PARATIE v.7.0. [Ce.A.S. s.r.l. - Milano].

Tale software è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria. Tale schematizzazione non è quindi idonea a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.

La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “trave su suolo elastico”: le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell’ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una “molla”, abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l’interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie puntonate viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un’analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di puntoni applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

L’analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all’asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Nei modelli di calcolo implementati, l'esecuzione dello scavo è schematizzata mediante una successione di step, corrispondenti ad eventi aventi rilevanza nello stato tenso-deformativo del sistema (approfondimenti dello scavo, applicazione di puntelli, applicazione di carichi ecc.).

Le verifiche strutturali dell'opera di sostegno sono state eseguite mediante l'ausilio del software RC-SEC della Geostru Software.

### 8.3.4 Analisi dei carichi e fasi

In quanto segue si fa riferimento a carichi e sollecitazioni relativi ad un metro di sviluppo di paratia. Il carattere provvisorio dell'opera, che si prevede abbia una vita utile inferiore a 2 anni, permette di omettere le verifiche sismiche.

#### 8.3.4.1 FASE 0

Inizializzazione del modello in condizioni geostatiche.

#### 8.3.4.2 FASE 1

Si realizza il diaframma con quota di testa di calcolo pari a 0.00m fino a quota di fondo di calcolo pari a -16.00m e contestualmente si simula la realizzazione dell'intervento di consolidamento fra paratie da quota di calcolo pari a -8.00m fino a fondo paratia

Il sovraccarico accidentale caratteristico a tergo delle paratie è assunto pari a:

$$p_m = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

in modo da simulare la presenza di mezzi di cantiere ed accatastamento materiali. Tale sovraccarico rimarrà costante per tutte le fasi successive.

#### 8.3.4.3 FASE 2

Si raggiunge il fondo scavo considerato a quota 8.00m da p.c..

### 8.3.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC2008.

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Con riferimento alle opere in esame di carattere provvisoria si evidenzia che combinazioni considerate sono soltanto di natura statica.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state eseguite in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali diaframma.
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali tirante.
- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite di sfilamento dei tiranti nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche sono state condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni:

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO

Più precisamente è stato realizzato il modello di calcolo in Paratie v7.0 nelle condizioni di SLE per poi passare alla condizione SLU (A1+M1) moltiplicando, nell'ipotesi di elasticità lineare del modello, i risultati ottenuti per un coefficiente pari a 1.50 (in maniera conservativa).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (deformazioni ammissibili) si definisce la seguente combinazione:

$$\text{Frequente)} \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{0i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.VI della norma.

Data la natura provvisoria dell'opera (vita nominale inferiore ai 2 anni) non sono state eseguite analisi sismiche.





		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-8.0000	m	
quota inferiore	=	-0.10000E+31	m	
peso fuori falda	=	19.000	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	9.0000	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	36.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.22500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	6.6610		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.39819		
esponente di OCR	=	0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	70000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.17000E+06	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	36.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.22500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	6.6610		(A VALLE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 5  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER strato_trattato				
coesione	=	1562.0	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	=	35.000	DEG	(A VALLE)
moltiplicatore rigidzze	=	30.000		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall				
coordinata y	=	0.0000	m	
quota piano campagna	=	0.0000	m	
quota del fondo scavo	=	0.0000	m	
quota della falda	=	-0.99900E+30	m	
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa	
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m	
depressione falda a valle	=	0.0000	m	
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa	
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m	
quota di taglio	=	0.0000	m	
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m	
indicatore comportamento acqua	=	0.0000		(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000		(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

WALL LeftWall

```

coordinata y                = 0.0000    m
quota piano campagna        = 0.0000    m
quota del fondo scavo       = 0.0000    m
quota della falda           = -0.99900E+30 m
sovraccarico a monte       = 10.000    kPa
quota del sovraccarico a monte = 0.0000    m
depressione falda a valle   = 0.0000    m
sovraccarico a valle       = 0.0000    kPa
quota del sovraccarico a valle = 0.0000    m
quota di taglio             = 0.0000    m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -16.000    m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)

```

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

```

coordinata y                = 0.0000    m
quota piano campagna        = 0.0000    m
quota del fondo scavo       = -8.0000    m
quota della falda           = -0.99900E+30 m
sovraccarico a monte       = 10.000    kPa

```

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 7  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

```

quota del sovraccarico a monte = 0.0000    m
depressione falda a valle     = 0.0000    m
sovraccarico a valle         = 0.0000    kPa
quota del sovraccarico a valle = 0.0000    m
quota di taglio              = 0.0000    m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -16.000    m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)

```

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 8  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

RIASSUNTO ELEMENTI  
=====

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                                     RIASSUNTO ELEMENTI SOIL                                     |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Flag | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m | m |      | deg |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0. | -16.00 | UPHILL | 0. |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| DHLeft | LeftWall | 0. | -16.00 | DOWNHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                                     RIASSUNTO ELEMENTI BEAM                                     |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m |      | m |      | m |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Beam | LeftWall | 0. | -16.00 | _ | 1.000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+

```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 9  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

RIASSUNTO DATI VARI  
=====

```

+-----+-----+
| MATERIALI |
+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+
|      | kPa |
+-----+-----+
| Cls_ | 3.37217E+007 |
+-----+-----+

```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 10  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	4	SI
3	5	SI

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 11  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13  
History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE  
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

\* PARETE LeftWall GRUPPO Beam\*  
\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN\*m/m]  
MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN\*m/m]  
TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m ]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.3766E-12	0.2947E-09	0.2812
	B	-0.2500	0.7031E-01	0.	0.2812
2	A	-0.2500	0.7031E-01	0.	1.111
	B	-0.5000	0.3480	0.	1.111
3	A	-0.5000	0.3480	0.	2.208
	B	-0.7500	0.9000	0.	2.208
4	A	-0.7500	0.9000	0.	3.572
	B	-1.000	1.793	0.	3.572
5	A	-1.000	1.793	0.	5.203
	B	-1.250	3.094	0.	5.203
6	A	-1.250	3.094	0.	7.102
	B	-1.500	4.869	0.	7.102
7	A	-1.500	4.869	0.	9.267
	B	-1.750	7.186	0.	9.267

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

8	A	-1.750	7.186	0.	11.70
	B	-2.000	10.11	0.	11.70
9	A	-2.000	10.11	0.	14.40
	B	-2.250	13.71	0.5374E-01	14.40
10	A	-2.250	13.71	0.5374E-01	17.37
	B	-2.500	18.05	0.2077	17.37
11	A	-2.500	18.05	0.2077	20.60
	B	-2.750	23.20	0.3784	20.60
12	A	-2.750	23.20	0.3784	24.10
	B	-3.000	29.23	0.5615	24.10
13	A	-3.000	29.23	0.5615	27.87
	B	-3.250	36.20	0.7524	27.87
14	A	-3.250	36.20	0.7524	31.91
	B	-3.500	44.17	0.9462	31.91
15	A	-3.500	44.17	0.9462	36.21
	B	-3.750	53.23	1.138	36.21
16	A	-3.750	53.23	1.138	40.78
	B	-4.000	63.42	1.323	40.78
17	A	-4.000	63.42	1.323	45.62
	B	-4.250	74.83	1.495	45.62

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 12

21 FEBBRAIO 2011 16:38:13

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-4.250	74.83	1.495	50.72
	B	-4.500	87.51	1.648	50.72
19	A	-4.500	87.51	1.648	56.10
	B	-4.750	101.5	1.777	56.10
20	A	-4.750	101.5	1.777	61.73
	B	-5.000	117.0	1.874	61.73
21	A	-5.000	117.0	1.874	67.64
	B	-5.250	133.9	1.932	67.64
22	A	-5.250	133.9	1.932	73.81
	B	-5.500	152.3	1.944	73.81
23	A	-5.500	152.3	1.944	80.25
	B	-5.750	172.4	1.902	80.25
24	A	-5.750	172.4	1.902	86.96
	B	-6.000	194.1	1.796	86.96
25	A	-6.000	194.1	1.796	93.94
	B	-6.250	217.6	1.617	93.94
26	A	-6.250	217.6	1.617	101.2
	B	-6.500	242.9	1.357	101.2
27	A	-6.500	242.9	1.357	108.7
	B	-6.750	270.1	1.004	108.7
28	A	-6.750	270.1	1.004	116.5
	B	-7.000	299.2	0.5484	116.5
29	A	-7.000	299.2	0.5484	124.5
	B	-7.250	330.3	0.	124.5
30	A	-7.250	330.3	0.	132.8
	B	-7.500	363.5	0.	132.8
31	A	-7.500	363.5	0.	141.4
	B	-7.750	398.9	0.	141.4
32	A	-7.750	398.9	0.	150.2
	B	-8.000	436.4	0.	150.2
33	A	-8.000	436.4	0.	97.38
	B	-8.250	460.8	0.	97.38
34	A	-8.250	460.8	0.	50.48
	B	-8.500	473.4	0.	50.48
35	A	-8.500	473.4	0.	10.63
	B	-8.750	476.1	0.	10.63
36	A	-8.750	476.1	0.	22.71
	B	-9.000	470.4	0.	22.71
37	A	-9.000	470.4	0.	50.13







**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

15	-3.500	27.18	20.01	0.	0.
16	-3.750	29.05	21.44	0.	0.
17	-4.000	30.93	22.87	0.	0.
18	-4.250	32.80	24.30	0.	0.
19	-4.500	34.68	25.73	0.	0.
20	-4.750	36.55	27.16	0.	0.
21	-5.000	38.42	28.59	0.	0.
22	-5.250	40.29	30.02	0.	0.
23	-5.500	42.16	31.44	0.	0.
24	-5.750	44.02	32.87	0.	0.
25	-6.000	45.89	34.30	0.	0.
26	-6.250	47.75	35.73	0.	0.
27	-6.500	49.61	37.16	0.	0.
28	-6.750	51.48	38.59	0.	0.
29	-7.000	53.34	40.02	0.	0.
30	-7.250	55.20	41.45	0.	0.
31	-7.500	57.06	42.88	0.	0.
32	-7.750	58.92	44.31	0.	0.
33	-8.000	247.9	124.0	0.	0.
34	-8.250	225.8	110.5	0.	0.
35	-8.500	203.4	96.95	0.	0.

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 18

21 FEBBRAIO 2011 16:38:13

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Spalla

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
36	-8.750	182.8	84.27	0.	0.
37	-9.000	164.2	72.61	0.	0.
38	-9.250	147.7	61.99	0.	0.
39	-9.500	133.3	54.31	0.	0.
40	-9.750	120.9	55.74	0.	0.
41	-10.00	110.4	57.17	0.	0.
42	-10.25	101.7	58.60	0.	0.
43	-10.50	94.65	60.03	0.	0.
44	-10.75	89.15	61.46	0.	0.
45	-11.00	86.31	62.89	0.	0.
46	-11.25	88.15	64.32	0.	0.
47	-11.50	90.02	65.75	0.	0.
48	-11.75	91.91	67.18	0.	0.
49	-12.00	93.82	68.61	0.	0.
50	-12.25	95.73	70.04	0.	0.
51	-12.50	97.65	71.46	0.	0.
52	-12.75	99.58	72.89	0.	0.
53	-13.00	101.5	74.32	0.	0.
54	-13.25	103.4	75.75	0.	0.
55	-13.50	105.4	77.18	0.	0.
56	-13.75	107.3	78.61	0.	0.
57	-14.00	109.2	80.04	0.	0.
58	-14.25	111.2	81.47	0.	0.
59	-14.50	113.1	82.90	0.	0.
60	-14.75	115.0	84.33	0.	0.
61	-15.00	116.9	85.76	0.	0.
62	-15.25	118.9	87.19	0.	0.
63	-15.50	120.8	88.62	0.	0.
64	-15.75	122.7	90.05	0.	0.
65	-16.00	124.6	91.48	0.	0.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	17265.	69559.
RAPPORTO PASSIVA/VERA	19.950	80.376
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	5.%	1.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.4839	0.10000E+06

OUTPUT PLOTS:

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

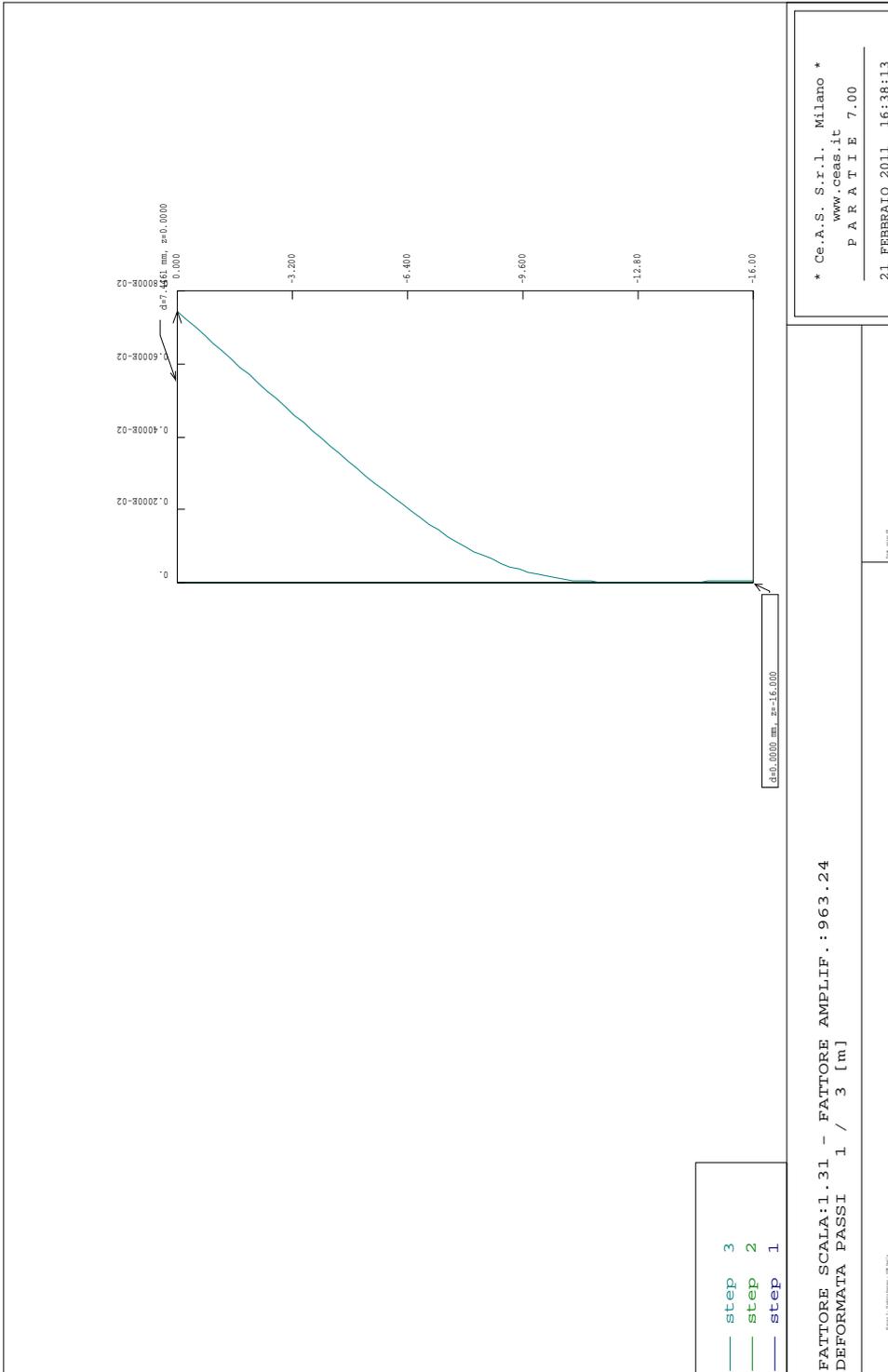
PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011



RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento

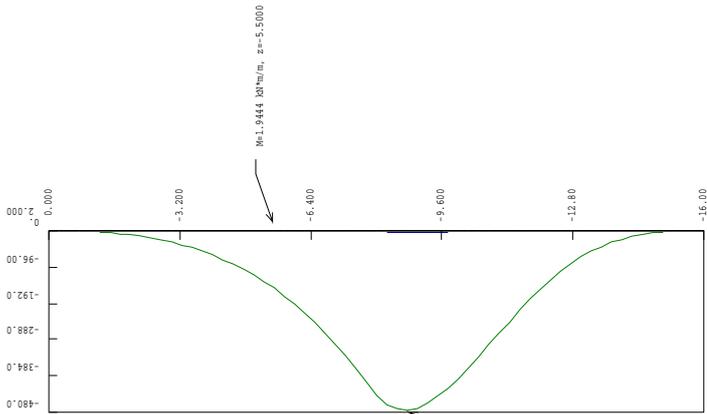
PA0109\_F0.doc

Rev.

F0

Data

20/06/2011



\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R T I E 7.00  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13

MOMENTI FLETTENTI [KN\*m/m]  
INVILUPPO DA 1 A 3 SCALA GEOM. : 1.24

Step 3  
Step 2  
Step 1

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento

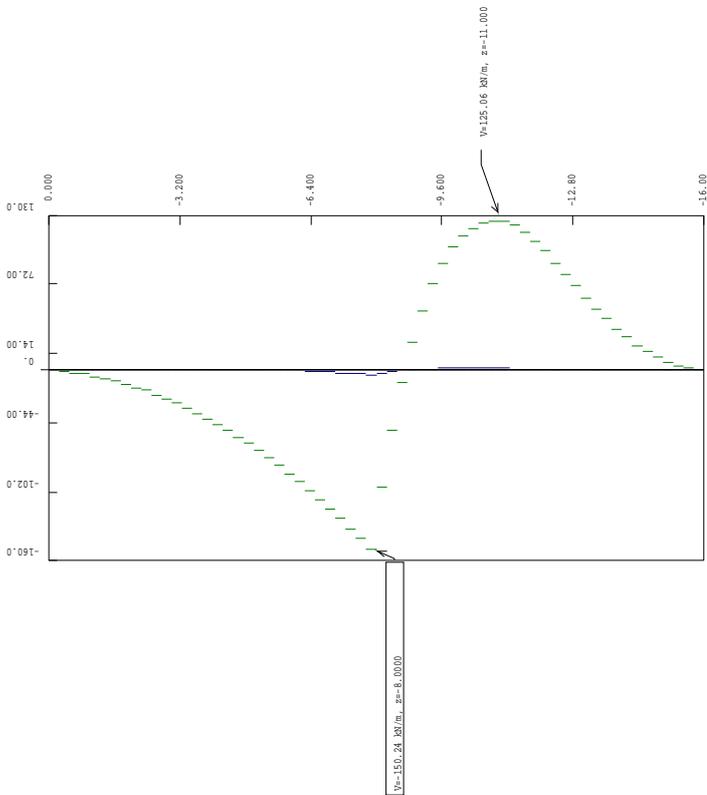
PA0109\_F0.doc

Rev.

F0

Data

20/06/2011



Step 3  
Step 2  
Step 1

TAGLI [kN/m]  
INVILUPPO DA 1 A 3 SCALA GEOM. : 1.24

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R T I E 7.00  
21 FEBBRAIO 2011 16:38:13

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.3.7 Verifiche

#### 8.3.7.1 Diaframma in condizioni SLU ed SLE

Sezione di calcolo 100x100cm; armatura prevista:

- lato scavo  $\phi 20/10$ ;
- lato terra  $\phi 20/10$
- staffe 2 braccia  $\phi 16/20$ .

$$M_{SLU} = 476.06 \times 1.50 = 714.09 \text{ kNm/m}$$

$$Q = 8.75 \text{ m da p.c}$$

$$T_{SLU} = 150.24 \times 1.50 = 225.36 \text{ kN/m}$$

$$Q = 8.00 \text{ m da p.c}$$

$$N_{SLU} = 25.00 \times 8.75 = 218.75 \text{ kN/m}$$

$$Q = 8.75 \text{ m da p.c}$$

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sezione non tirantata

(Percorso File: \\Dc01\edin\LAVORI\Archivio Generale\1000 STRETTO MESSINA\14 Geotecnica EDIN\03 PANTANO\6\_OOPP\1\_SPALLA\sezione non tirantata.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35

Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm <sup>2</sup>
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	28.80 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0

Combinazioni Frequenti in Esercizio

Sc Limite :	168.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm  
Altezza: 100.0 cm  
Barre inferiori : 10Ø20 (31.4 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori : 10Ø20 (31.4 cm<sup>2</sup>)  
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6.0 cm  
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6.0 cm

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	21875	71409	22536	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	21875	47606

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.4 cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 31.4 cm<sup>2</sup>  
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 31.4 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d
C.Rid.								

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

-----

1      S      21875      71409      21862      120565      1.688      92.4

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max      Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7      Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Yc max      Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef min      Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Yf min      Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef max      Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Yf max      Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01617	100.0	0.00075	94.0	-0.03965	6.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:                      16 mm  
Passo staffe:                            20.0 cm      [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]  
N.Bracci staffe:                        2  
Area staffe/m :                         20.1 cm<sup>2</sup>/m      [Area Staffe Minima normativa = 2.4 cm<sup>2</sup>/m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver              S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
Vsdu            Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vrd              Taglio resistente [daN] in assenza di staffe  
Vcd              Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato  
Vwd              Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe  
bw               Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro  
Teta              Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw              Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Afst              Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	22536	33836	234529	166399	100.0	21.80	1.014	2.7

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver              S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max          Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>]  
Yc max          Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min          Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>]  
Yc min          Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min          Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Yf min          Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff.          Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff.          Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
Af eff.          Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre          Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff. Dbarre

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

-----

1      S      38.8      100.0      0.0      100.0      -1432      94.0      20.0      2000      31.4

9.8

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver                    S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
ScImax                Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
ScI\_min                Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Sc Eff                 Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm<sup>2</sup>]  
K3                      Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)  
Beta12                 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
Eps                     Deformazione unitaria media tra le fessure  
Srm                     Distanza media in mm tra le fessure  
Ap.fess.                Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	25.4	-21.4	-12.1	0.195	0.5	0.000286	219	0.107

**8.3.8 Verifiche in condizioni SLE**

**8.3.8.1 Massimo spostamento orizzontale**

In condizioni di SLE si ottiene uno spostamento orizzontale a quota +0.00m da p.c.pari a 7.45mm quindi inferiore ad un limite ammissibile pari a 1/200 dell'altezza di scavo quindi pari a 4.00cm.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

## 8.4 Pile 1, 2, 3 e 4

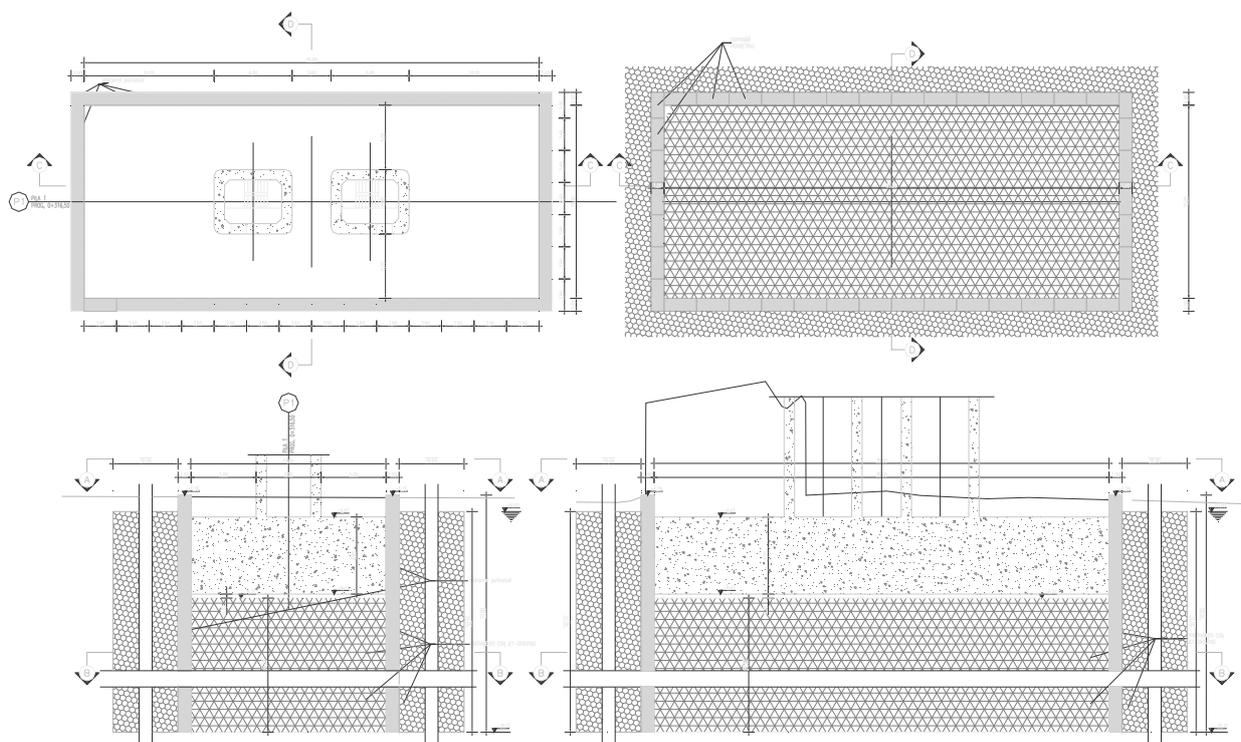


Figura 44- Planimetria e sezioni di inquadramento pila di riferimento (pila 1).

### 8.4.1 Materiali

#### 8.4.1.1 Calcestruzzo per usi strutturali

##### **Rck ≥ 35 MPa**

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 29.05 MPa
Valor medio resistenza cilindrica a compressione	→ $f_{cm} = 0.8 \cdot f_{ck}$	= 23.24 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	= 16.46 MPa
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 17.43 MPa
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 2.83 MPa
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	= 1.98 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.32 MPa

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 8.4.1.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche del cordolo di collegamento si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	→	$f_y$	$\geq 450\text{MPa}$
Limite di rottura	→	$f_y$	$\geq 540\text{MPa}$
Allungamento totale al carico massimo			$\geq 7\%$
Rapporto $f_t/f_y$			$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$			$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk}$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk}$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk}$	$= 360.00 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s$	$= 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$= 391.30 \text{ MPa}$

#### 8.4.1.3 Acciaio armonico per trefoli

Tensione caratteristica di rottura	→	$f_{ptk}$	$\geq 1860\text{MPa}$
Tensione caratteristica allo 1% di deformazione residua			
	→	$f_{p(0.1)k}$	$\geq 1670\text{MPa}$
Allungamento sotto carico massimo	→	$A_{gt}$	$\geq 3.5\%$

#### 8.4.2 Inquadramento geotecnico

Si assume quale stratigrafia di dettaglio per le analisi che seguono quanto riportato appresso:

- dalla quota piano campagna e fino a profondità maggiori del volume significativo dell'opera

Depositi costieri:

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	: peso di volume
$\phi_p = 37^\circ$	: angolo di attrito di picco
$\phi_{vc} = 33^\circ$	: angolo di attrito di picco
$c = 0.00 \text{ kN/m}^2$	: coesione
$E_{vc} = 50000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità vergine
$E_{ur} = 100000 \text{ kN/m}^2$	: modulo di elasticità scarico-ricarico
$\nu' = 0.30$	: modulo di Poisson

Si considera la falda posta a piano campagna.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.4.3 Software di calcolo

Lo stato tenso-deformativo delle strutture è stato investigato mediante il software di calcolo PARATIE v.7.0. [Ce.A.S. s.r.l. - Milano].

Tale software è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria. Tale schematizzazione non è quindi idonea a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.

La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “trave su suolo elastico”: le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell’ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una “molla”, abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l’interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie puntonate viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un’analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di puntoni applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

L’analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all’asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Nei modelli di calcolo implementati, l'esecuzione dello scavo è schematizzata mediante una successione di step, corrispondenti ad eventi aventi rilevanza nello stato tenso-deformativo del sistema (approfondimenti dello scavo, applicazione di puntelli, applicazione di carichi ecc.).

Le verifiche strutturali dell'opera di sostegno sono state eseguite mediante l'ausilio del software RC-SEC della Geostru Software.

#### **8.4.4 Analisi dei carichi e fasi**

In quanto segue si fa riferimento a carichi e sollecitazioni relativi ad un metro di sviluppo di paratia. Il carattere provvisorio dell'opera, che si prevede abbia una vita utile inferiore a 2 anni, permette di omettere le verifiche sismiche.

##### **8.4.4.1 FASE 0**

Inizializzazione del modello in condizioni geostatiche.

##### **8.4.4.2 FASE 1**

Si realizza il diaframma con quota di testa di calcolo pari a 0.00m fino a quota di fondo di calcolo pari a -16.00m e contestualmente si simula la realizzazione dell'intervento di consolidamento fra paratie da quota di calcolo pari a -8.00m fino a fondo paratia

Il sovraccarico accidentale caratteristico a tergo delle paratie è assunto pari a:

$$p_m = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

in modo da simulare la presenza di mezzi di cantiere ed accatastamento materiali. Tale sovraccarico rimarrà costante per tutte le fasi successive.

##### **8.4.4.3 FASE 2**

Si raggiunge il fondo scavo considerato a quota 8.00m da p.c. con abbassamento progressivo della falda fino a fondo scavo.

#### **8.4.5 Combinazioni di carico**

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC2008.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso,

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Con riferimento alle opere in esame di carattere provvisoria si evidenzia che combinazioni considerate sono soltanto di natura statica.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state eseguite in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali diaframma.
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali tirante.
- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite di sfilamento dei tiranti nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche sono state condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni:

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO

Più precisamente è stato realizzato il modello di calcolo in Paratie v7.0 nelle condizioni di SLE per poi passare alla condizione SLU (A1+M1) moltiplicando, nell'ipotesi di elasticità lineare del modello, i risultati ottenuti per un coefficiente pari a 1.50 (in maniera conservativa).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (deformazioni ammissibili) si definisce la seguente combinazione:

$$\text{Frequente)} \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{0i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.VI della norma.

Data la natura provvisoria dell'opera (vita nominale inferiore ai 2 anni) non sono state eseguite analisi sismiche.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 8.4.6 INPUT/OUTPUT

PARATIE 7.00            Ce.A.S. s.r.l. - Milano            PAG. 1

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

```

*****
**                               **
**   P A R A T I E   **
**                               **
**   RELEASE 7.00  VERSIONE WIN   **
**                               **
**   Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10   **
**           20129 MILANO           **
**                               **
*****

```

JOBNAME \\Dc01\edin\LAVORI\Archivio Generale\1000 STRETTO MESSINA\14 Geotec

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 2

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 7.00.

N. comando

- 1: \* Paratie for Windows version 7.0
- 2: \* Filename= <\dc01\edin\lavori\archivio generale\1000 stretto  
messina\14 geotec
- 3: \* project with "run time" parameters
- 4: \* Force=kN Lenght=m
- 5: \*
- 6: units m kN
- 7: title History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo
- 8: delta 0.25
- 9: option param itemax 20
- 10: option noprint echo
- 11: option noprint displ
- 12: option noprint react
- 13: option noprint stresses
- 14: wall LeftWall 0 -16 0
- 15: \*
- 16: soil UHLeft LeftWall -16 0 1 0
- 17: soil DHLeft LeftWall -16 0 2 180
- 18: \*
- 19: material Cls\_35 3.37217E+007
- 20: \*
- 21: beam Beam LeftWall -16 0 Cls\_35 1 00 00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

22: \*

23: \* Soil Profile

24: \*

25: ldata strato\_non\_trattato 0

26: weight 19 9 10

27: atrest 0.398185 0.5 1

28: resistance 0 35 0.235 6.199

29: permeabil 0.0001

30: young 50000 100000

31: endlayer

32: ldata strato\_trattato -8

33: weight 19 9 10

34: atrest 0.398185 0.5 1

35: resistance 0 35 0.235 6.199

36: permeabil 0.0001

37: young 50000 100000

38: endlayer

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 3

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

N. comando

39: \*

40: step 1 : condizione geostatica

41: setwall LeftWall

42: geom 0 0

43: water 0 0 -16 noremove update

44: add Beam

45: endstep

46: \*

47: step 2 : Realizzazione jet-grouting a valle

48: change strato\_trattato D-COHE=1562

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- 49: change strato\_trattato D-FRICT=35
- 50: change strato\_trattato D-STIFAC=30
- 51: change strato\_trattato D-PERM=1E-008
- 52: setwall LeftWall
- 53: surcharge 10 0 0 0
- 54: endstep
- 55: \*
- 56: step 3 : Raggiungimento fondo scavo
- 57: change strato\_non\_trattato D-COHE=1532
- 58: change strato\_non\_trattato D-FRICT=35
- 59: change strato\_non\_trattato D-STIFAC=30
- 60: setwall LeftWall
- 61: geom 0 -8
- 62: water 0 8 -16 noremove update
- 63: endstep
- 64: \*
- 65: \*

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 4

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

#### RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER strato\_non\_trattato

natura 1=granulare, 2=argilla    = 1.0000

quota superiore                      = 0.0000    m

quota inferiore                      = -8.0000    m

peso fuori falda                      = 19.000    kN/m³

peso efficace in falda                = 9.0000    kN/m³

peso dell'acqua                      = 10.000    kN/m³

angolo di attrito                      = 35.000    DEG    (A MONTE)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

coeff. spinta attiva ka = 0.23500 (A MONTE)  
coeff. spinta passiva kp = 6.1990 (A MONTE)  
Konc normal consolidato = 0.39819  
esponente di OCR = 0.50000  
OCR: grado di sovraconsolidazione = 1.0000  
modello di rigidezza = 1.0000  
modulo el. compr. vergine = 50000. kPa  
modulo el. scarico/ricarico = 0.10000E+06 kPa  
permeabilita' = 0.10000E-03 m/time (A MONTE)  
natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000 (A VALLE)  
angolo di attrito = 35.000 DEG (A VALLE)  
coeff. spinta attiva ka = 0.23500 (A VALLE)  
coeff. spinta passiva kp = 6.1990 (A VALLE)  
permeabilita' = 0.10000E-03 m/time (A VALLE)

LAYER strato\_trattato

natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000  
quota superiore = -8.0000 m  
quota inferiore = -0.10000E+31 m  
peso fuori falda = 19.000 kN/m<sup>3</sup>  
peso efficace in falda = 9.0000 kN/m<sup>3</sup>  
peso dell'acqua = 10.000 kN/m<sup>3</sup>  
angolo di attrito = 35.000 DEG (A MONTE)  
coeff. spinta attiva ka = 0.23500 (A MONTE)  
coeff. spinta passiva kp = 6.1990 (A MONTE)  
Konc normal consolidato = 0.39819  
esponente di OCR = 0.50000  
OCR: grado di sovraconsolidazione = 1.0000  
modello di rigidezza = 1.0000  
modulo el. compr. vergine = 50000. kPa  
modulo el. scarico/ricarico = 0.10000E+06 kPa  
permeabilita' = 0.10000E-03 m/time (A MONTE)  
natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000 (A VALLE)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

angolo di attrito = 35.000 DEG (A VALLE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 5

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

coeff. spinta attiva ka = 0.23500 (A VALLE)

coeff. spinta passiva kp = 6.1990 (A VALLE)

permeabilita' = 0.10000E-03 m/time (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER strato\_trattato

coesione = 1562.0 kPa (A VALLE)

permeabilita' = 0.10000E-07 m/time (A VALLE)

moltiplicatore rigidezze = 30.000 (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER strato\_non\_trattato

coesione = 1532.0 kPa (A VALLE)

moltiplicatore rigidezze = 30.000 (A VALLE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m  
quota piano campagna = 0.0000 m  
quota del fondo scavo = 0.0000 m  
quota della falda = 0.0000 m  
sovraccarico a monte = 0.0000 kPa  
quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m  
depressione falda a valle = 0.0000 m  
sovraccarico a valle = 0.0000 kPa  
quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m  
quota di taglio = 0.0000 m  
quota di equil. pressioni dell'acqua = -16.000 m  
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)  
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m  
quota piano campagna = 0.0000 m  
quota del fondo scavo = 0.0000 m  
quota della falda = 0.0000 m  
sovraccarico a monte = 10.000 kPa  
quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m  
depressione falda a valle = 0.0000 m  
sovraccarico a valle = 0.0000 kPa

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m  
quota di taglio = 0.0000 m  
quota di equil. pressioni dell'acqua = -16.000 m  
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)  
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

#### WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m  
quota piano campagna = 0.0000 m  
quota del fondo scavo = -8.0000 m  
quota della falda = 0.0000 m  
sovraccarico a monte = 10.000 kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m  
depressione falda a valle = 8.0000 m  
sovraccarico a valle = 0.0000 kPa  
quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m  
quota di taglio = 0.0000 m  
quota di equil. pressioni dell'acqua = -16.000 m  
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)  
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PARATIE 7.00            Ce.A.S. s.r.l. - Milano            PAG. 8

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI SOIL          |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Flag | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |     | m | m |     | deg |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0. | -16.00 | UPHILL | 0. |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| DHLeft | LeftWall | 0. | -16.00 | DOWNHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI BEAM          |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |     | m | m |     | m |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Beam | LeftWall | 0. | -16.00 | _ | 1.000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+

```

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PARATIE 7.00            Ce.A.S. s.r.l. - Milano            PAG. 9

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

RIASSUNTO DATI VARI

=====

```

+-----+-----+
| MATERIALI |
+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+
| | kPa |
+-----+-----+
| Cls_ | 3.37217E+007 |
+-----+-----+

```

PARATIE 7.00            Ce.A.S. s.r.l. - Milano            PAG. 10

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	4	SI
3	6	SI

PARATIE 7.00            Ce.A.S. s.r.l. - Milano            PAG. 11

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE

(PER UNITA' DI PROFONDITA')

\* PARETE LeftWall GRUPPO Beam\*

\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN\*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN\*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m ]

BEAM EL. ESTREMO QUOTA MOMENTO SX MOMENTO DX TAGLIO

1	A	0.	0.1322E-11	0.8149E-09	0.2938
	B	-0.2500	0.7344E-01	0.	0.2938
2	A	-0.2500	0.7344E-01	0.	1.638
	B	-0.5000	0.4830	0.	1.638
3	A	-0.5000	0.4830	0.	3.740
	B	-0.7500	1.418	0.	3.740
4	A	-0.7500	1.418	0.	6.599
	B	-1.000	3.068	0.	6.599
5	A	-1.000	3.068	0.	10.22
	B	-1.250	5.622	0.	10.22
6	A	-1.250	5.622	0.	14.59
	B	-1.500	9.269	0.	14.59
7	A	-1.500	9.269	0.	19.72
	B	-1.750	14.20	0.	19.72
8	A	-1.750	14.20	0.	25.61
	B	-2.000	20.60	0.	25.61
9	A	-2.000	20.60	0.	32.25
	B	-2.250	28.66	0.	32.25
10	A	-2.250	28.66	0.	39.65
	B	-2.500	38.58	0.	39.65

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11	A	-2.500	38.58	0.	47.81
	B	-2.750	50.53	0.	47.81
12	A	-2.750	50.53	0.	56.73
	B	-3.000	64.71	0.	56.73
13	A	-3.000	64.71	0.	66.40
	B	-3.250	81.31	0.7334E-02	66.40
14	A	-3.250	81.31	0.7334E-02	76.83
	B	-3.500	100.5	0.2219	76.83
15	A	-3.500	100.5	0.2219	88.02
	B	-3.750	122.5	0.4399	88.02
16	A	-3.750	122.5	0.4399	99.96
	B	-4.000	147.5	0.6530	99.96
17	A	-4.000	147.5	0.6530	112.7
	B	-4.250	175.7	0.8531	112.7

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 12

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

BEAM EL. ESTREMO    QUOTA    MOMENTO SX    MOMENTO DX    TAGLIO

18	A	-4.250	175.7	0.8531	126.1
	B	-4.500	207.2	1.032	126.1
19	A	-4.500	207.2	1.032	140.3
	B	-4.750	242.3	1.181	140.3
20	A	-4.750	242.3	1.181	155.3
	B	-5.000	281.1	1.292	155.3
21	A	-5.000	281.1	1.292	171.0
	B	-5.250	323.9	1.355	171.0
22	A	-5.250	323.9	1.355	187.5
	B	-5.500	370.8	1.363	187.5
23	A	-5.500	370.8	1.363	204.8
	B	-5.750	422.0	1.305	204.8

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

24	A	-5.750	422.0	1.305	222.8
	B	-6.000	477.7	1.172	222.8
25	A	-6.000	477.7	1.172	241.5
	B	-6.250	538.0	0.9549	241.5
26	A	-6.250	538.0	0.9549	261.1
	B	-6.500	603.3	0.6437	261.1
27	A	-6.500	603.3	0.6437	281.3
	B	-6.750	673.6	0.2282	281.3
28	A	-6.750	673.6	0.2282	302.4
	B	-7.000	749.2	0.	302.4
29	A	-7.000	749.2	0.	324.1
	B	-7.250	830.3	0.	324.1
30	A	-7.250	830.3	0.	346.7
	B	-7.500	916.9	0.	346.7
31	A	-7.500	916.9	0.	370.0
	B	-7.750	1009.	0.	370.0
32	A	-7.750	1009.	0.	394.0
	B	-8.000	1108.	0.	394.0
33	A	-8.000	1108.	0.	274.8
	B	-8.250	1177.	0.	274.8
34	A	-8.250	1177.	0.	170.3
	B	-8.500	1219.	0.	170.3
35	A	-8.500	1219.	0.	79.48
	B	-8.750	1239.	0.	79.48
36	A	-8.750	1239.	0.	1.433
	B	-9.000	1239.	0.	1.433
37	A	-9.000	1239.	0.	64.90
	B	-9.250	1223.	0.	64.90
38	A	-9.250	1223.	0.	120.5
	B	-9.500	1193.	0.	120.5
39	A	-9.500	1193.	0.	166.5
	B	-9.750	1151.	0.	166.5
40	A	-9.750	1151.	0.	203.7

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

B -10.00 1101. 0. 203.7

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

BEAM EL. ESTREMO QUOTA MOMENTO SX MOMENTO DX TAGLIO

41	A	-10.00	1101.	0.	233.2
	B	-10.25	1042.	0.	233.2
42	A	-10.25	1042.	0.	255.9
	B	-10.50	978.2	0.	255.9
43	A	-10.50	978.2	0.	272.2
	B	-10.75	910.2	0.	272.2
44	A	-10.75	910.2	0.	282.6
	B	-11.00	839.6	0.	282.6
45	A	-11.00	839.6	0.	287.7
	B	-11.25	767.6	0.	287.7
46	A	-11.25	767.6	0.	288.5
	B	-11.50	695.5	0.	288.5
47	A	-11.50	695.5	0.	285.7
	B	-11.75	624.1	0.	285.7
48	A	-11.75	624.1	0.	279.8
	B	-12.00	554.1	0.	279.8
49	A	-12.00	554.1	0.	270.2
	B	-12.25	486.6	0.	270.2
50	A	-12.25	486.6	0.	256.8
	B	-12.50	422.4	0.	256.8
51	A	-12.50	422.4	0.	240.6
	B	-12.75	362.2	0.	240.6
52	A	-12.75	362.2	0.	222.1
	B	-13.00	306.7	0.	222.1
53	A	-13.00	306.7	0.	203.2
	B	-13.25	255.9	0.	203.2

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

54	A	-13.25	255.9	0.	184.1
	B	-13.50	209.9	0.	184.1
55	A	-13.50	209.9	0.	164.9
	B	-13.75	168.7	0.	164.9
56	A	-13.75	168.7	0.	145.9
	B	-14.00	132.2	0.2616E-01	145.9
57	A	-14.00	132.2	0.2616E-01	127.2
	B	-14.25	100.4	0.4594E-01	127.2
58	A	-14.25	100.4	0.4594E-01	109.0
	B	-14.50	73.14	0.5275E-01	109.0
59	A	-14.50	73.14	0.5275E-01	91.11
	B	-14.75	50.36	0.4987E-01	91.11
60	A	-14.75	50.36	0.4987E-01	73.64
	B	-15.00	31.95	0.4048E-01	73.64
61	A	-15.00	31.95	0.4048E-01	56.57
	B	-15.25	17.81	0.2772E-01	56.57
62	A	-15.25	17.81	0.2772E-01	39.89
	B	-15.50	7.838	0.1469E-01	39.89
63	A	-15.50	7.838	0.1469E-01	23.62
	B	-15.75	1.935	0.4431E-02	23.62

PARATIE 7.00            Ce.A.S. s.r.l. - Milano            PAG. 14

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

BEAM EL. ESTREMO QUOTA MOMENTO SX MOMENTO DX TAGLIO

64	A	-15.75	1.935	0.4431E-02	7.738
	B	-16.00	0.	0.8811E-11	7.738

PARATIE 7.00            Ce.A.S. s.r.l. - Milano            PAG. 15

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

\* PARETE LeftWall GRUPPO UHLeft\*

\*STEP 1- 3\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	2.350	3.825	0.	0.
2	-0.2500	2.879	4.686	2.500	0.9998E-04
3	-0.5000	3.408	5.546	5.000	0.9998E-04
4	-0.7500	3.936	6.407	7.500	0.9998E-04
5	-1.000	4.465	7.268	10.00	0.9998E-04
6	-1.250	4.994	8.129	12.50	0.9998E-04
7	-1.500	5.523	8.989	15.00	0.9998E-04
8	-1.750	6.353	9.850	17.50	0.9998E-04
9	-2.000	7.356	10.71	20.00	0.9998E-04
10	-2.250	8.357	11.57	22.50	0.9998E-04
11	-2.500	9.357	12.43	25.00	0.9998E-04
12	-2.750	10.36	13.29	27.50	0.9998E-04
13	-3.000	11.35	14.15	30.00	0.9998E-04
14	-3.250	12.35	15.01	32.50	0.9998E-04
15	-3.500	13.35	15.88	35.00	0.9998E-04
16	-3.750	14.35	16.74	37.50	0.9998E-04
17	-4.000	15.35	17.60	40.00	0.9998E-04
18	-4.250	16.35	18.46	42.50	0.9998E-04
19	-4.500	17.35	19.32	45.00	0.9998E-04
20	-4.750	18.35	20.18	47.50	0.9998E-04
21	-5.000	19.36	21.04	50.00	0.9998E-04
22	-5.250	20.37	21.90	52.50	0.9998E-04

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

23	-5.500	21.38	22.76	55.00	0.9998E-04
24	-5.750	22.40	23.62	57.50	0.9998E-04
25	-6.000	23.41	24.48	60.00	0.9998E-04
26	-6.250	24.43	25.34	62.50	0.9998E-04
27	-6.500	25.45	26.20	65.00	0.9998E-04
28	-6.750	26.48	27.06	67.50	0.9998E-04
29	-7.000	27.50	27.93	70.00	0.9998E-04
30	-7.250	28.52	28.79	72.50	0.9998E-04
31	-7.500	29.54	29.65	75.00	0.9998E-04
32	-7.750	30.56	30.51	77.50	0.9998E-04
33	-8.000	31.57	31.37	80.00	0.9998E-04
34	-8.250	32.57	32.23	82.50	0.9998E-04
35	-8.500	33.57	33.09	85.00	0.9998E-04

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 16

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

SOIL EL.    QUOTA    SIGMA-H    TAGLIO    PR. ACQUA    GRAD. MAX

36	-8.750	34.56	33.95	87.50	0.9998E-04
37	-9.000	35.53	34.81	90.00	0.9998E-04
38	-9.250	36.50	35.67	92.50	0.9998E-04
39	-9.500	37.45	36.53	95.00	0.9998E-04
40	-9.750	38.40	37.39	97.50	0.9998E-04
41	-10.00	39.33	38.25	100.0	0.9998E-04
42	-10.25	40.26	39.11	102.5	0.9998E-04
43	-10.50	41.18	39.29	105.0	0.9998E-04
44	-10.75	42.10	38.54	107.5	0.9998E-04
45	-11.00	43.01	37.98	110.0	0.9998E-04
46	-11.25	43.92	37.59	112.5	0.9998E-04
47	-11.50	44.82	37.35	115.0	0.9998E-04
48	-11.75	45.72	37.26	117.5	0.9998E-04

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

49	-12.00	46.61	37.29	120.0	0.9998E-04
50	-12.25	47.51	37.43	122.5	0.9998E-04
51	-12.50	48.40	37.67	125.0	0.9998E-04
52	-12.75	49.29	38.00	127.5	0.9998E-04
53	-13.00	50.21	38.41	130.0	0.9998E-04
54	-13.25	51.42	39.09	132.5	0.9998E-04
55	-13.50	52.54	39.77	135.0	0.9998E-04
56	-13.75	53.58	40.45	137.5	0.9998E-04
57	-14.00	54.57	41.13	140.0	0.9998E-04
58	-14.25	55.53	41.81	142.5	0.9998E-04
59	-14.50	56.46	42.49	145.0	0.9998E-04
60	-14.75	57.39	43.17	147.5	0.9998E-04
61	-15.00	58.30	43.85	150.0	0.9998E-04
62	-15.25	59.20	44.53	152.5	0.9998E-04
63	-15.50	60.11	45.21	155.0	0.9998E-04
64	-15.75	61.01	45.89	157.5	0.9998E-04
65	-16.00	61.91	46.57	160.0	0.9998E-04

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 17

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

\* PARETE LeftWall GRUPPO DHLeft\*

\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL. QUOTA    SIGMA-H    TAGLIO    PR. ACQUA    GRAD. MAX

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1	0.	0.	0.	0.	0.
2	-0.2500	2.133	0.6770	2.500	0.
3	-0.5000	2.999	1.354	5.000	0.
4	-0.7500	3.864	2.031	7.500	0.
5	-1.000	4.730	2.708	10.00	0.
6	-1.250	5.596	3.385	12.50	0.
7	-1.500	6.462	4.062	15.00	0.
8	-1.750	7.328	4.739	17.50	0.
9	-2.000	8.195	5.416	20.00	0.
10	-2.250	9.063	6.093	22.50	0.
11	-2.500	9.930	6.770	25.00	0.
12	-2.750	10.80	7.447	27.50	0.
13	-3.000	11.67	8.124	30.00	0.
14	-3.250	12.53	8.801	32.50	0.
15	-3.500	13.40	9.479	35.00	0.
16	-3.750	14.27	10.16	37.50	0.
17	-4.000	15.14	10.83	40.00	0.
18	-4.250	16.01	11.51	42.50	0.
19	-4.500	16.87	12.19	45.00	0.
20	-4.750	17.74	12.86	47.50	0.
21	-5.000	18.61	13.54	50.00	0.
22	-5.250	19.47	14.22	52.50	0.
23	-5.500	20.34	14.89	55.00	0.
24	-5.750	21.20	15.57	57.50	0.
25	-6.000	22.06	16.25	60.00	0.
26	-6.250	22.93	16.93	62.50	0.
27	-6.500	23.79	17.60	65.00	0.
28	-6.750	24.65	18.28	67.50	0.
29	-7.000	25.51	18.96	70.00	0.
30	-7.250	26.37	19.63	72.50	0.
31	-7.500	27.23	20.31	75.00	0.
32	-7.750	28.09	20.99	77.50	0.
33	-8.000	576.3	288.1	80.00	0.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

34 -8.250 515.4 257.7 82.50 0.9998

35 -8.500 458.5 229.2 85.00 0.9998

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 18

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

SOIL EL. QUOTA SIGMA-H TAGLIO PR. ACQUA GRAD. MAX

36 -8.750 405.5 202.8 87.50 0.9998

37 -9.000 356.7 178.3 90.00 0.9998

38 -9.250 311.9 156.0 92.50 0.9998

39 -9.500 271.2 135.6 95.00 0.9998

40 -9.750 234.5 117.2 97.50 0.9998

41 -10.00 201.5 100.7 100.0 0.9998

42 -10.25 172.2 86.08 102.5 0.9998

43 -10.50 146.3 73.13 105.0 0.9998

44 -10.75 123.5 61.76 107.5 0.9998

45 -11.00 103.8 51.89 110.0 0.9998

46 -11.25 86.80 43.40 112.5 0.9998

47 -11.50 72.33 36.17 115.0 0.9998

48 -11.75 60.15 31.82 117.5 0.9998

49 -12.00 46.03 32.50 120.0 0.9998

50 -12.25 46.93 33.17 122.5 0.9998

51 -12.50 47.85 33.85 125.0 0.9998

52 -12.75 48.78 34.53 127.5 0.9998

53 -13.00 49.72 35.21 130.0 0.9998

54 -13.25 50.66 35.88 132.5 0.9998

55 -13.50 51.60 36.56 135.0 0.9998

56 -13.75 52.54 37.24 137.5 0.9998

57 -14.00 53.48 37.91 140.0 0.9998

58 -14.25 54.43 38.59 142.5 0.9998

59 -14.50 55.37 39.27 145.0 0.9998

60 -14.75 56.31 39.95 147.5 0.9998

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

61	-15.00	57.25	40.62	150.0	0.9998
62	-15.25	58.19	41.30	152.5	0.9998
63	-15.50	59.13	41.98	155.0	0.9998
64	-15.75	60.07	42.65	157.5	0.9998
65	-16.00	61.01	43.33	160.0	0.9998

PARATIE 7.00                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano                      PAG. 19

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

#### RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO

(LE SPINTE SONO CALCOLATE INTEGRANDO GLI SFORZI NEI SINGOLI ELEMENTI MOLLA)

SPINTA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci

in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di  
misura kN/m

SPINTA ACQUA = Integrale delle pressioni interstiziali in tutti

gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

SPINTA TOTALE VERA = Somma della SPINTA EFFICACE e della SPINTA

DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete:  
unita' di misura kN/m

SPINTA ATTIVA POSSIBILE = La minima spinta che puo' essere esercitata da

questo gruppo di elementi terreno, in questa  
fase: unita' di misura kN/m

SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da

questo gruppo di elementi terreno, in questa  
fase: unita' di misura kN/m

RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e

la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione  
su quanta spinta passiva venga mobilitata;

SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso

in unita' percentuale: indica quanta parte della  
massima spinta possibile e' stata mobilitata;

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

FASE 1 GRUPPO --> UHLe DHLe

SPINTA EFFICACE VERA	458.71	458.71
SPINTA ACQUA	1280.0	1280.0
SPINTA TOTALE VERA	1738.7	1738.7
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	270.72	270.72
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	7141.2	7141.2
RAPPORTO PASSIVA/VERA	15.568	15.568
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	6.%	6.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.6944	1.6944

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 20

3 DICEMBRE 2010 22:14:41

History 0 - Viadotto Pantano - OOPP Pila tipo

FASE 2 GRUPPO --> UHLe DHLe

SPINTA EFFICACE VERA	497.53	497.52
SPINTA ACQUA	1280.0	1280.0
SPINTA TOTALE VERA	1777.5	1777.5
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	308.32	65.565
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	8133.1	70338.
RAPPORTO PASSIVA/VERA	16.347	141.38
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	6.%	1.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.6137	7.5882

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

FASE 3 GRUPPO --> UHLe DHLe

SPINTA EFFICACE VERA	410.91	1050.9
SPINTA ACQUA	1279.9	639.94
SPINTA TOTALE VERA	1690.8	1690.8
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	308.35	0.
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	8133.9	63197.
RAPPORTO PASSIVA/VERA	19.795	60.139
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	5.0%	2.0%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.3326	0.10000E+06

OUTPUT PLOTS:



**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

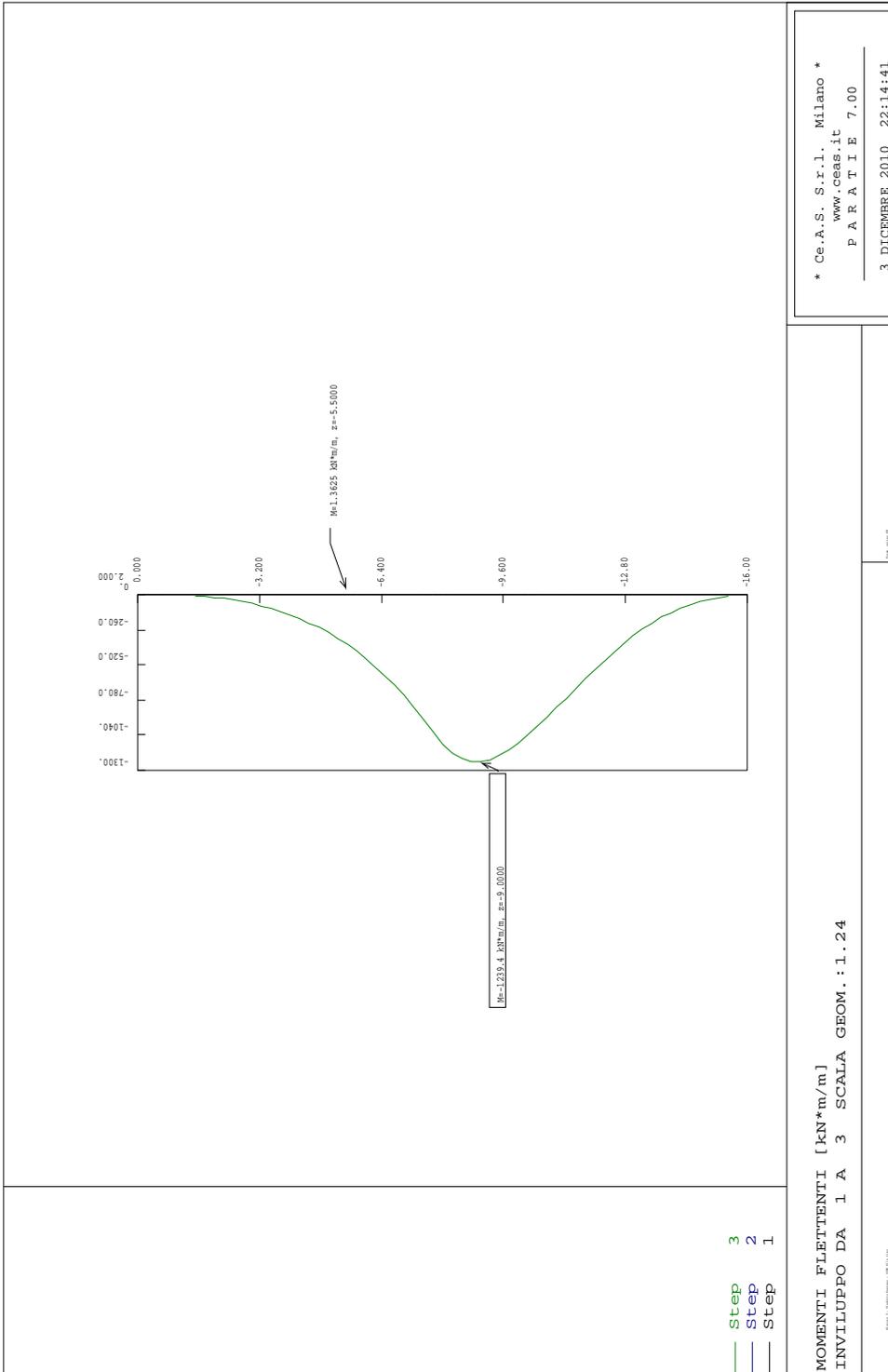
PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011



RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento

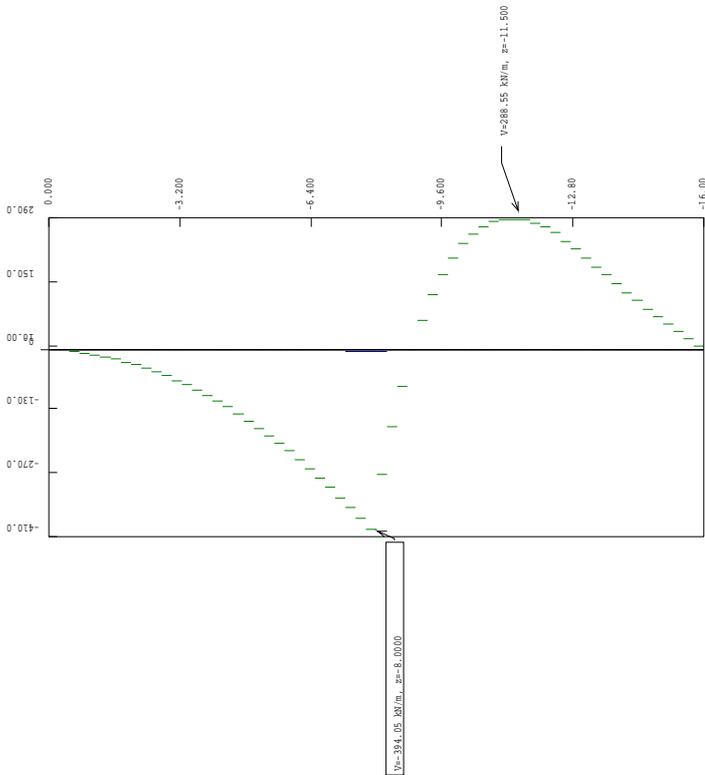
PA0109\_F0.doc

Rev.

F0

Data

20/06/2011



\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R T I E 7.00  
3 DICEMBRE 2010 22:14:41

TAGLI [kN/m]  
INVILUPPO DA 1 A 3 SCALA GEOM. : 1.24

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 8.4.7 Verifiche

### 8.4.7.1 Diaframma in condizioni SLU ed SLE

Sezione di calcolo 100x100cm; armatura prevista:

- lato scavo  $\phi 20/10$ ;
- lato terra 2  $\phi 20/10$
- staffe 2 braccia  $\phi 16/20$ .

$$M_{SLU} = 1239.40 \times 1.50 = 1859.10 \text{ kNm/m}$$

$$Q = 9.00 \text{ m da p.c}$$

$$T_{SLU} = 394.05 \times 1.50 = 591.08 \text{ kN/m}$$

$$Q = 8.00 \text{ m da p.c}$$

$$N_{SLU} = 25.00 \times 9.00 = 225.00 \text{ kN/m}$$

$$Q = 9.00 \text{ m da p.c}$$

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sezione non tirantata

(Percorso File: \\Dc01\edin\LAVORI\Archivio Generale\1000 STRETTO MESSINA\14 Geotecnica EDIN\03 PANTANO\6\_OOPP\2\_PILE 1,2,3,4\sezione non tirantata.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35

Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm <sup>2</sup>
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	28.80 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0

Combinazioni Frequenti in Esercizio

Sc Limite :	168.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011

Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm  
Altezza: 100.0 cm  
Barre inferiori : 10Ø20 + 10Ø20 (62.8 cm<sup>2</sup>)  
Barre superiori : 10Ø20 (31.4 cm<sup>2</sup>)  
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6.0 cm  
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6.0 cm

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	22500	185910	59108	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	22500	123940

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 1.3 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.4 cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 62.8 cm<sup>2</sup>  
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 31.4 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d
C.Rid.								

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

-----

1      S      22500      185910      22499      227708      1.224      87.8

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max      Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7      Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Yc max      Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef min      Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Yf min      Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef max      Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Yf max      Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00879	100.0	0.00178	94.0	-0.02347	6.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:                      16 mm  
Passo staffe:                            20.0 cm      [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]  
N.Bracci staffe:                        2  
Area staffe/m :                        20.1 cm<sup>2</sup>/m      [Area Staffe Minima normativa = 2.4 cm<sup>2</sup>/m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver              S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
Vsdu            Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vrd              Taglio resistente [daN] in assenza di staffe  
Vcd              Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato  
Vwd              Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe  
bw               Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro  
Teta             Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw              Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Afst              Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	59108	33924	234620	166399	100.0	21.80	1.014	7.1

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver              S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max          Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>]  
Yc max          Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min          Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>]  
Yc min          Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min          Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Yf min          Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff.          Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff.          Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
Af eff.          Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre          Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff.  
Dbarre

 <b>Stretto di Messina</b>	 <b>EuroLink</b>	<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

-----  
 1 S 78.4 100.0 0.0 100.0 -2179 94.0 20.0 2000 62.8  
 4.6

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 ScI\_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm<sup>2</sup>]  
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)  
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure  
 Srm Distanza media in mm tra le fessure  
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	60.4	-52.3	-29.8	0.196	0.5	0.000925	159	0.250

**8.4.8 Verifiche in condizioni SLE**

**8.4.8.1 Massimo spostamento orizzontale**

In condizioni di SLE si ottiene uno spostamento orizzontale a quota +0.00m da p.c.pari a 22.56mm quindi inferiore ad un limite ammissibile pari a 1/200 dell'altezza di scavo quindi pari a 4.00cm.

**8.4.8.2 Verifica di stabilità al sollevamento**

Si verifica in questo senso lo spessore del trattamento di jet-grouting al sollevamento per effetto della sottospinta idraulica nella condizione transitoria di costruzione dell'opera e scavo massimo. Le verifiche si eseguono in accordo al §6.2.3.2 delle NTC ed in maniera conservativa considerando solo i carichi gravitazionali e trascurando gli effetti attritivi del terreno consolidato sulle paratie.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

<b><u>PILE 1,2,3</u></b>		
piano campagna =	1.30	mslm
fondo scavo =	-6.71	mslm
fondo trattamento =	-30.71	mslm
posizione falda =	0.00	mslm
battente idraulico =	30.71	mslm
$\gamma G1$ (EQU)	1.10	
sottospinta idraulica =	337.81	kPa
spessore trattamento =	24.00	mslm
peso spec. trattamento =	22.00	kN/mc
peso trattamento =	528.00	mslm
<b>FS =</b>	<b>1.56</b>	

<b><u>PILA 4</u></b>		
piano campagna =	4.00	mslm
fondo scavo =	-4.05	mslm
fondo trattamento =	-16.00	mslm
posizione falda =	0.00	mslm
battente idraulico =	16.00	mslm
$\gamma G1$ (EQU)	1.10	
sottospinta idraulica =	176.00	kPa
spessore trattamento =	12.00	mslm
peso spec. trattamento =	22.00	kN/mc
peso trattamento =	264.00	mslm
<b>FS =</b>	<b>1.50</b>	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 9 ALLEGATI ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Viadotto Pantano e Opera terminale - Depositi costieri di spiaggia

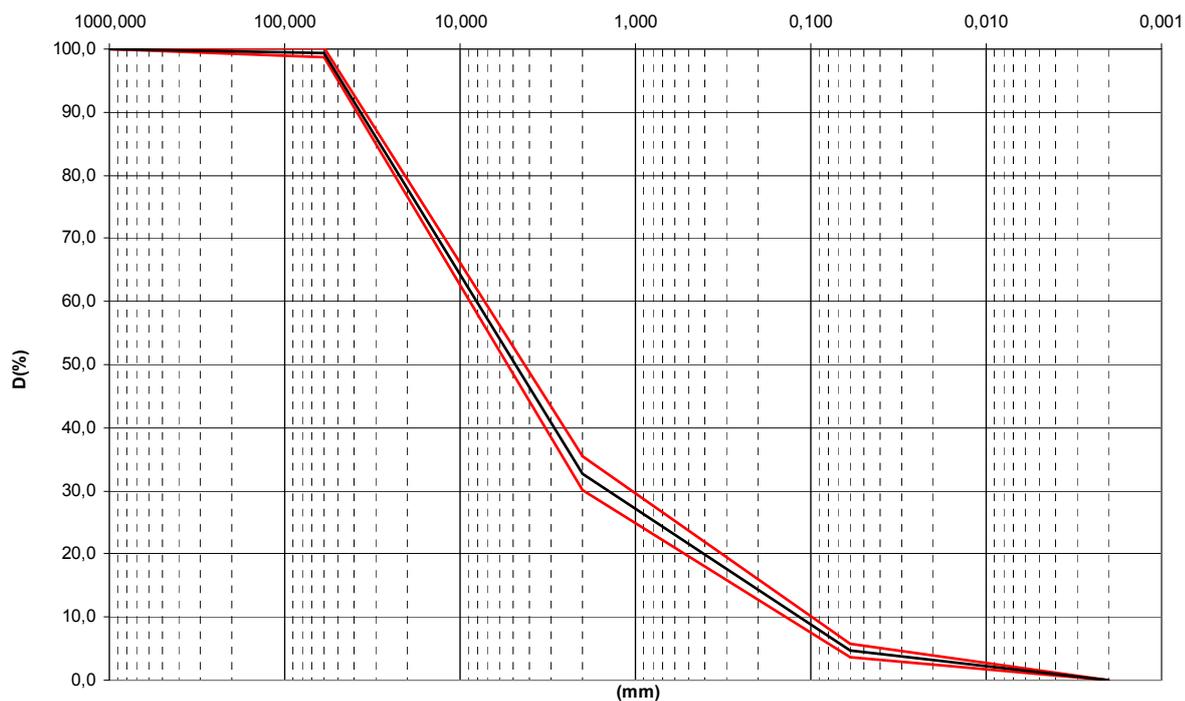
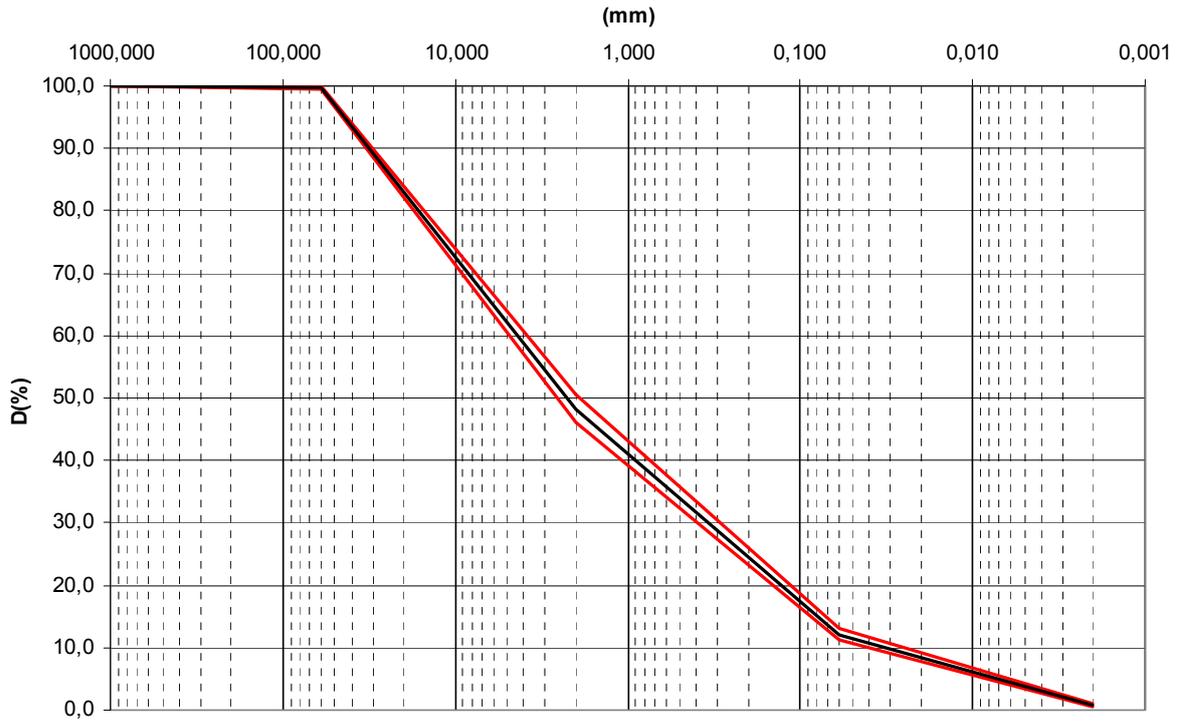


Figura 45

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Sabbie e ghiaie di Messina**



*Figura 46*

*Tabella 32 Riepilogo prove penetrometriche Depositi costieri di spiaggia*

<b>FORO</b>	<b>Opera</b>	<b>z [m]</b>	<b>Nspt</b>
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	1,7	2
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	3,2	9
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	4,7	19
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	6	18
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	7,7	17
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	9	17
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	10,7	22
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	12	12
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	13,7	11
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	15,1	11
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	16,7	22
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	18	24
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	19,7	26
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	21	24
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	22,6	27
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	24	22
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	25,5	28
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	27	100
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	28,7	31
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	30	30
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	31,5	42
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	33	43
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	34,5	41
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	36	45
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	37,7	21
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	39	20
VP CH1 502	Viadotto Pantano Pila2	40,5	24
VP SPT 504	Viadotto Pantano Pila4	4,5	18
VP SPT 504	Viadotto Pantano Pila4	6	22
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	1,5	9
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	3	8
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	4,5	4
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	6	24
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	7,5	23
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	9	15
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	10,5	19
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	12	12
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	13,5	15
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	15	16
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	16,5	13
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	18	22
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	19,5	23
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	21	30
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	22,5	30
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	24	19
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	25,5	27
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	27	28
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	28,5	29
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	30	100
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	31,5	25
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	33	33
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	34,5	66

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

FORO	Opera	z [m]	Nspt
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	36	34
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	37,5	30
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	39	32
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	40,5	100
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	43,5	47
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	46,5	41
VP SPT 509	Viadotto Pantano Pila1	49,5	44
VP CH1 505	Viadotto Pantano Pila4	1,5	5
VP CH1 505	Viadotto Pantano Pila4	3	4
VP CH1 505	Viadotto Pantano Pila4	4,5	19
VP CH1 505	Viadotto Pantano Pila4	6	34
VP SPT 512	Viadotto Pantano Pila4	1,5	13
VP SPT 512	Viadotto Pantano Pila4	3	8
VP SPT 512	Viadotto Pantano Pila4	4,5	100
VP SPT 512	Viadotto Pantano Pila4	6	25
VP SPT 512	Viadotto Pantano Pila4	7,5	32
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	1,5	2
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	3	10
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	4,5	13
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	6	25
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	7,5	18
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	9	19
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	10,5	26
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	12	20
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	13,5	25
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	15	17
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	16,5	27
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	18	22
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	19,5	25
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	21	25
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	22,5	24
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	24	19
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	25,5	31
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	27	23
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	28,5	22
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	30	25
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	31,5	31
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	33	19
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	34,5	23
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	36	29
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	37,5	17
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	39	32
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	40,5	23
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	42	16
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	45	26
OTS CH1 501	Viadotto Pantano Pila1	48	35
OTS SPT 504	Viadotto Pantano Pila1	1,5	7
OTS SPT 504	Viadotto Pantano Pila1	3	20
OTS SPT 504	Viadotto Pantano Pila1	4,5	28
OTS SPT 504	Viadotto Pantano Pila1	6	20
OTS SPT 504	Viadotto Pantano Pila1	7,5	16
OTS SPT 504	Viadotto Pantano Pila1	9	27

**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Codice documento*

PA0109\_F0.doc

*Rev.*

F0

*Data*

20/06/2011

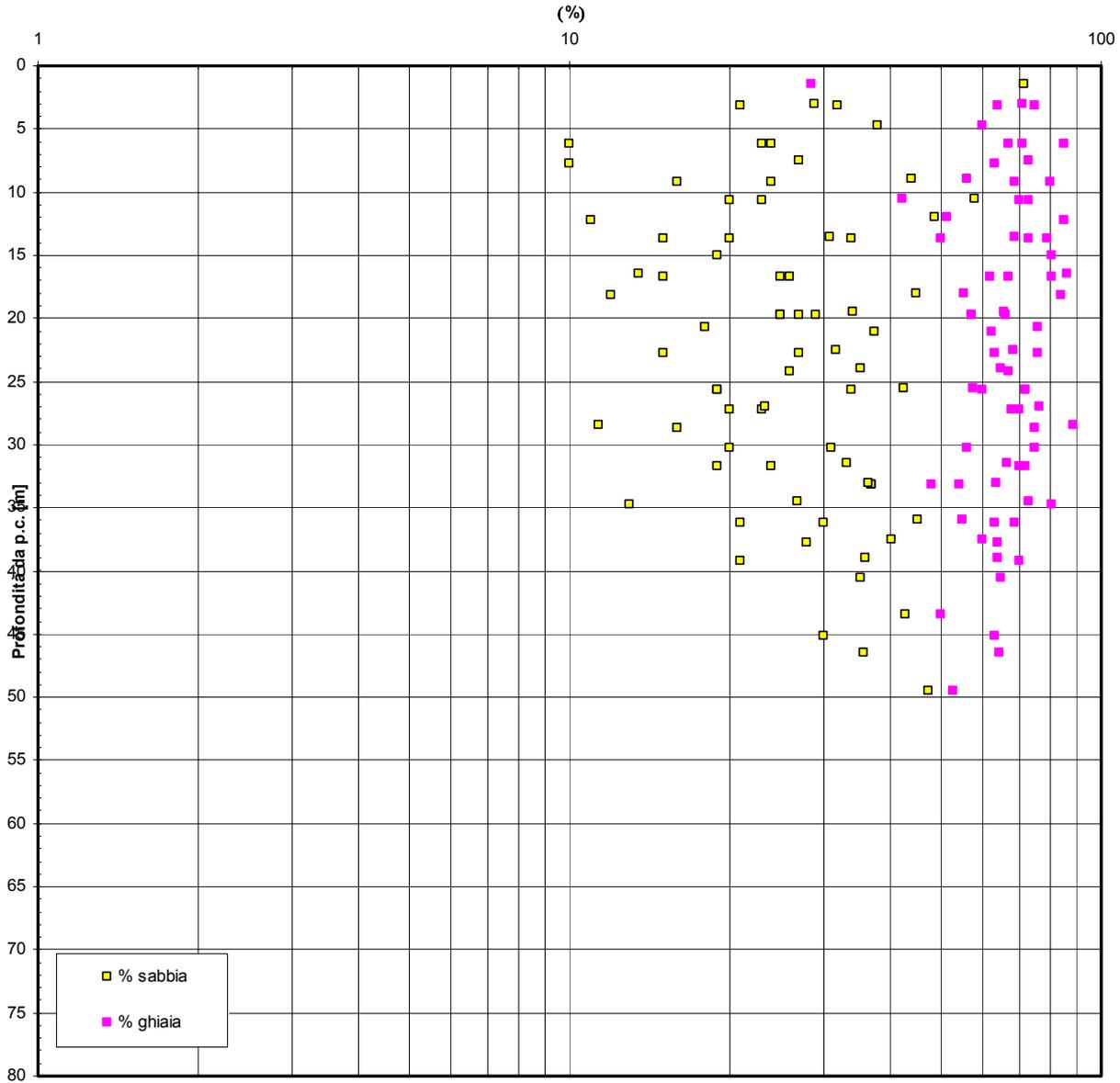
<b>FORO</b>	<b>Opera</b>	<b>z [m]</b>	<b>Nspt</b>
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	10,5	18
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	12	18
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	13,5	25
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	15	30
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	16,5	22
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	18	17
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	19,5	19
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	21	24
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	22,5	18
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	24	28
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	25,5	24
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	27	28
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	28,5	20
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	30	21
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	31,5	22
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	33	32
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	34,5	23
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	36	29
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	37,5	34
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	39	29
OTS SPT 504	Viadotto Pantano_Pila1	40	27
VP SPT 507	Viadotto Pantano_Pila4	1,5	13
VP SPT 507	Viadotto Pantano_Pila4	3	16
VP SPT 507	Viadotto Pantano_Pila4	4,5	17
VP SPT 507	Viadotto Pantano_Pila4	6	20
VP SPT 507	Viadotto Pantano_Pila4	7,5	100
VP SPT 508	Viadotto Pantano_Pila3	1,5	8
VP SPT 508	Viadotto Pantano_Pila3	3	14
VP SPT 508	Viadotto Pantano_Pila3	4,5	33
VP SPT 508	Viadotto Pantano_Pila3	6	45
VP SPT 508	Viadotto Pantano_Pila3	7,5	31
VP SPT 508	Viadotto Pantano_Pila3	9	20

*Tabella 33 Riepilogo prove granulometriche Depositi costieri di spiaggia*

SONDAGGIO	PROVINO	z [m]	C [%]	G [%]	S [%]	L [%]	A [%]	C [%]	G [%]	S [%]	L [%]	A [%]
VP SPT 509	A	1,5	0	29	71	0	0	100	100	71	0	0
VP SPT 509	B	3,0	0	71	29	0	0	100	100	29	0	0
VP SPT 509	E	7,5	0	73	27	0	0	100	100	27	0	0
VP SPT 509	F	9,0	0	56	44	0	0	100	100	44	0	0
VP SPT 509	G	10,5	0	42	58	0	0	100	100	58	0	0
VP SPT 509	H	12,0	0	51	49	0	0	100	100	49	0	0
VP SPT 509	I	13,5	0	69	31	0	0	100	100	31	0	0
VP SPT 509	J	15,0	0	81	19	0	0	100	100	19	0	0
VP SPT 509	K	16,5	0	87	13	0	0	100	100	13	0	0
VP SPT 509	L	18,0	0	55	45	0	0	100	100	45	0	0
VP SPT 509	M	19,5	0	66	34	0	0	100	100	34	0	0
VP SPT 509	N	21,0	0	62	38	0	0	100	100	38	0	0
VP SPT 509	O	22,5	0	68	32	0	0	100	100	32	0	0
VP SPT 509	P	24,0	0	65	35	0	0	100	100	35	0	0
VP SPT 509	Q	25,5	0	57	43	0	0	100	100	43	0	0
VP SPT 509	R	27,0	0	77	23	0	0	100	100	23	0	0
VP SPT 509	S	28,5	0	89	11	0	0	100	100	11	0	0
VP SPT 509	U	31,5	0	67	33	0	0	100	100	33	0	0
VP SPT 509	V	33,0	0	63	37	0	0	100	100	37	0	0
VP SPT 509	W	34,5	0	73	27	0	0	100	100	27	0	0
VP SPT 509	X	36,0	0	55	45	0	0	100	100	45	0	0
VP SPT 509	Y	37,5	0	60	40	0	0	100	100	40	0	0
VP SPT 509	Z	39,0	0	64	36	0	0	100	100	36	0	0
VP SPT 509	AA	40,5	0	65	35	0	0	100	100	35	0	0
VP SPT 509	AB	43,5	0	50	43	7	0	100	100	50	7	0
VP SPT 509	AC	46,5	0	64	36	0	0	100	100	36	0	0
VP SPT 509	AD	49,5	0	53	47	0	0	100	100	47	0	0
OTS CH1 501	B	3,20	0	75	21	4	0	100	100	25	4	0
OTS CH1 501	D	6,20	0	71	24	5	0	100	100	29	5	0
OTS CH1 501	F	9,20	0	69	24	7	0	100	100	31	7	0
OTS CH1 501	G	10,70	0	70	23	7	0	100	100	30	7	0
OTS CH1 501	I	13,70	0	73	20	7	0	100	100	27	7	0
OTS CH1 501	M	16,70	0	62	25	13	0	100	100	38	13	0
OTS CH1 501	O	19,70	1	57	29	13	0	100	99	42	13	0
OTS CH1 501	Q	20,70	0	76	18	6	0	100	100	24	6	0
OTS CH1 501	S	25,70	0	60	34	6	0	100	100	40	6	0
OTS CH1 501	T	27,20	1	70	20	9	0	100	99	29	9	0
OTS CH1 501	V	30,20	0	56	31	13	0	100	100	44	13	0
OTS CH1 501	Y	33,20	0	54	37	9	0	100	100	46	9	0
OTS CH1 501	AA	36,20	0	63	30	7	0	100	100	37	7	0
OTS CH1 501	AE BIS	45,20	1	63	30	6	0	100	99	36	6	0

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

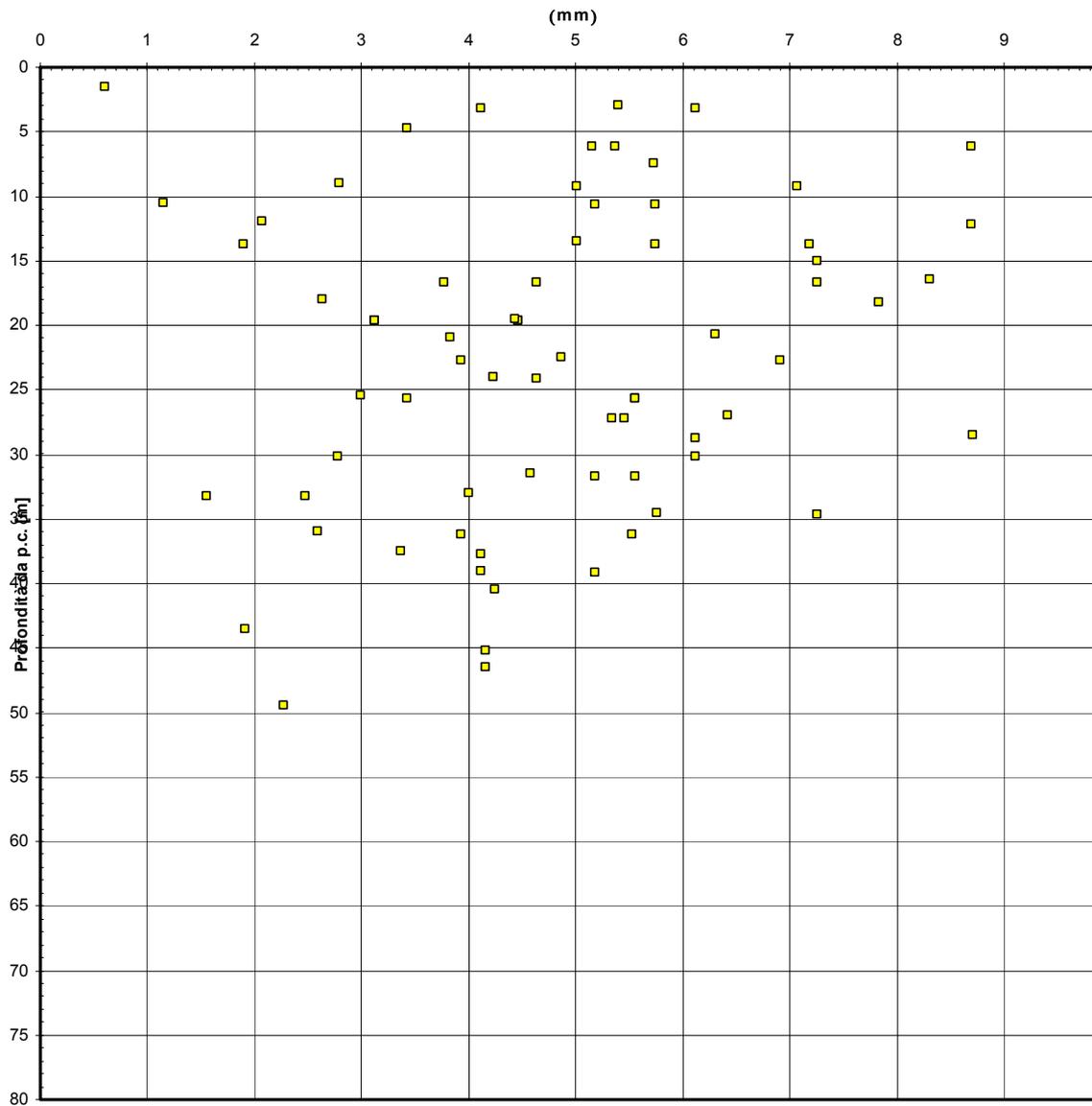
**Viadotto Pantano e Opera Terminale - Depositi costieri**  
**- Analisi granulometriche - % sabbia e % ghiaia**



*Figura 47*

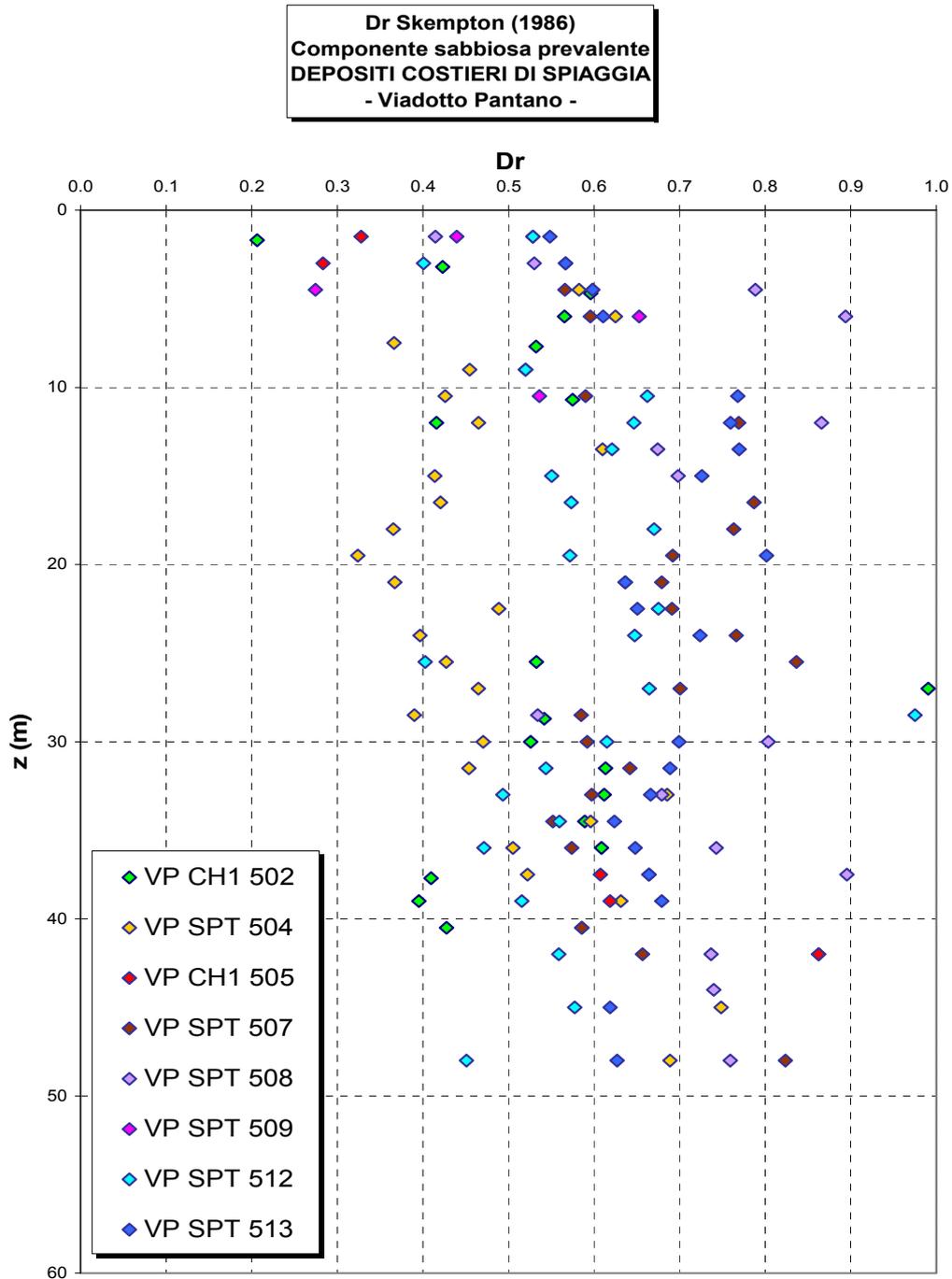
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Viadotto Pantano ed Opera terminale - Depositi costieri- d50(mm)**

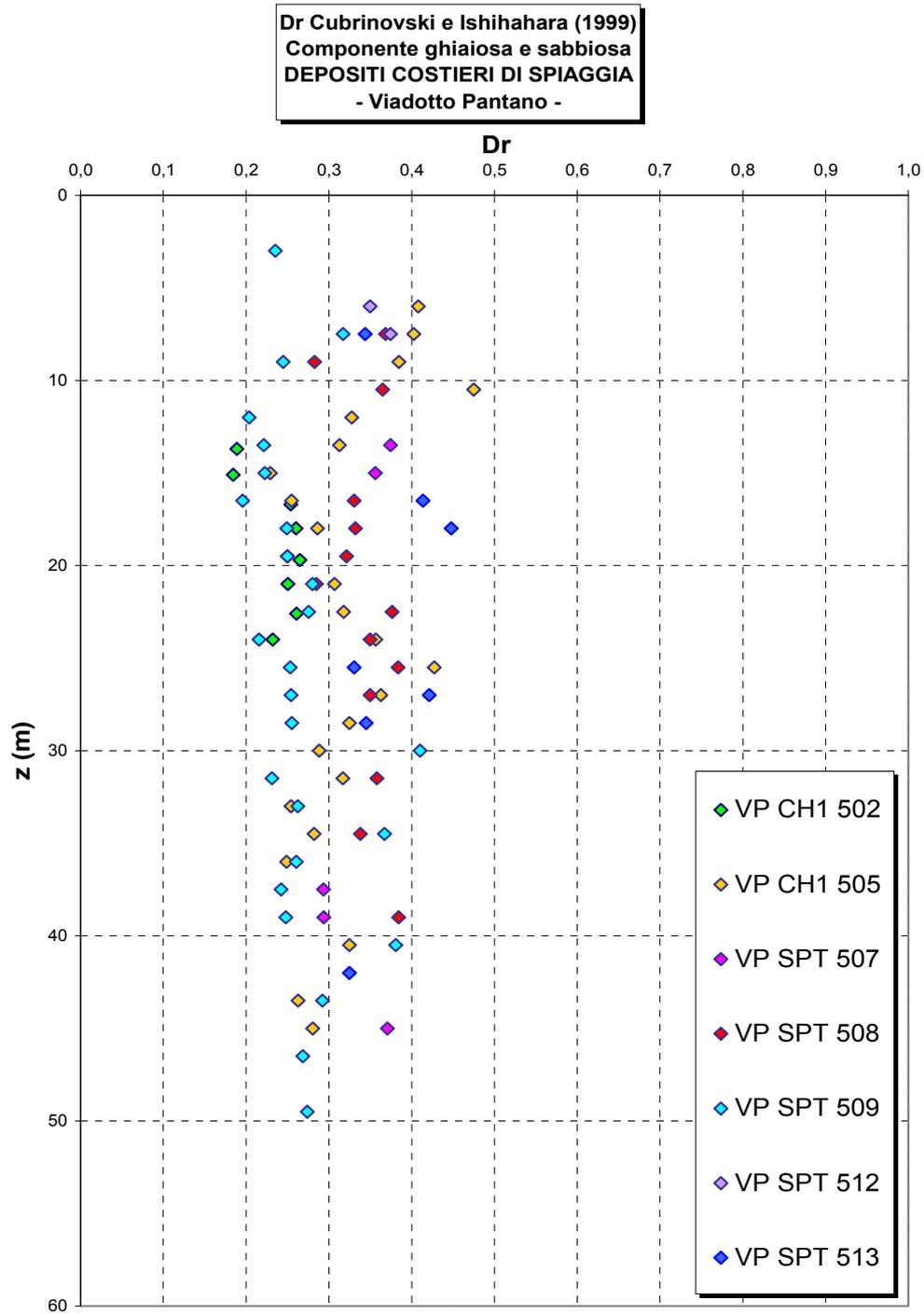


*Figura 48*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>Codice documento</b> PA0109_F0.doc	<b>Rev.</b> F0	<b>Data</b> 20/06/2011	



*Figura 49 – Riepilogo generale*



**Figura 50 – Riepilogo generale**

**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)  
Componente ghiaiosa e sabbiosa  
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA  
- Viadotto Pantano -**

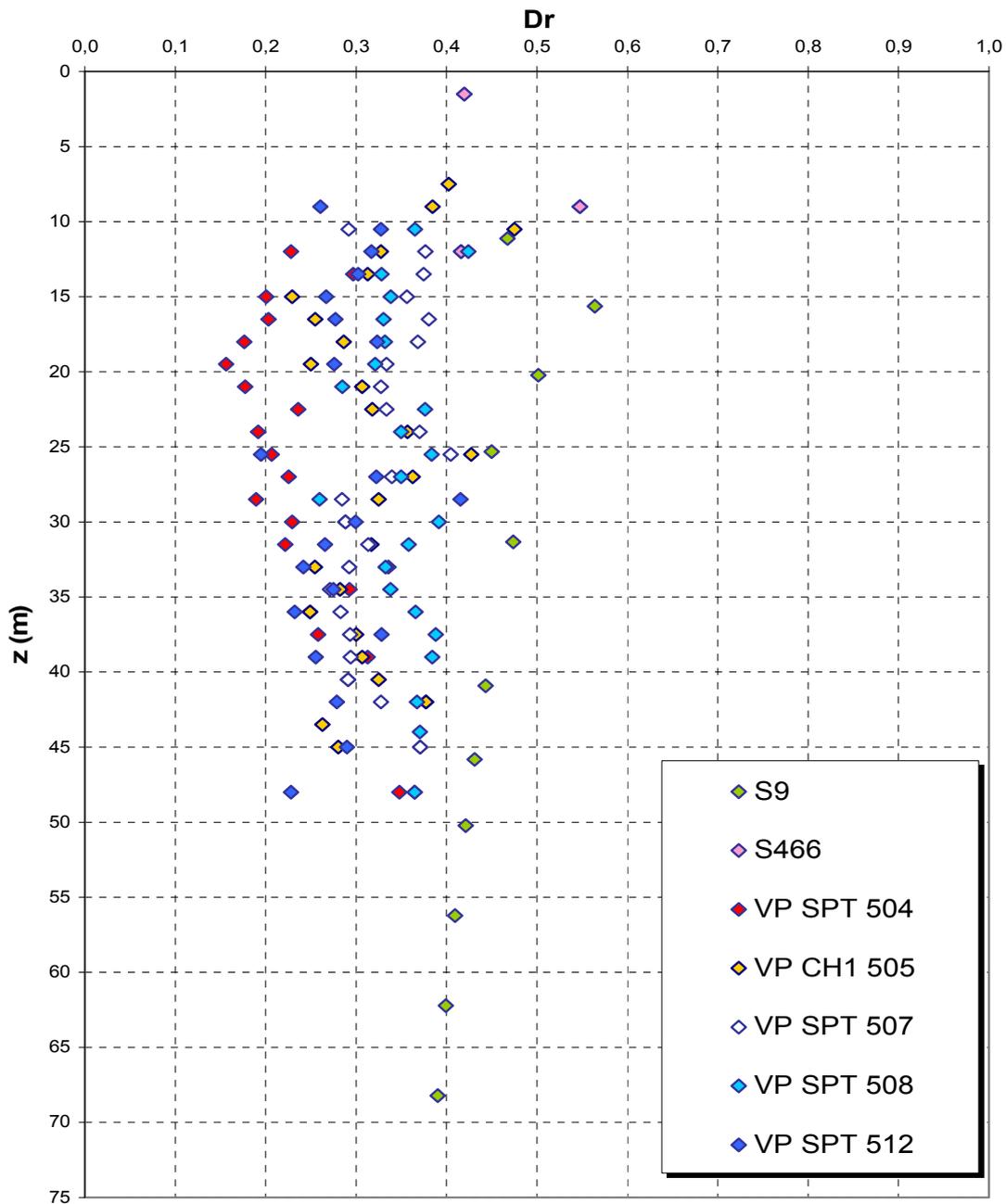
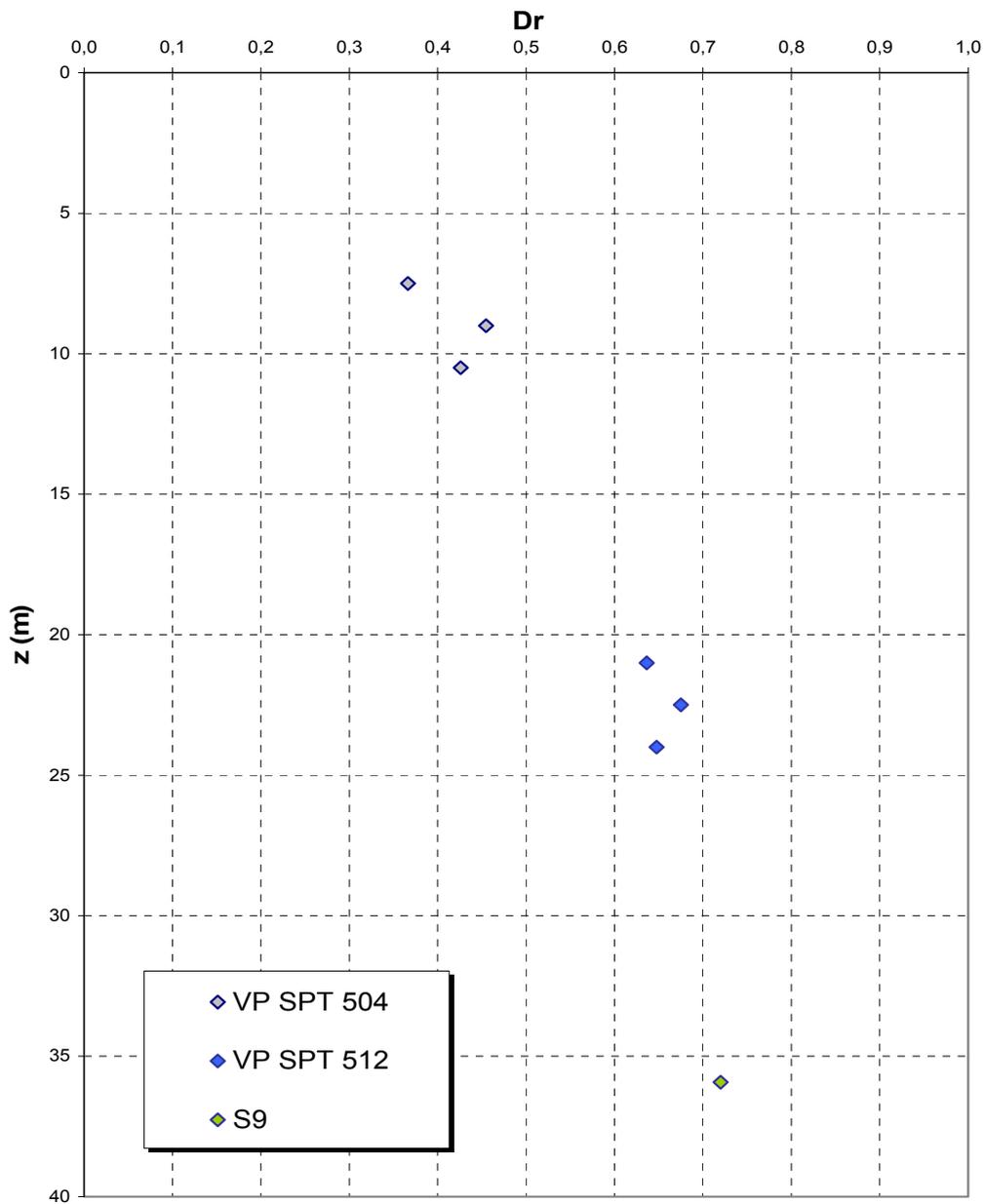


Figura 51 – Riepilogo generale

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

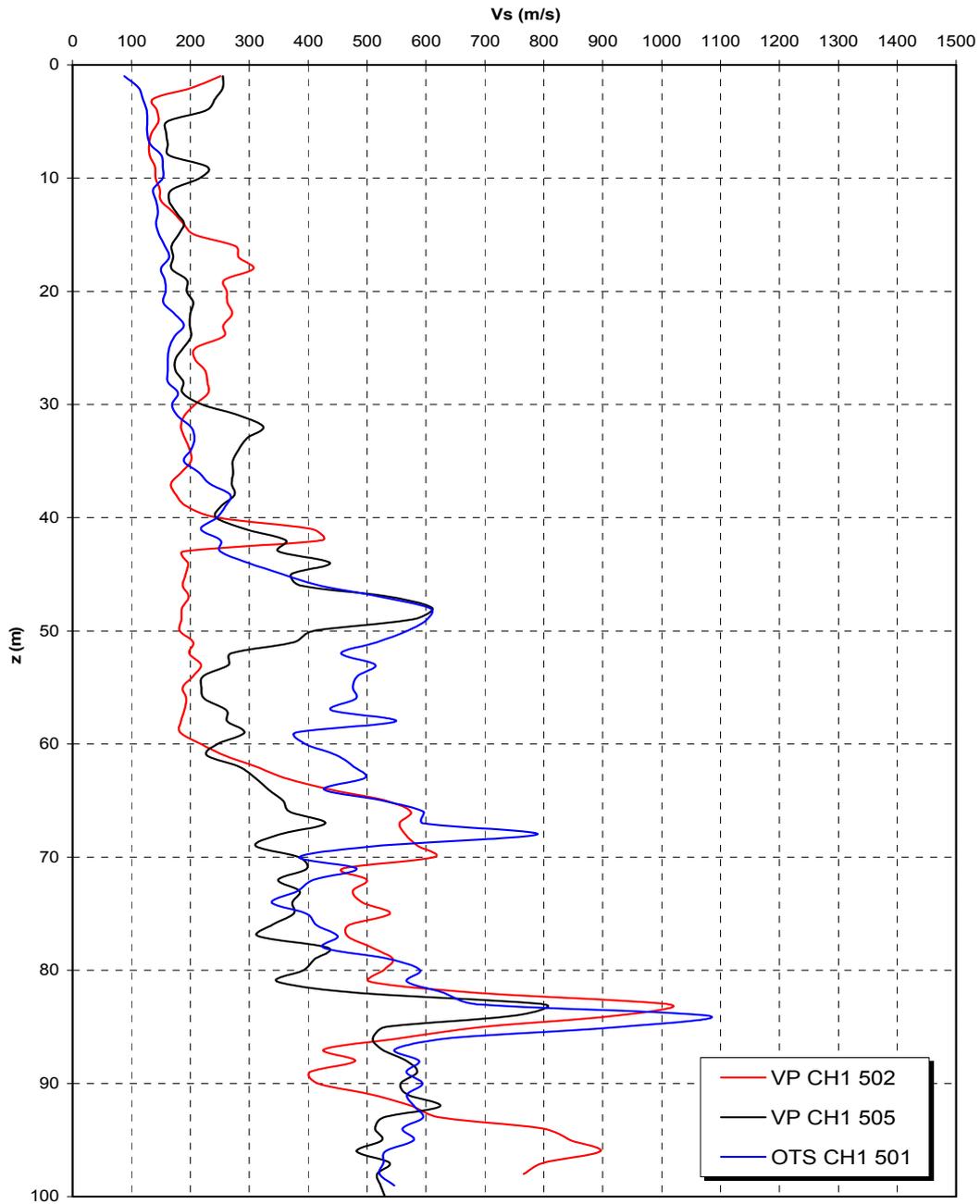
**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)**  
**Componente ghiaiosa e sabbiosa**  
**SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**  
**- Viadotto Pantano-**



*Figura 52 – Riepilogo generale*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Prove sismiche**  
**VIADOTTO PANTANO**



*Figura 53 – Riepilogo generale*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**Prove sismiche**  
**VIADOTTO PANTANO**

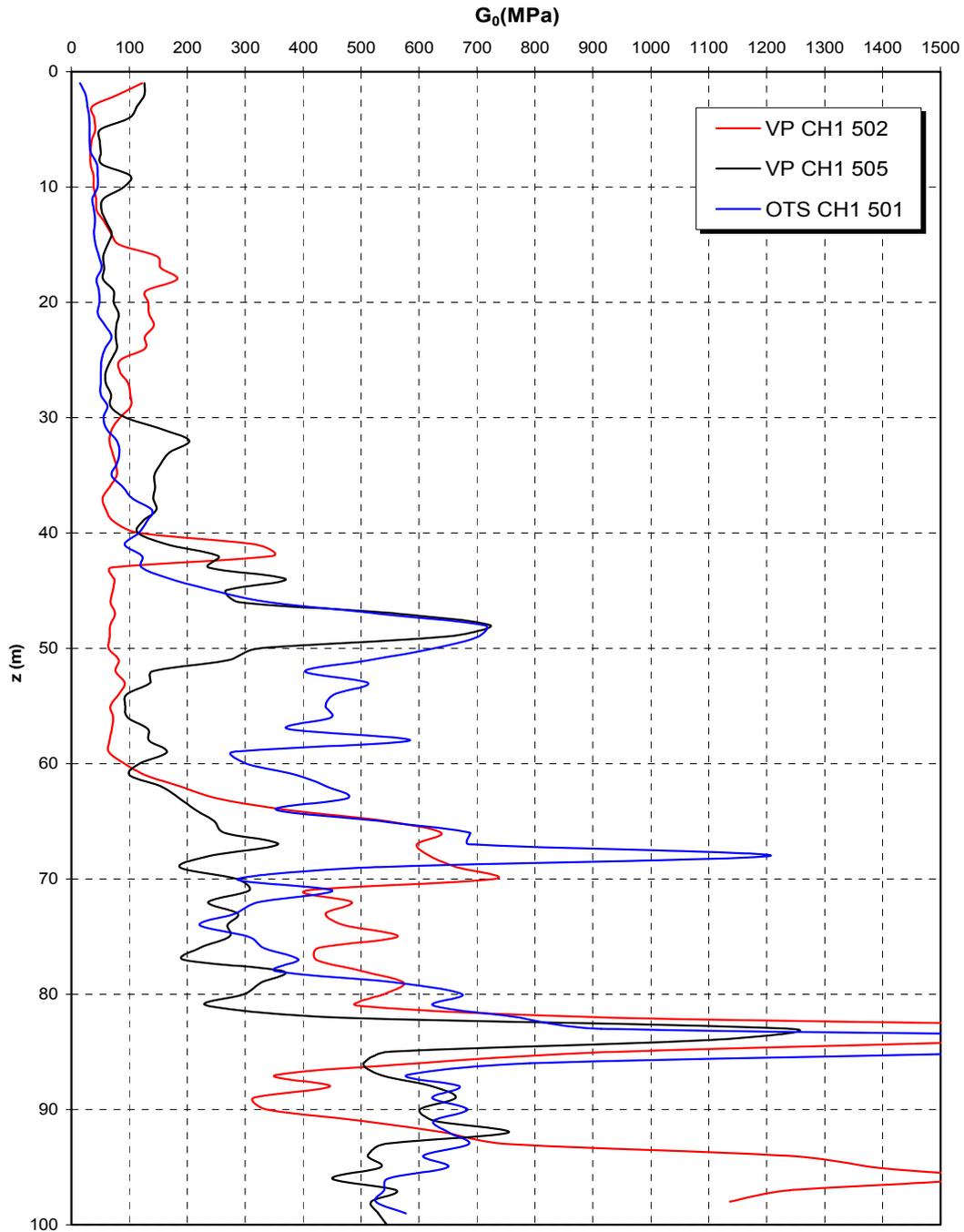
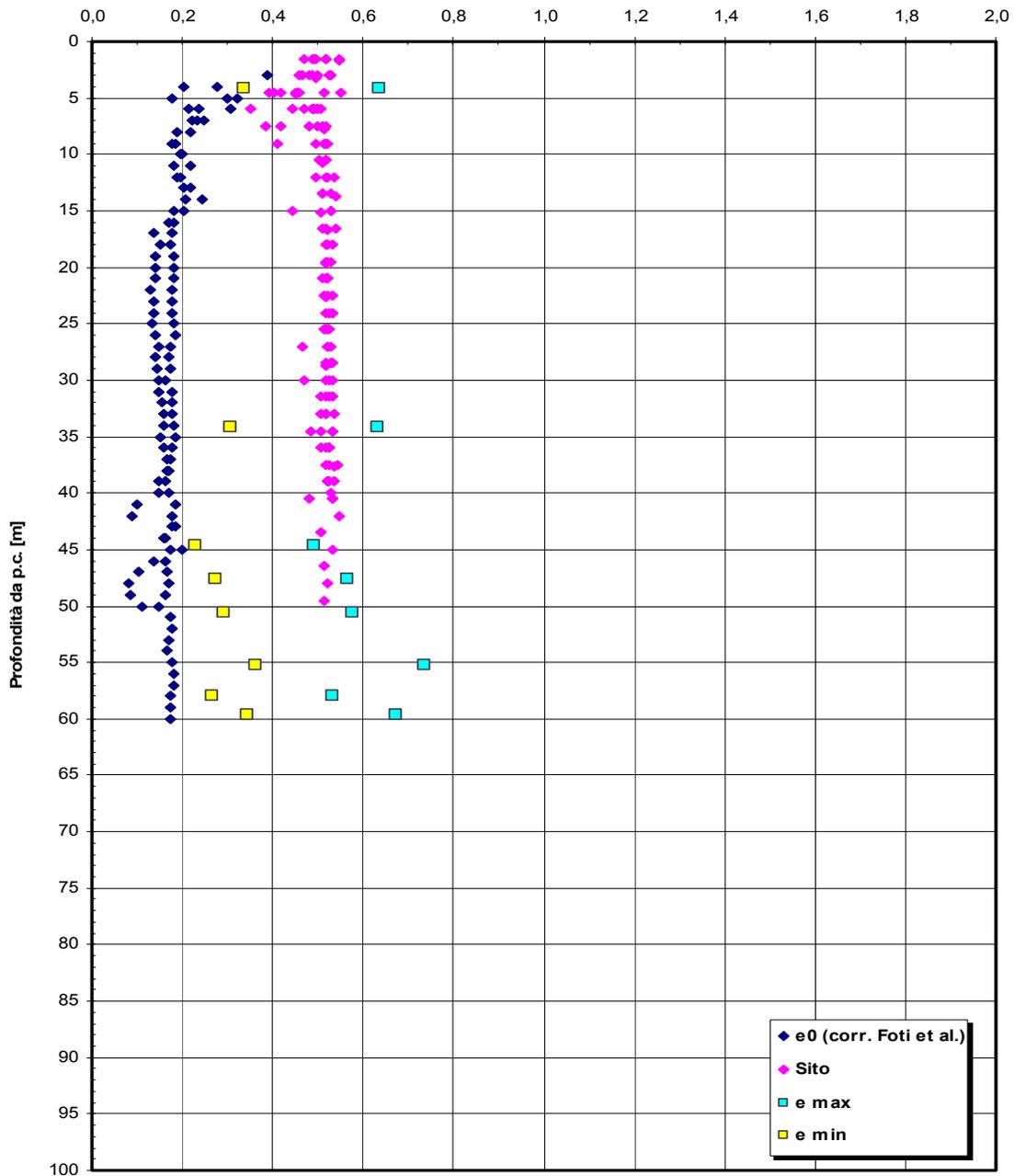


Figura 54 – Riepilogo generale

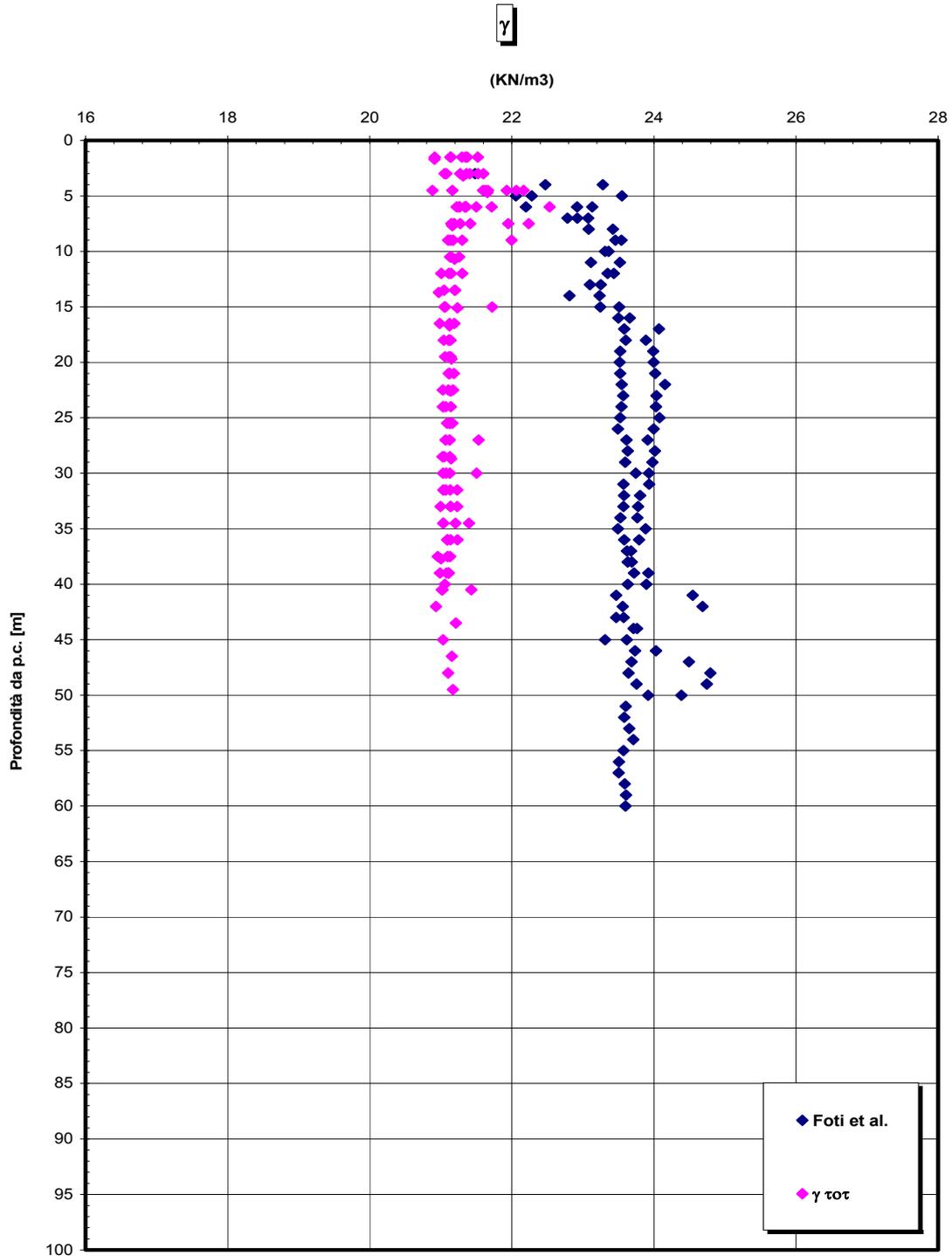
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**DEPOSITI COSTIERI DI SPIAGGIA:**

eo



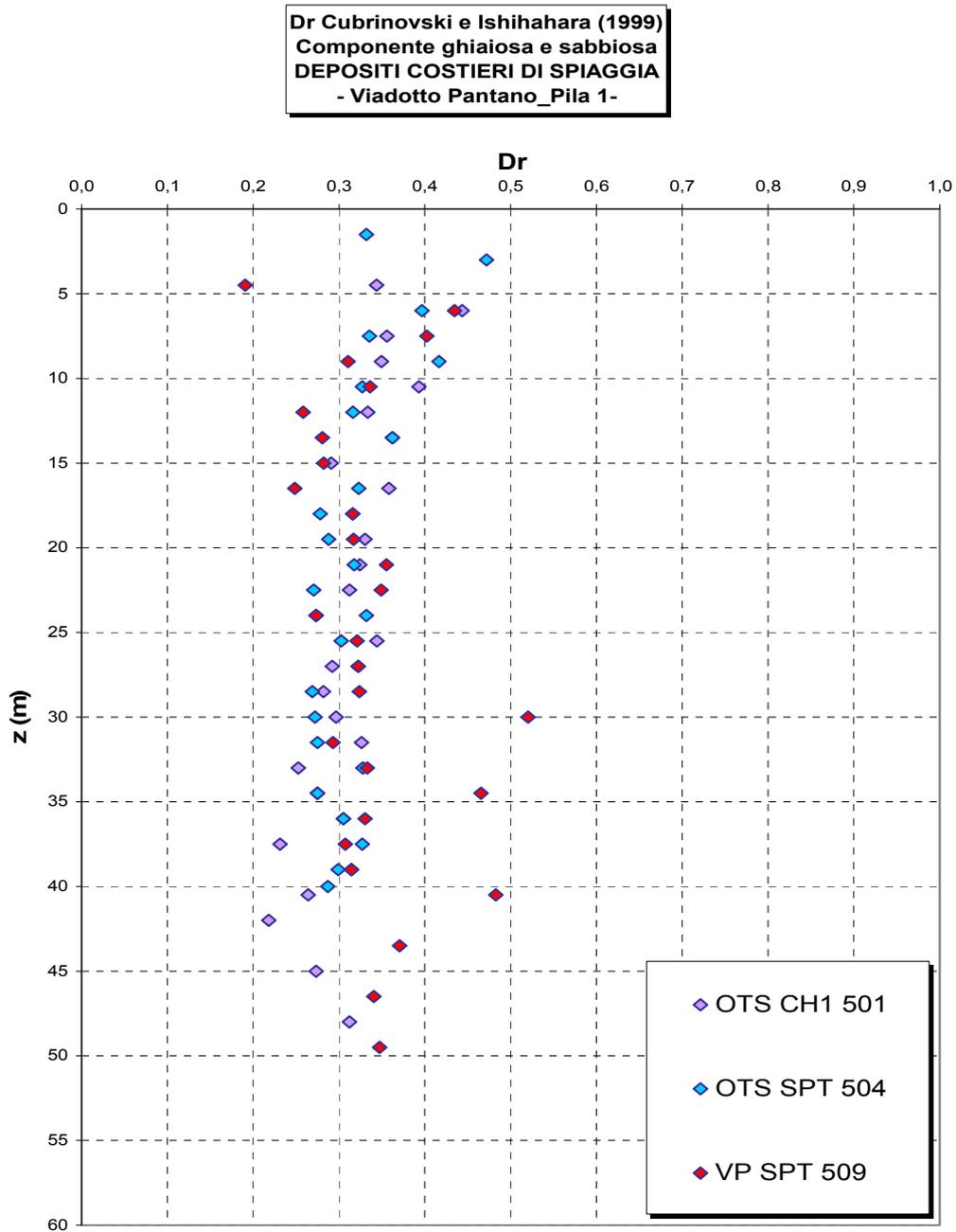
*Figura 55 – Riepilogo generale*



*Figura 56 – Riepilogo generale*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**PILA 1 :**



*Figura 57*

eo

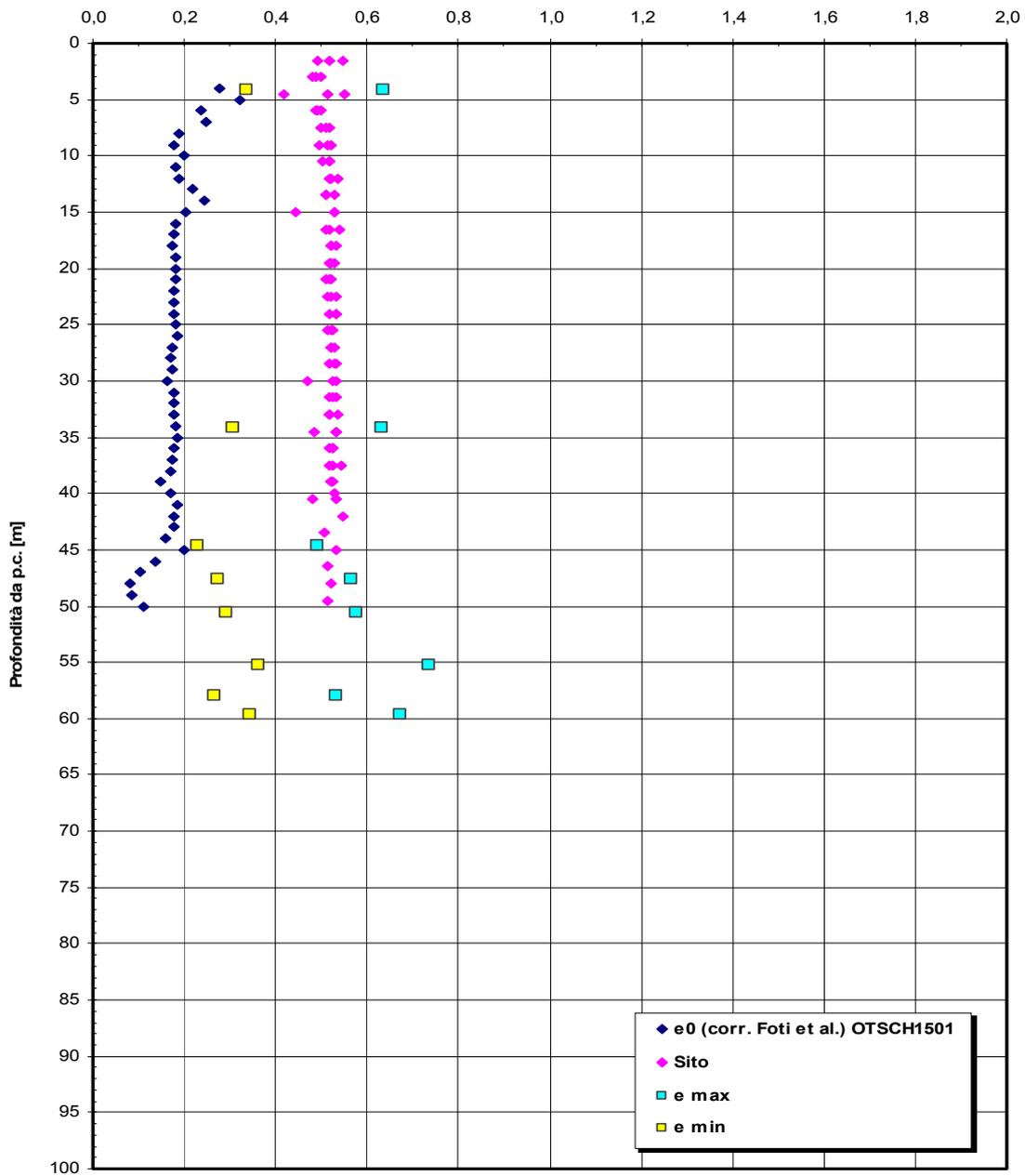


Figura 58- Pila 1

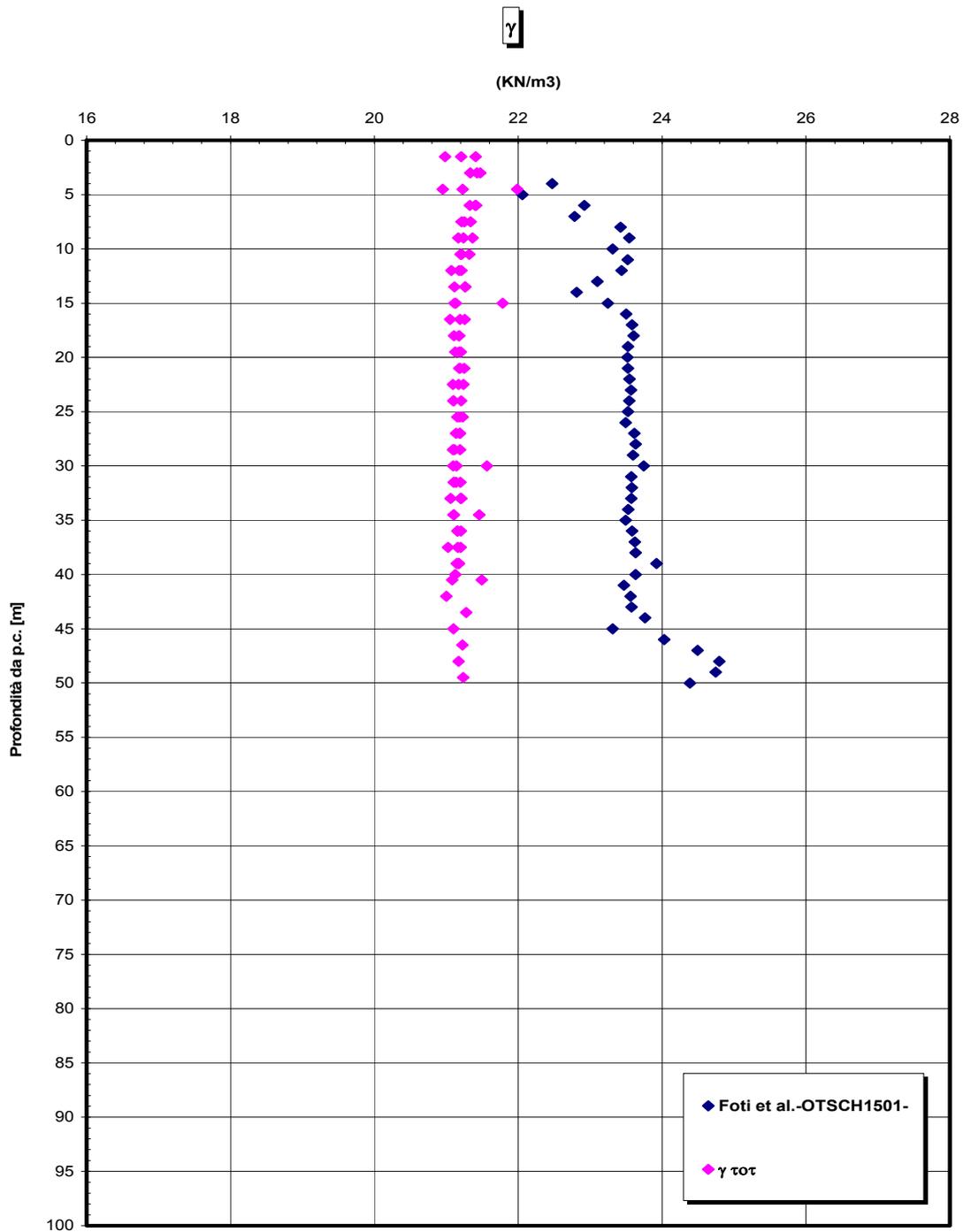


Figura 59– Pila 1

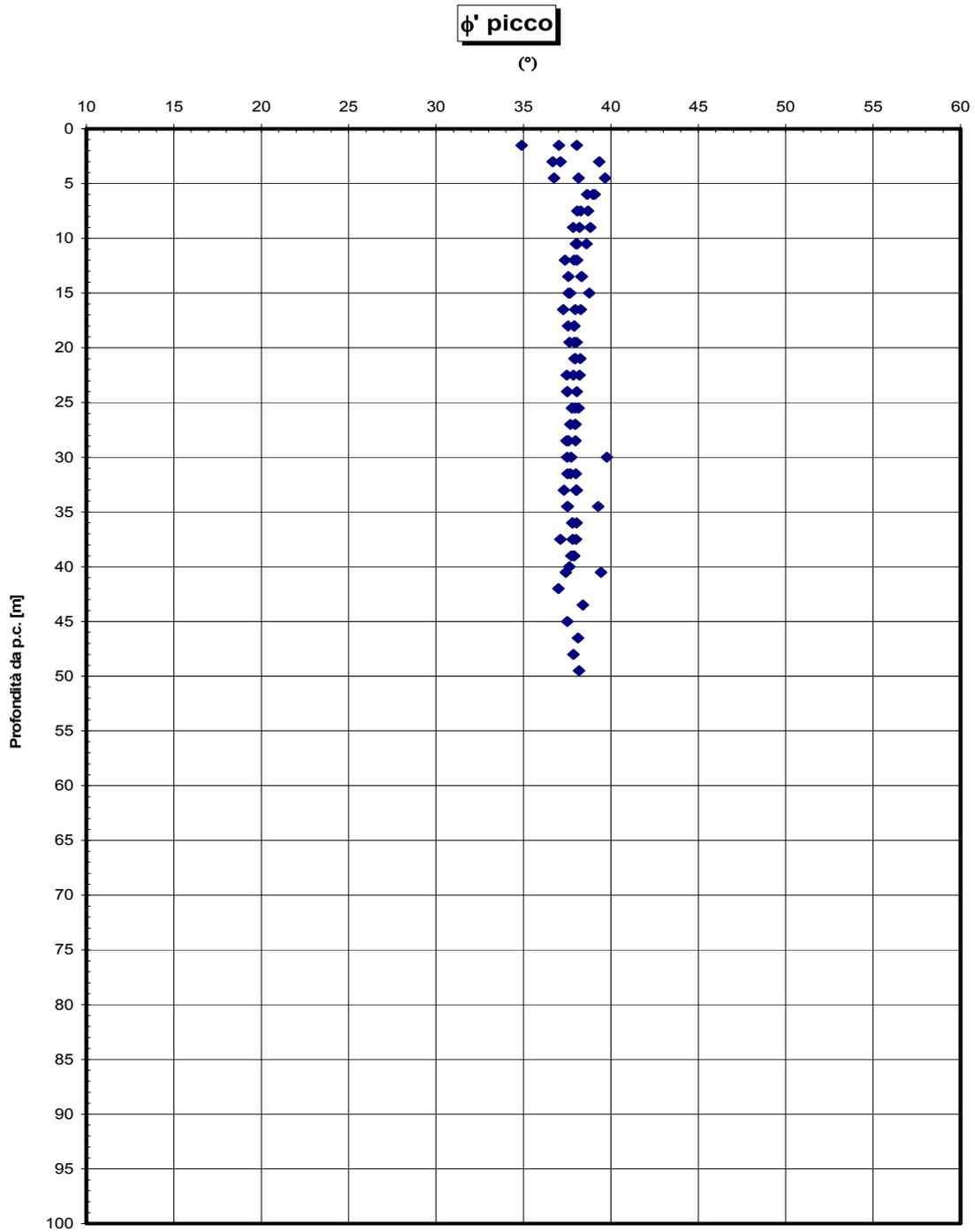


Figura 60– Pila 1

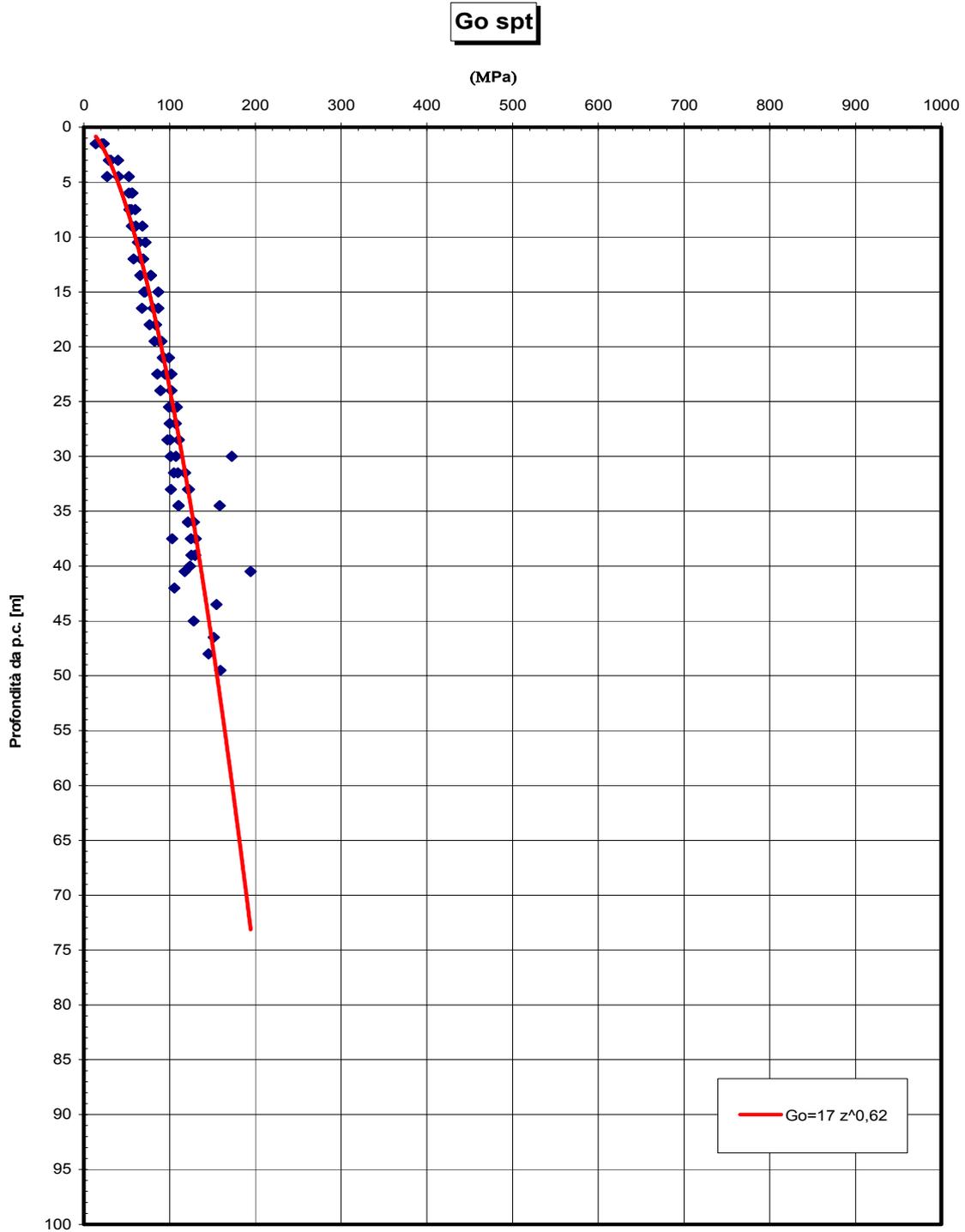


Figura 61– Pila 1

**OTSCH1501 - Vs SISMICHE**

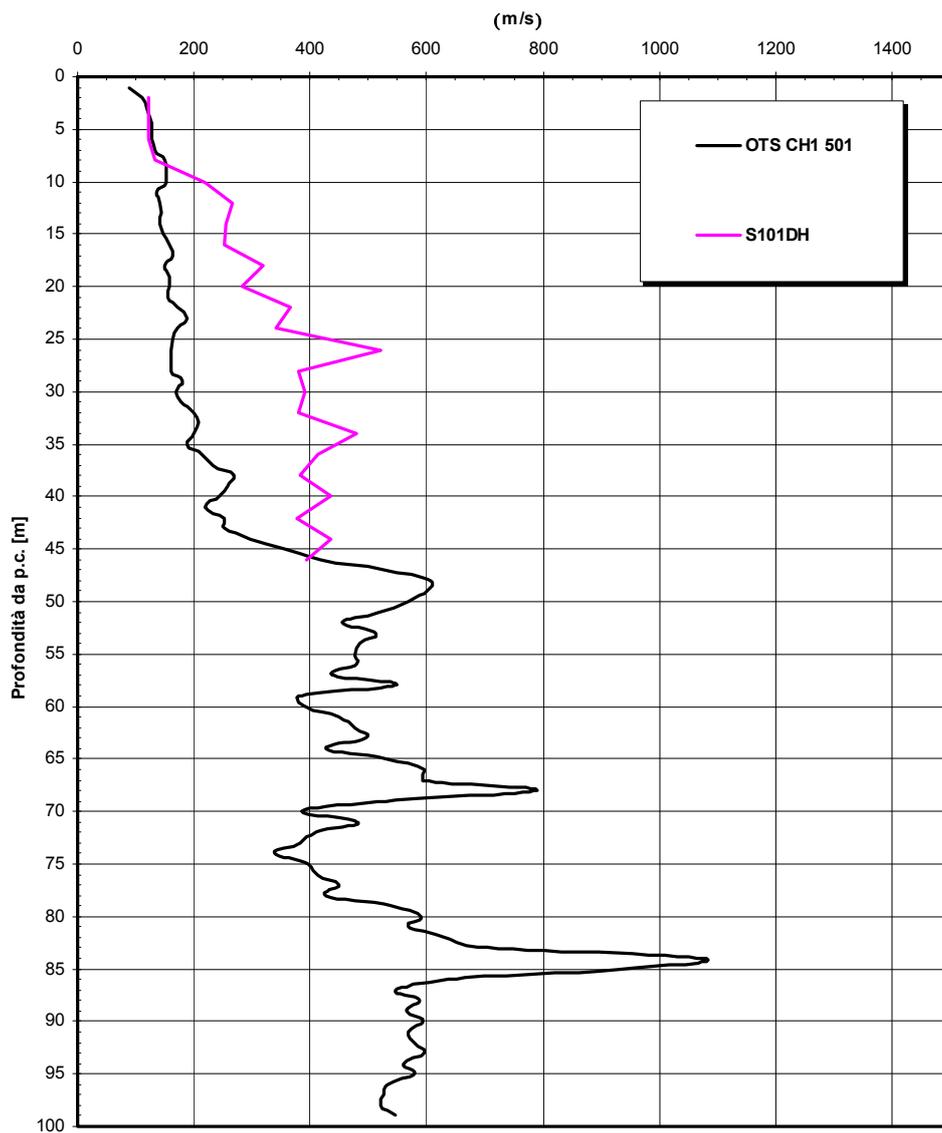


Figura 62- Pila 1

**OTSCH1501 - Go SISMICHE**

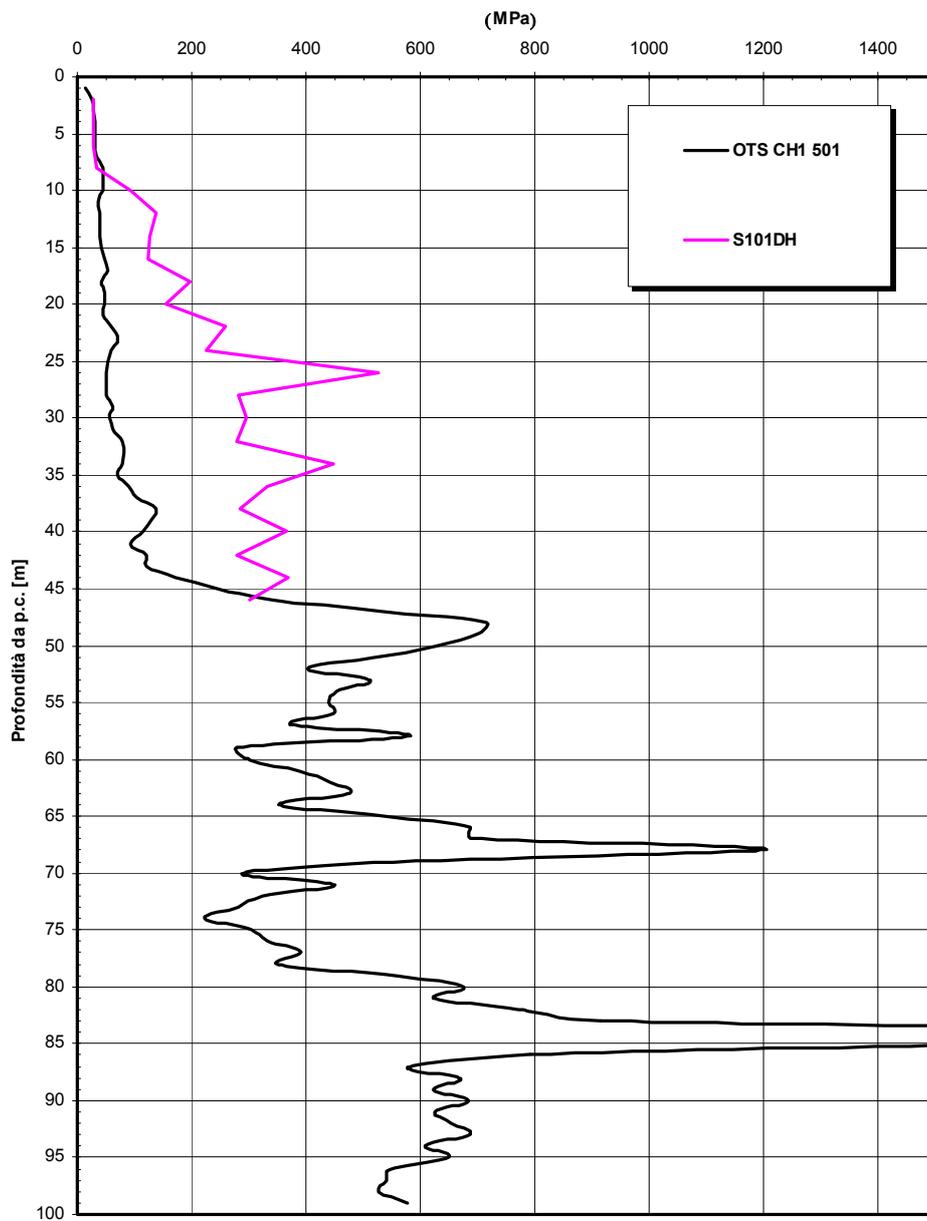
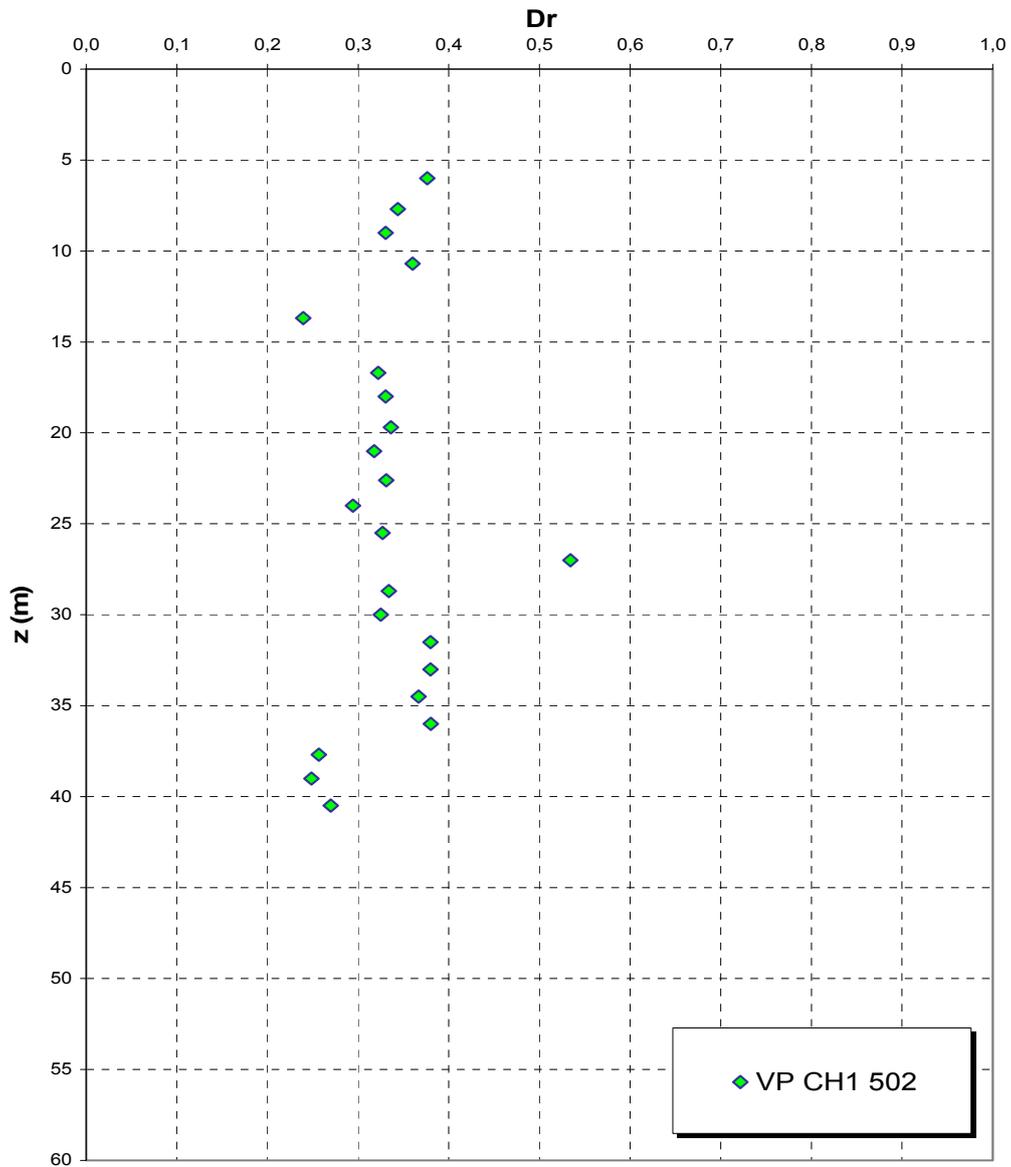


Figura 63- Pila 1

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**PILA 2 :**

**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)**  
**Componente ghiaiosa e sabbiosa**  
**DEPOSITI COSTIERI DI SPIAGGIA**  
**- Viadotto Pantano\_Pila 2-**



*Figura 64*

eo

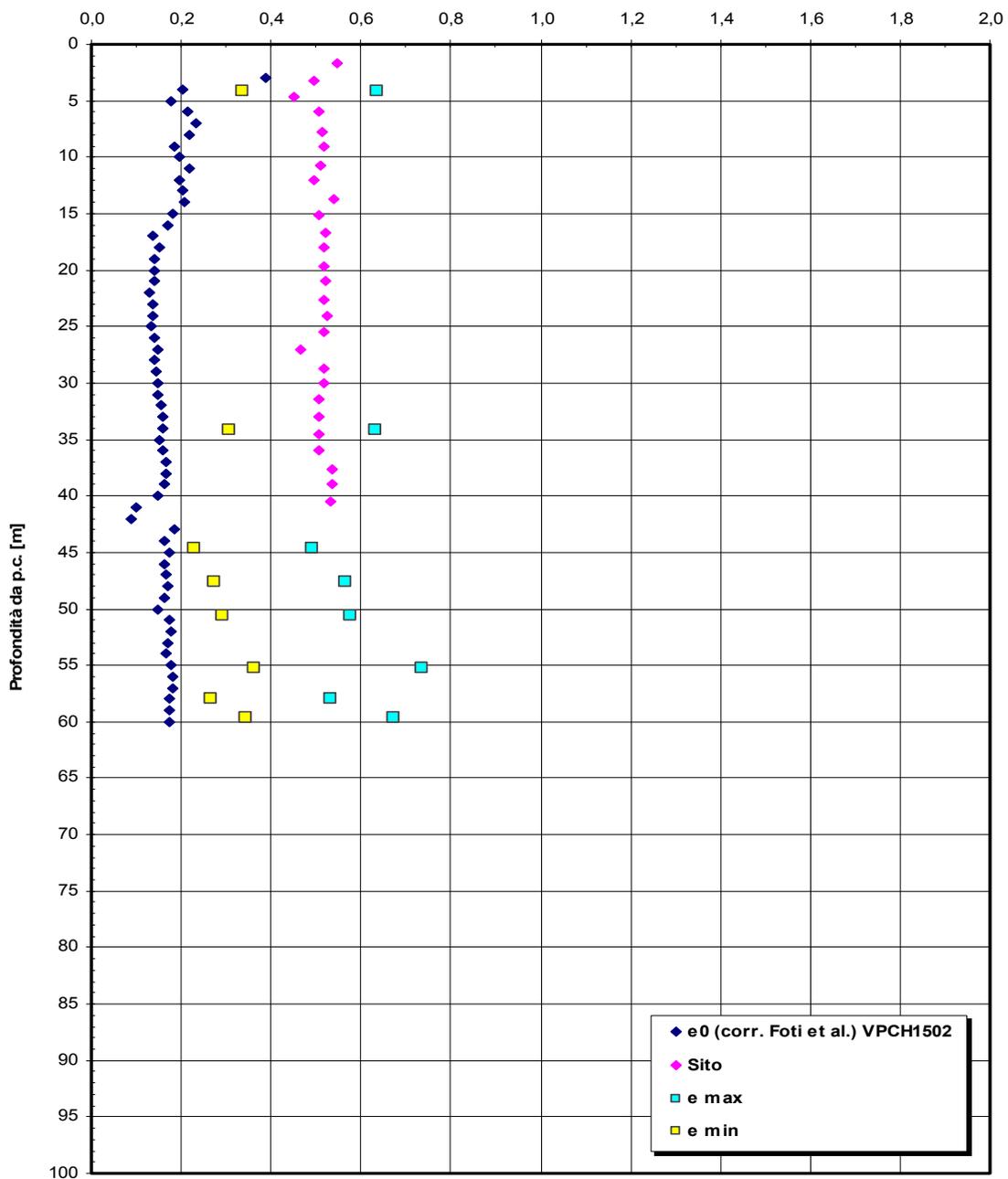


Figura 65– Pila 2

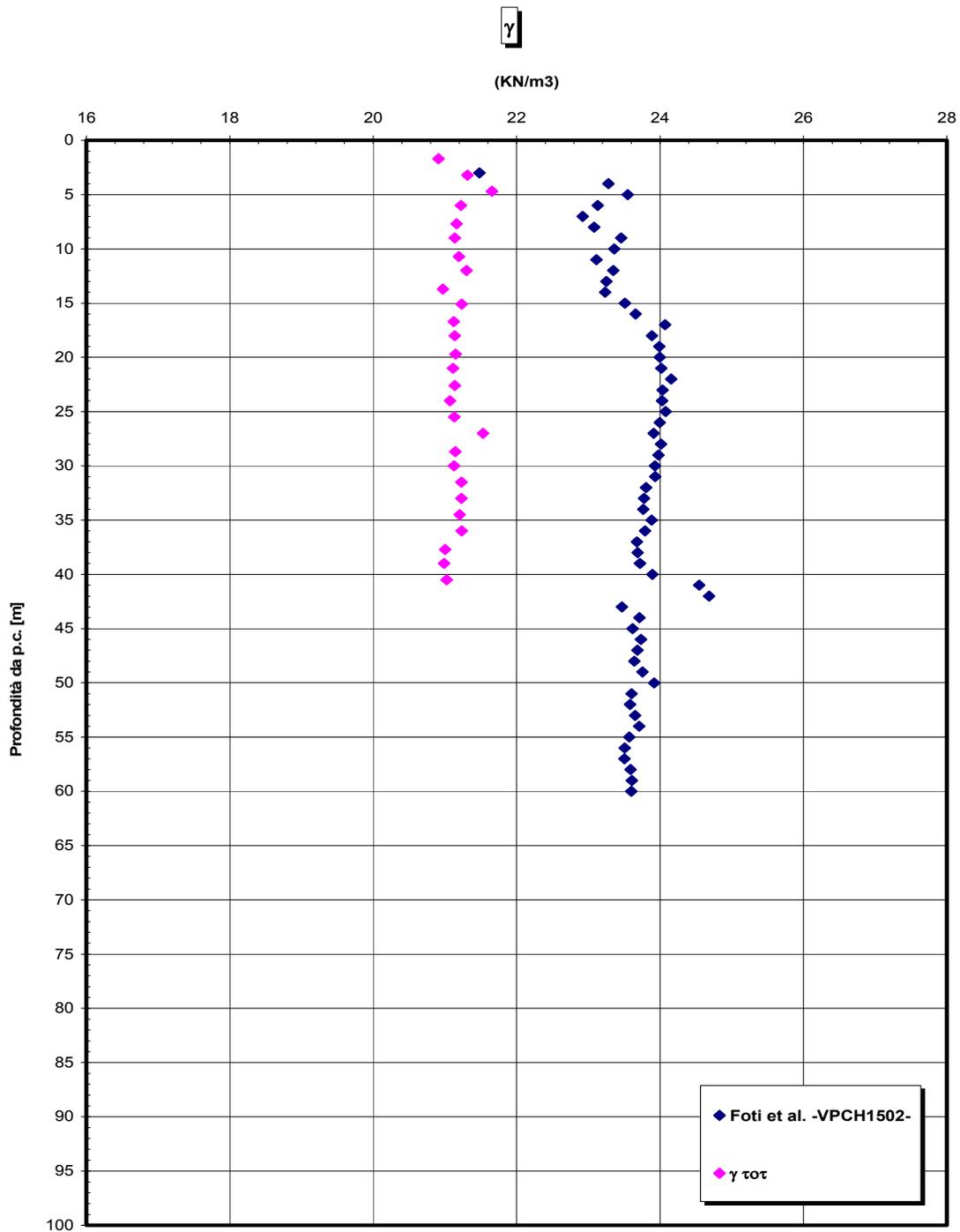


Figura 66– Pila 2

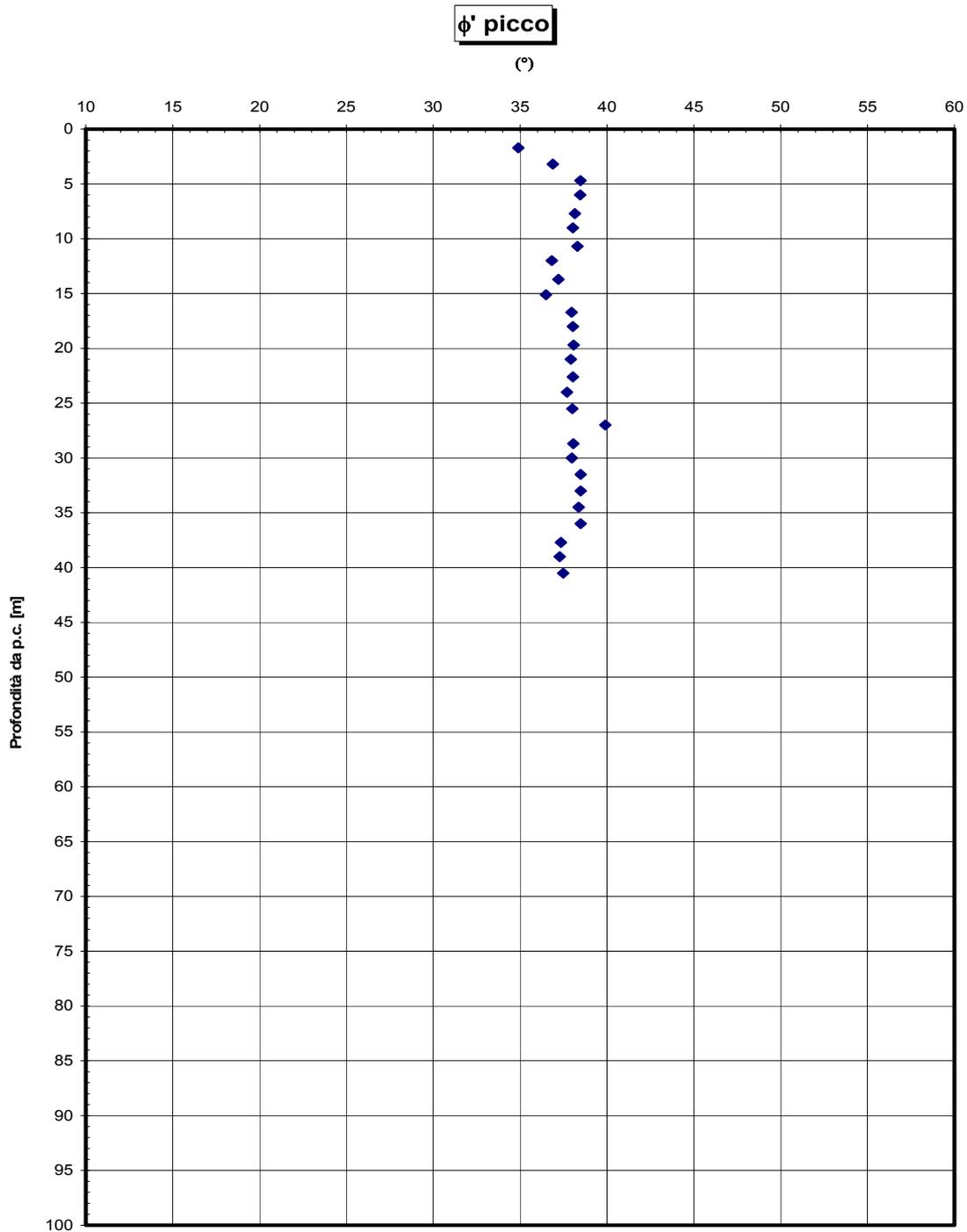


Figura 67– Pila 2

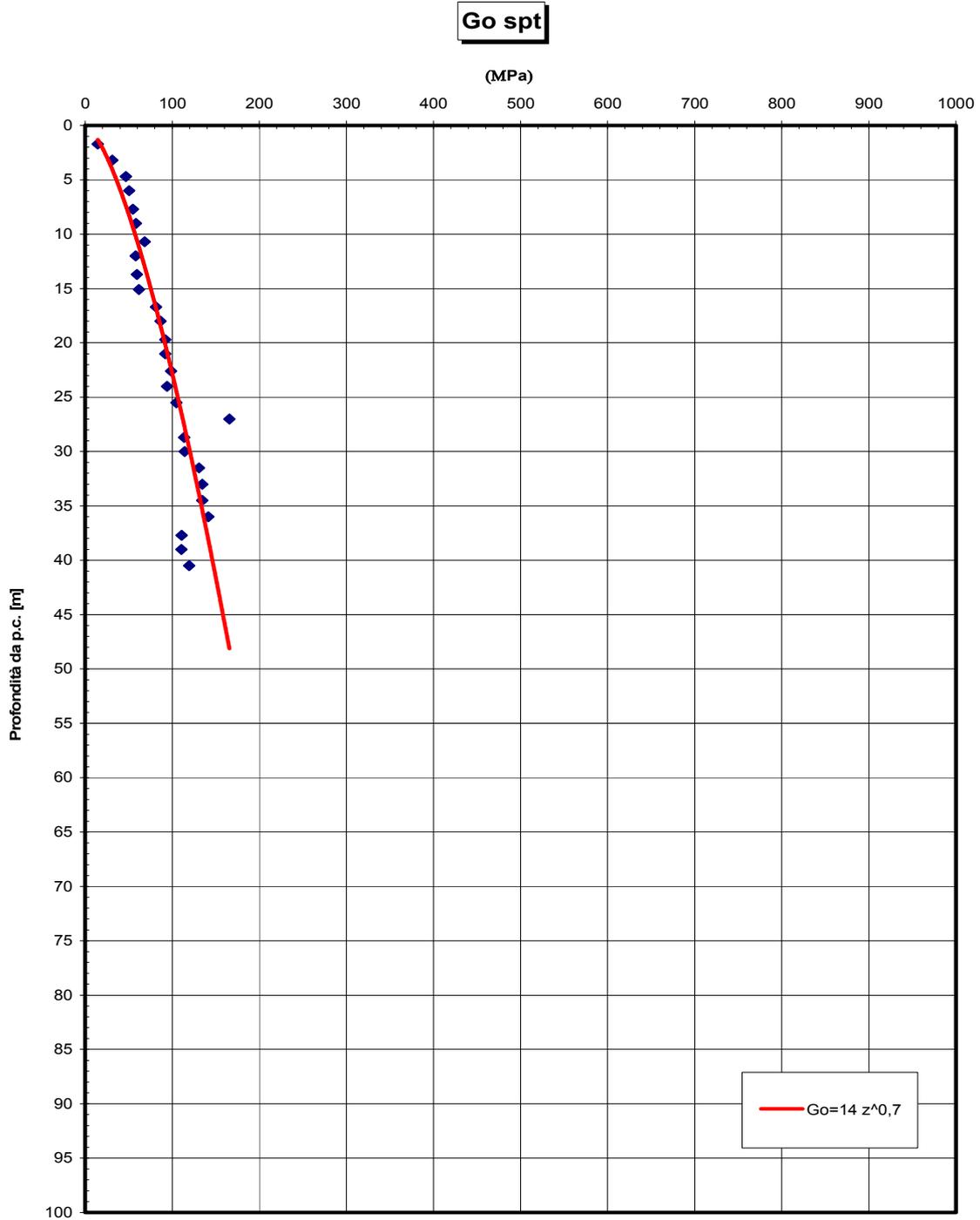
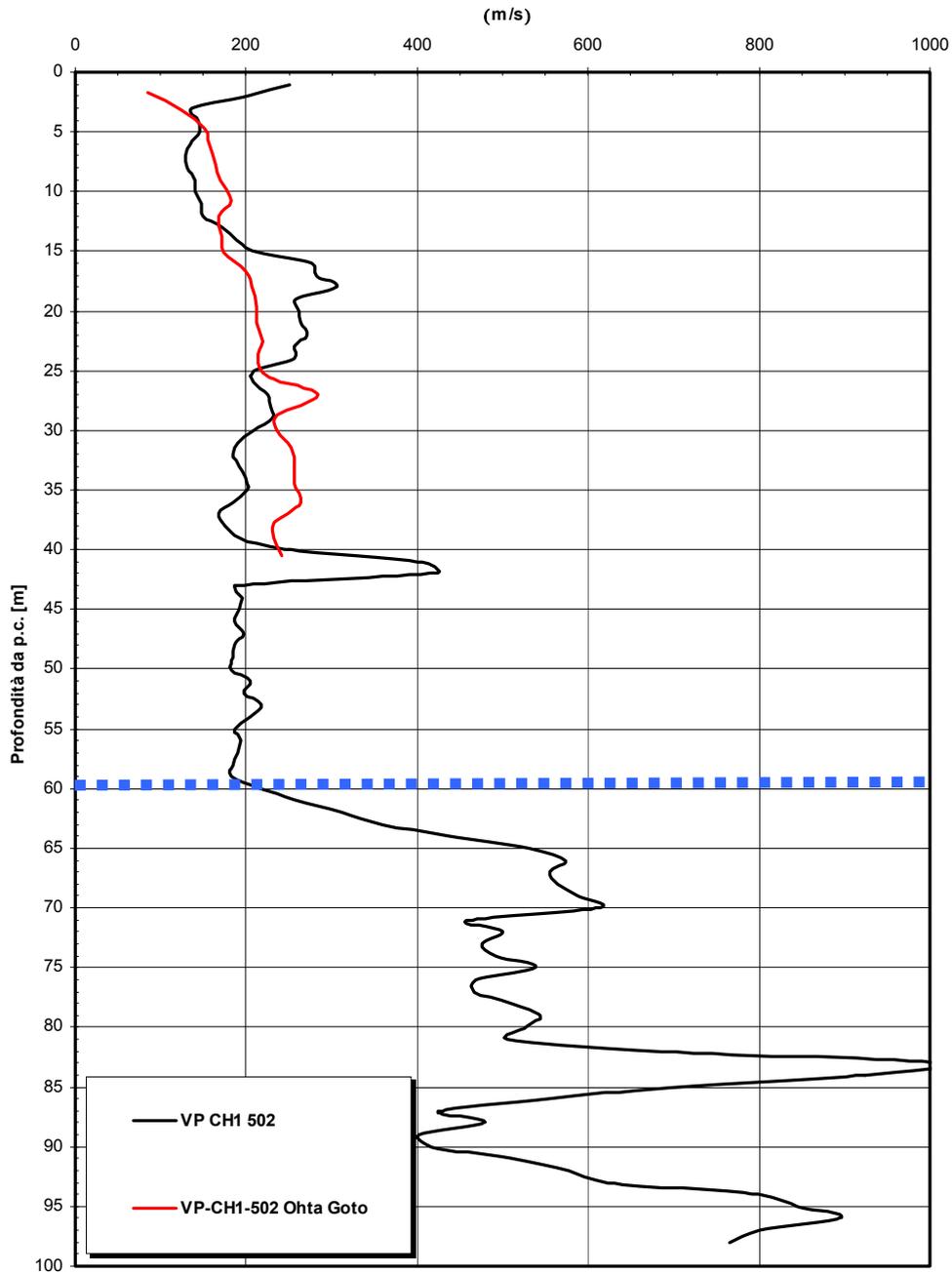


Figura 68– Pila 2

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**VIADOTTO PANTANO -Depositi costieri - Vs -**

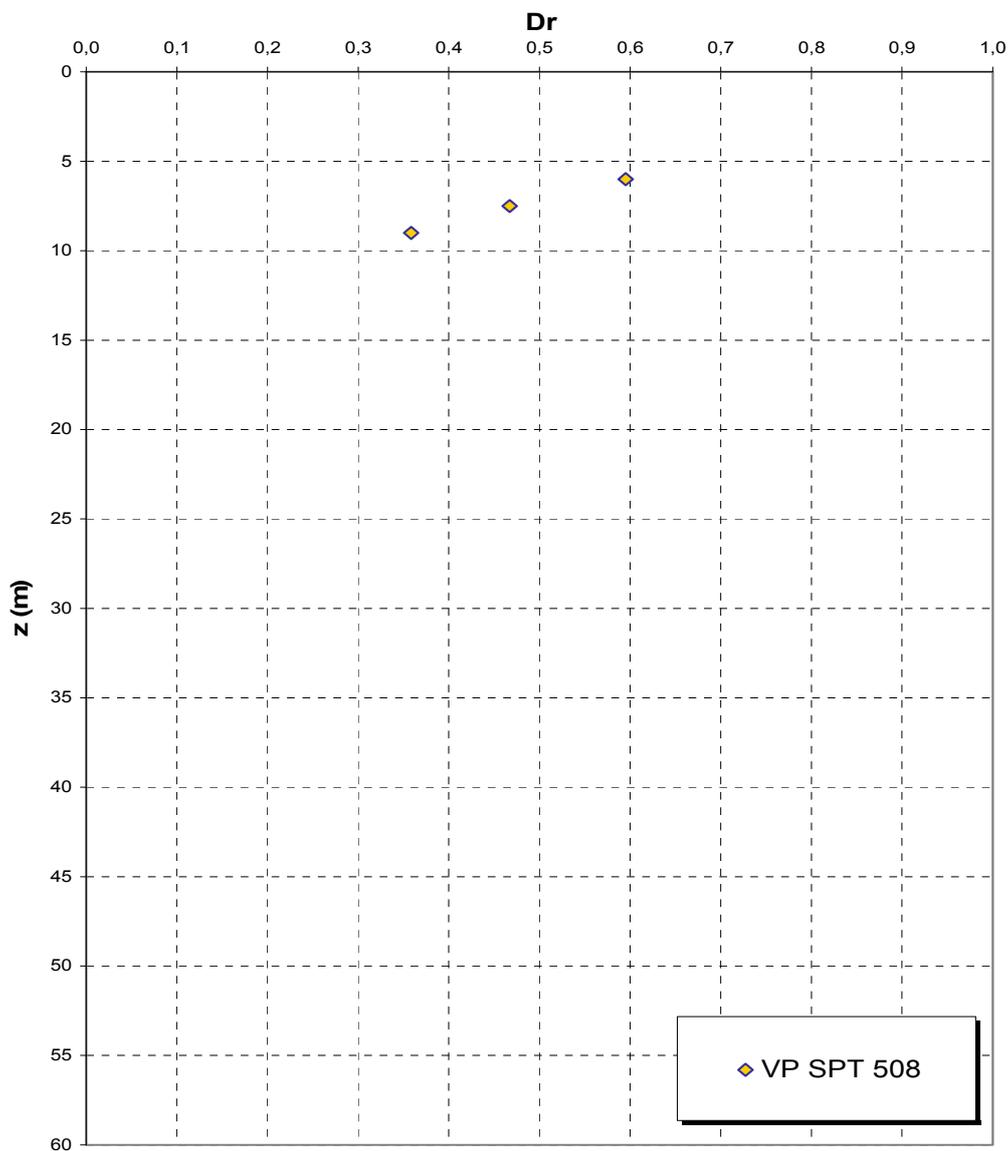


*Figura 69– Pila 2*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**PILA 3 :**

**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)**  
**Componente ghiaiosa e sabbiosa**  
**DEPOSITI COSTIERI DI SPIAGGIA**  
**- Viadotto Pantano\_Pila 3-**



*Figura 70*

**eo**

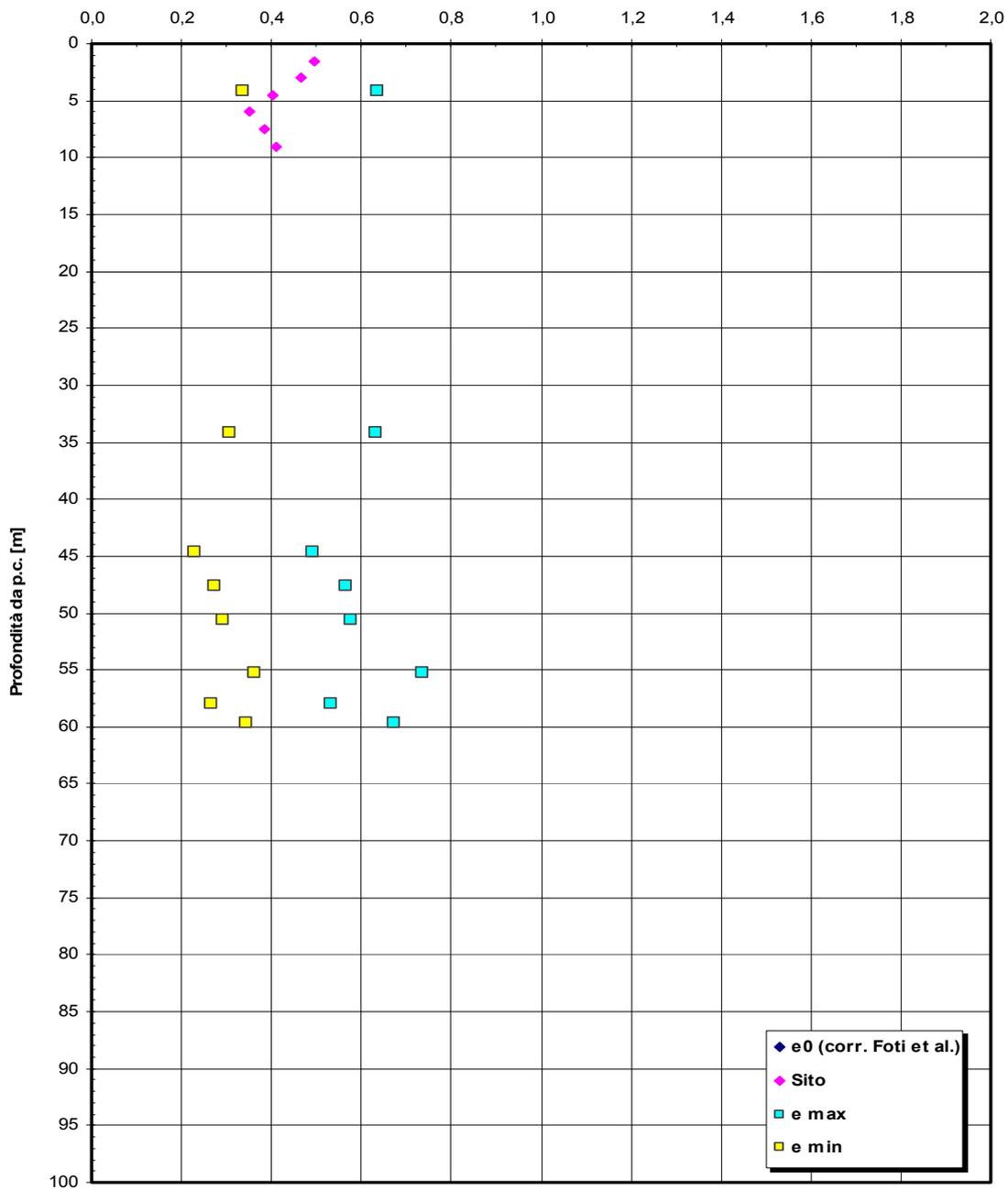


Figura 71- Pila 3

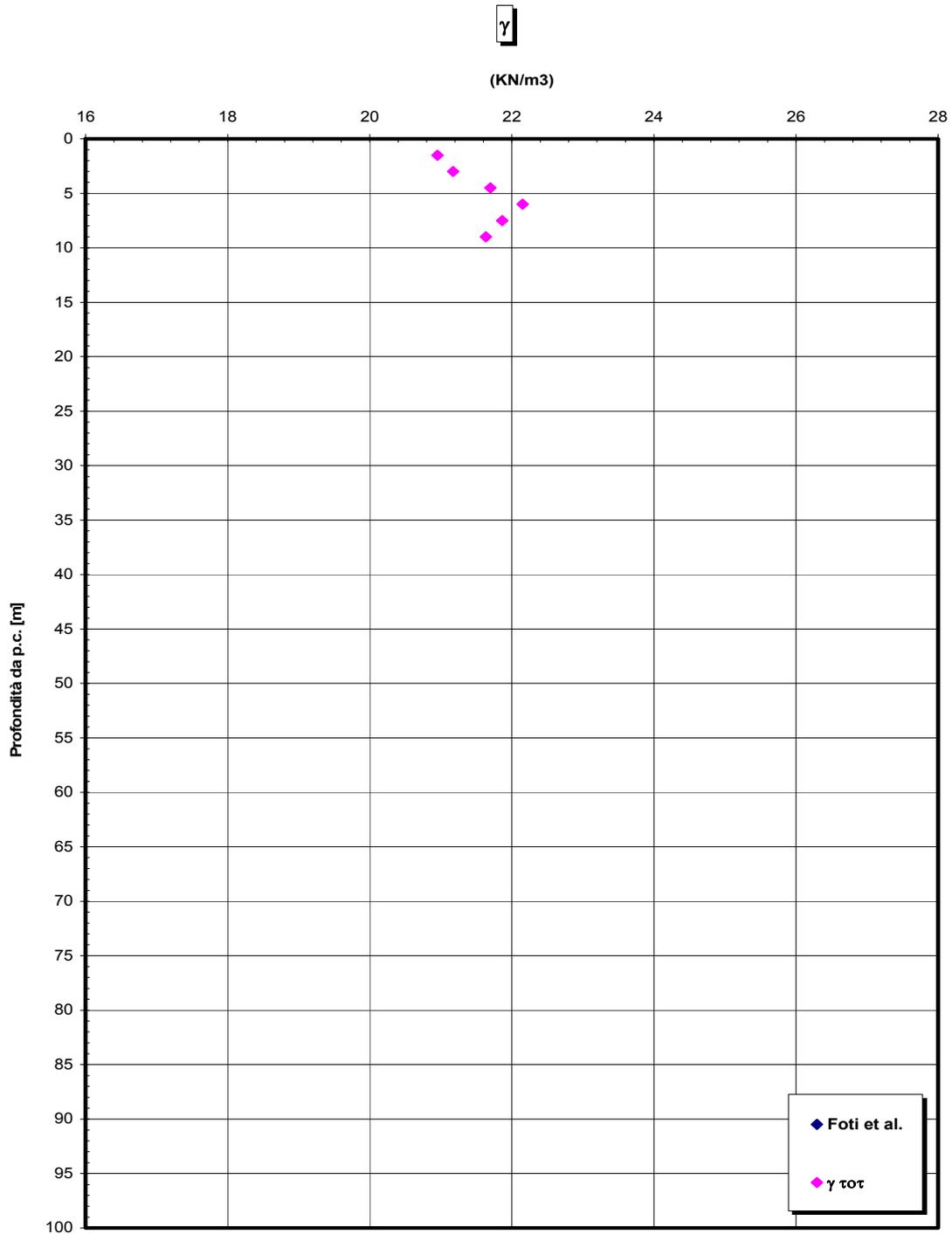


Figura 72– Pila 3

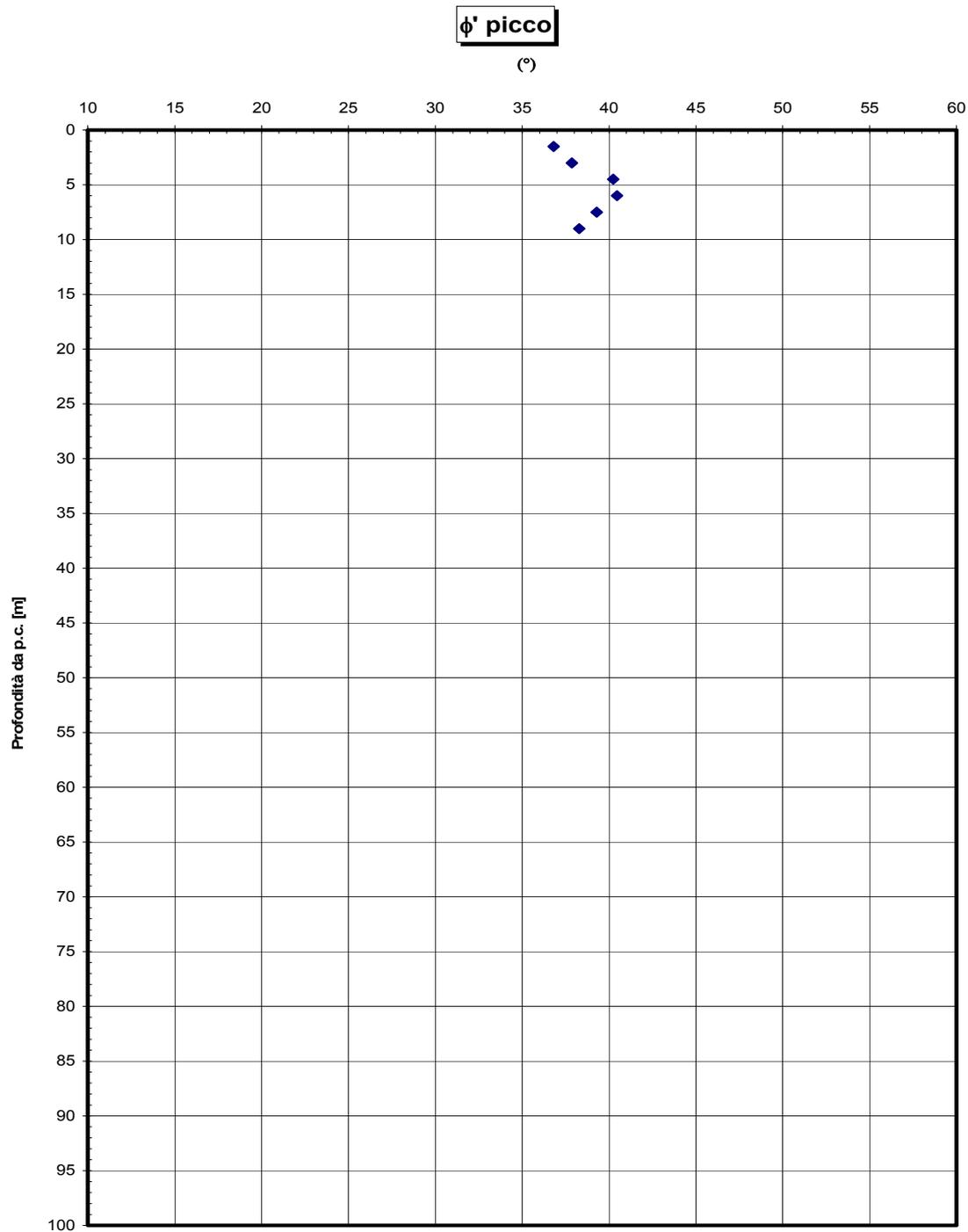
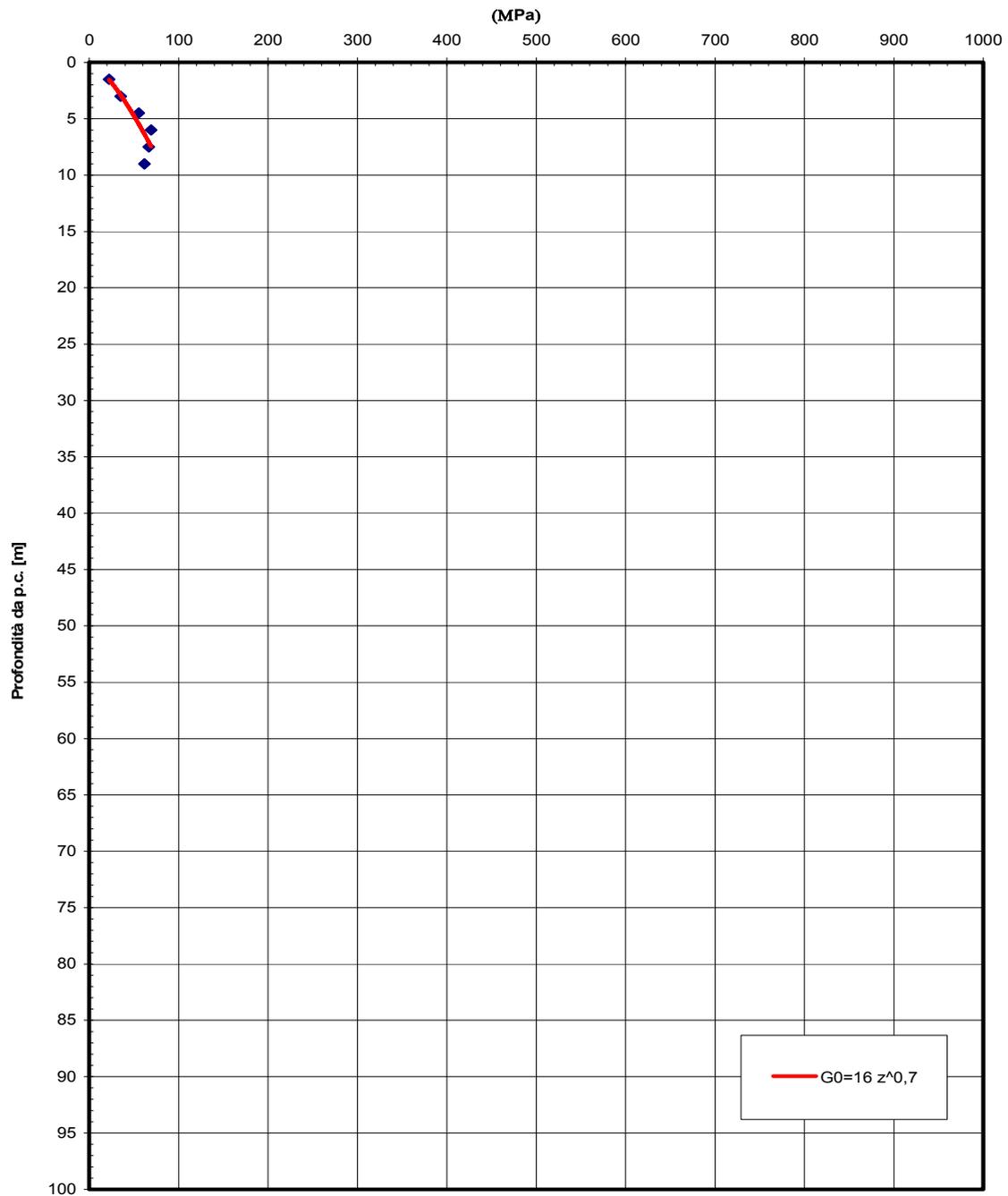


Figura 73– Pila 3

**Go spt**

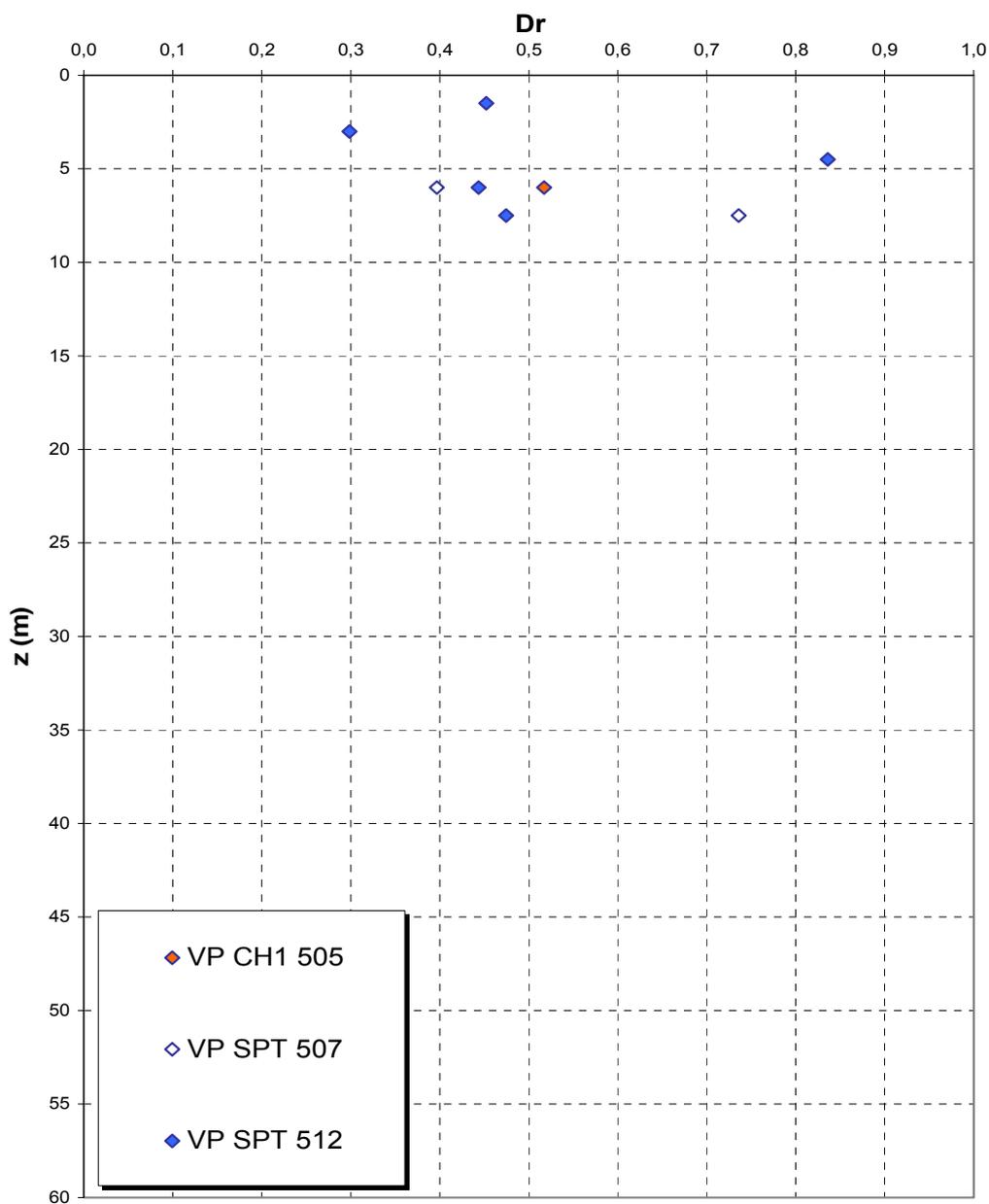


**Figura 74– Pila 3**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

**PILA 4 :**

**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)**  
**Componente ghiaiosa e sabbiosa**  
**DEPOSITI COSTIERI DI SPIAGGIA**  
**- Viadotto Pantano\_Pila 4-**



*Figura 75*

eo

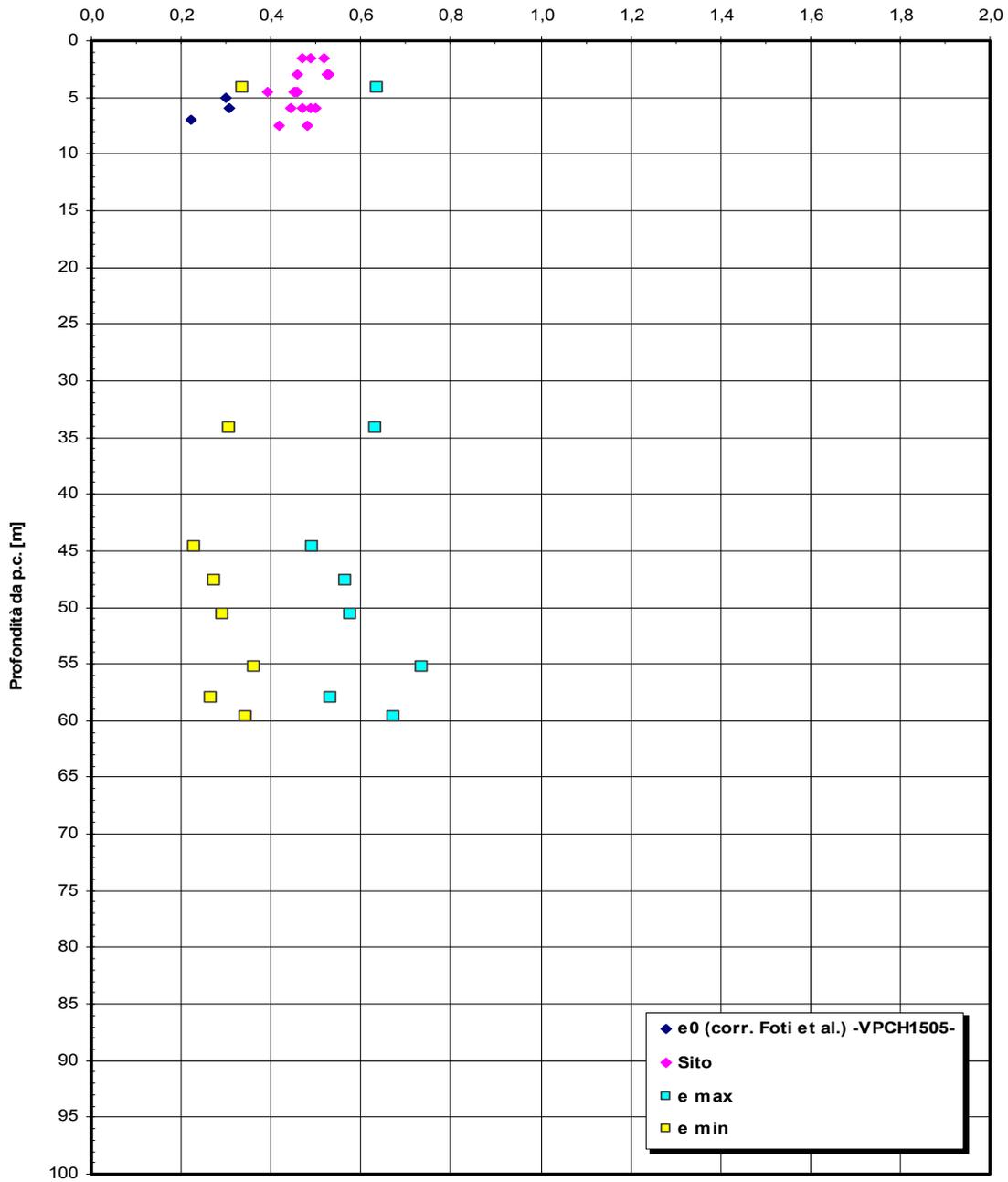
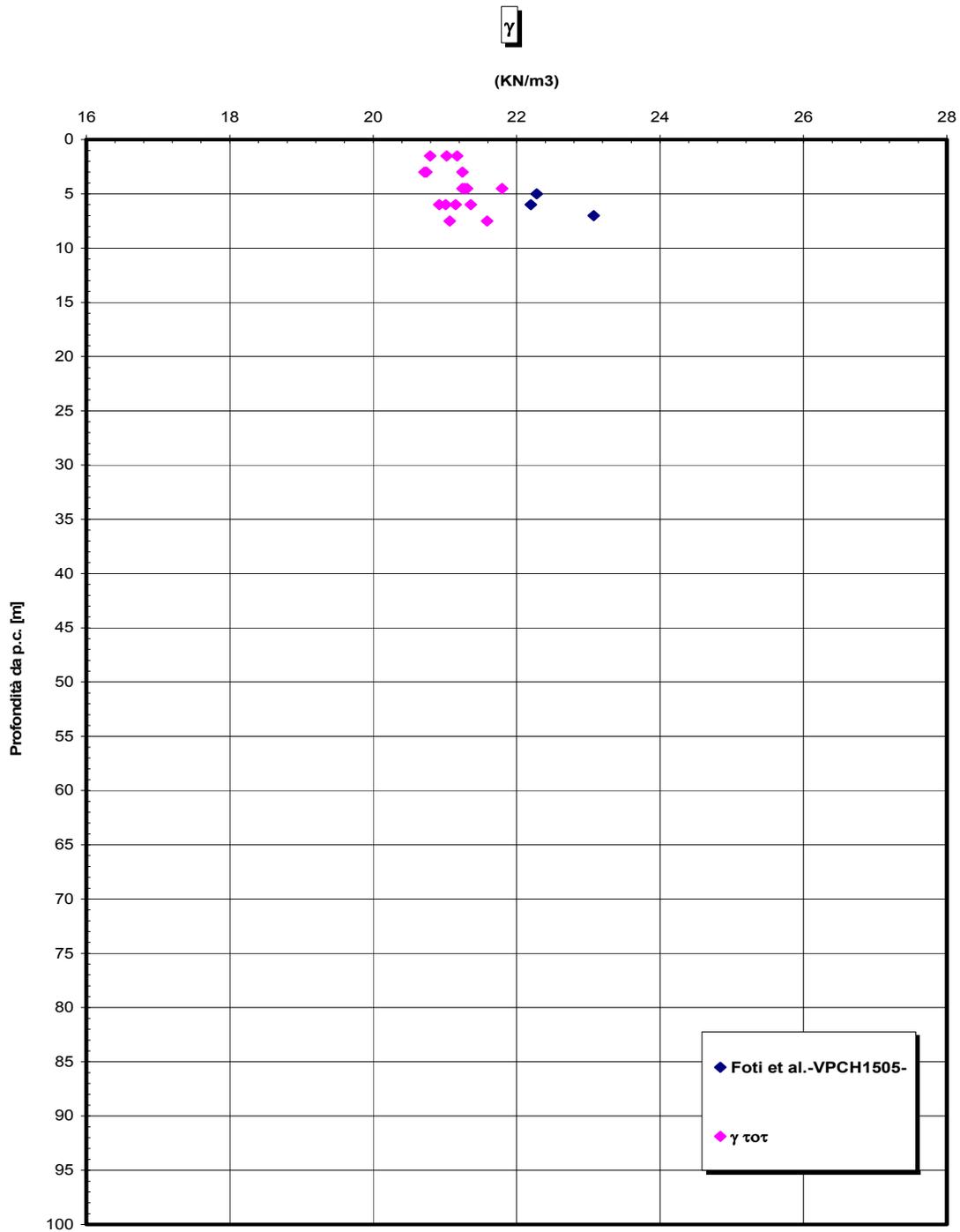


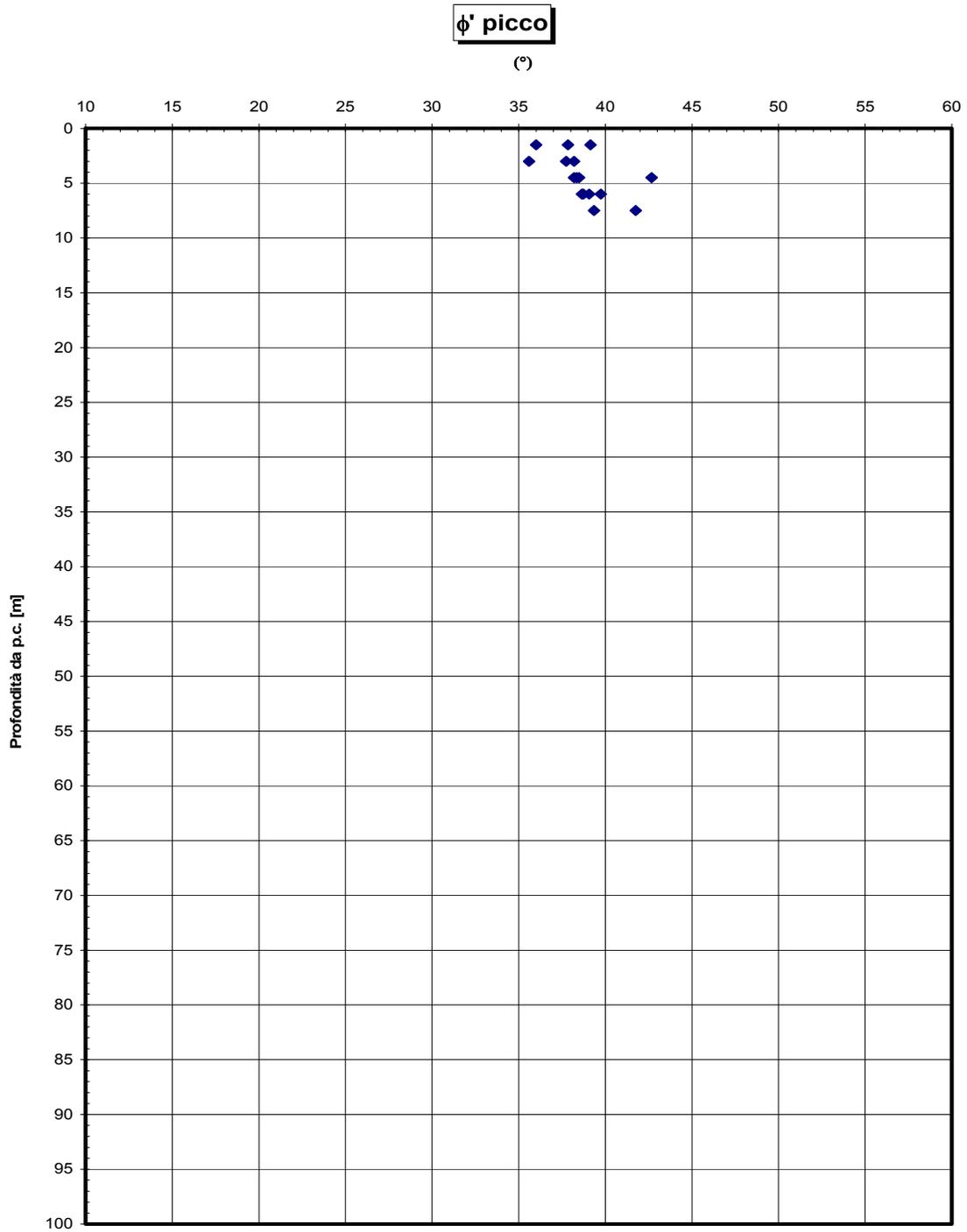
Figura 76– Pila 4

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



**Figura 77– Pila 4**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



**Figura 78– Pila 4**

**Go spt**

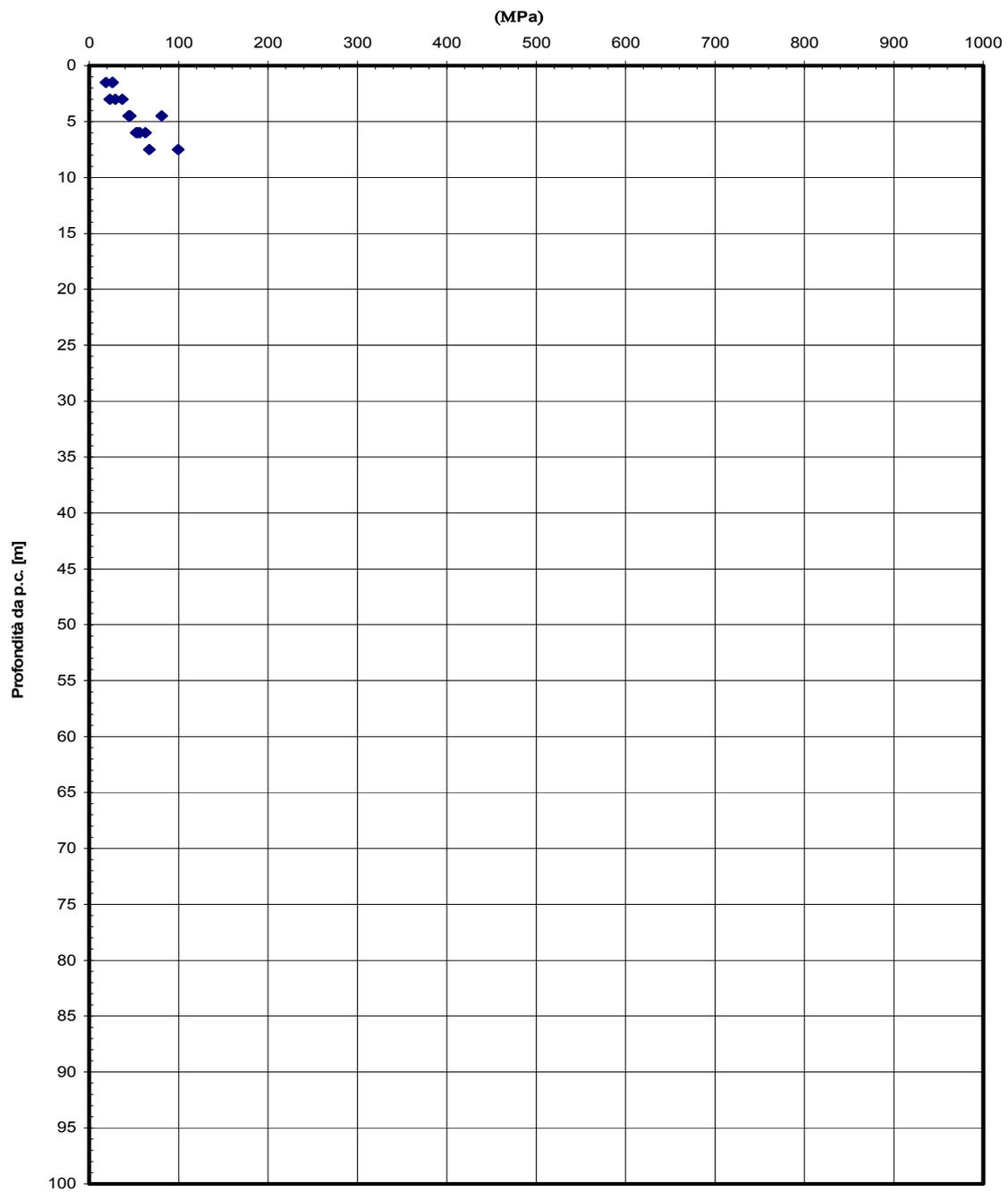
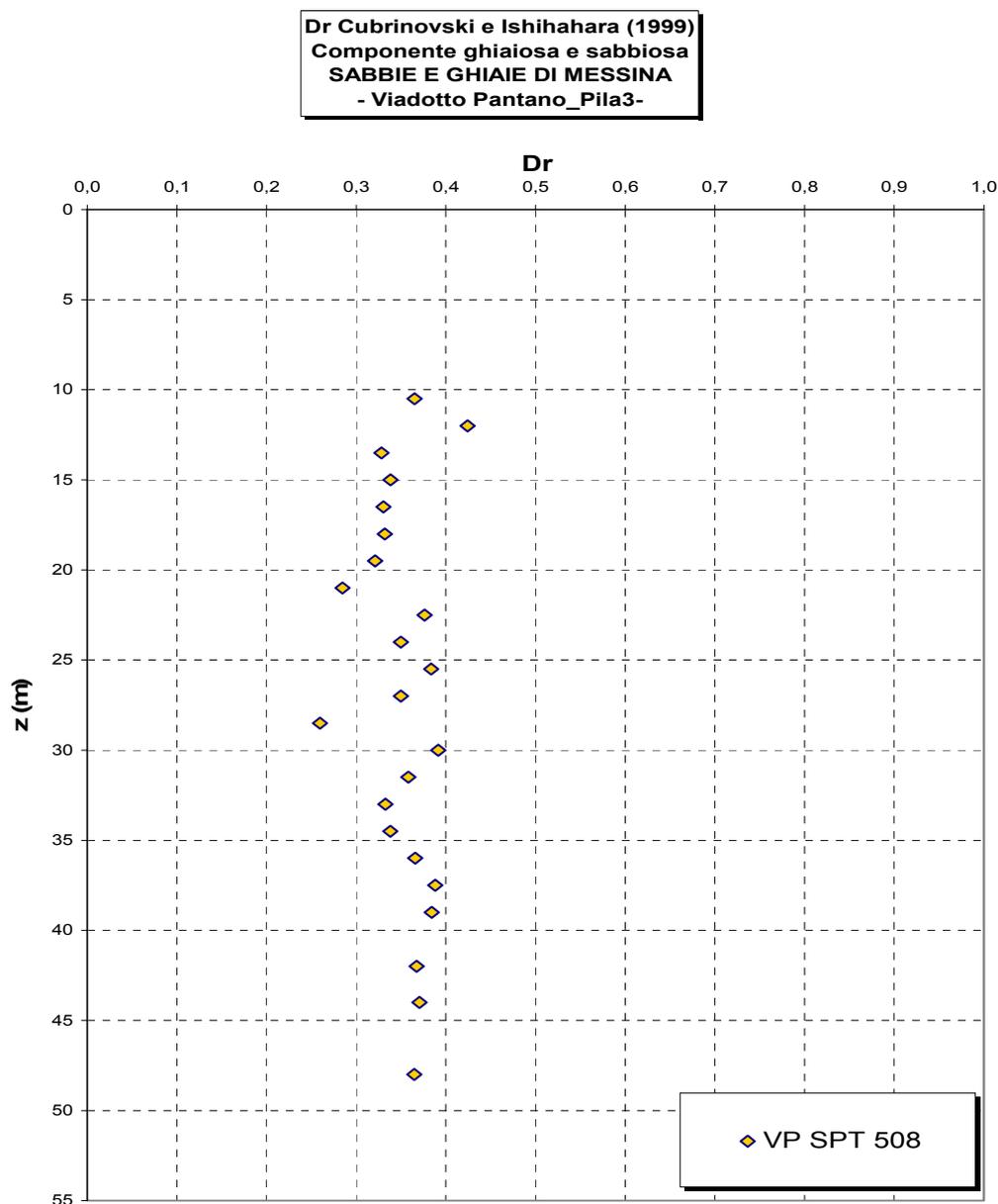


Figura 79– Pila 4

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0

**SABBIE E GHIAIE DI MESSINA:**

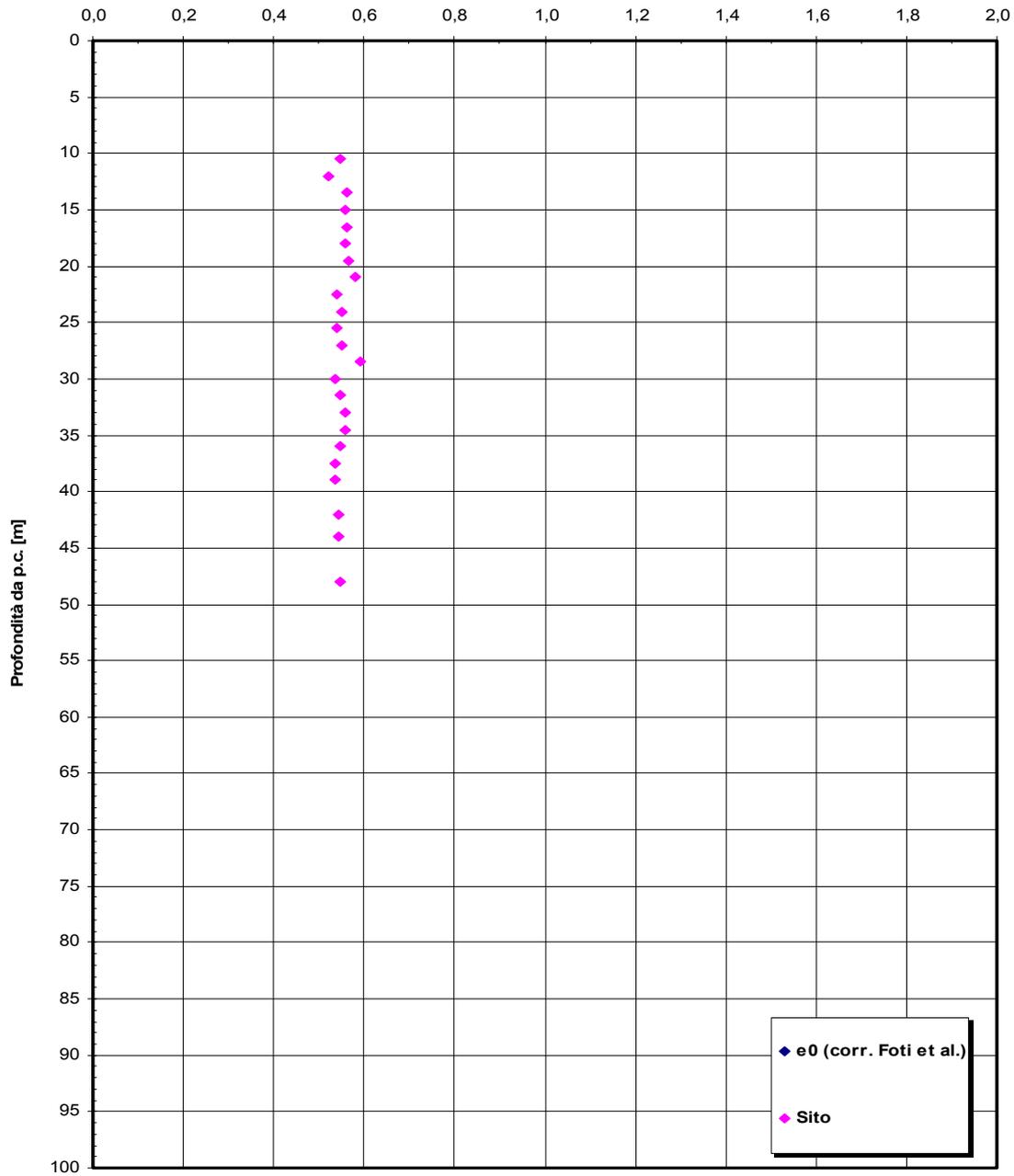
**PILA 3 :**



*Figura 80*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

eo



**Figura 81– Pila 3**

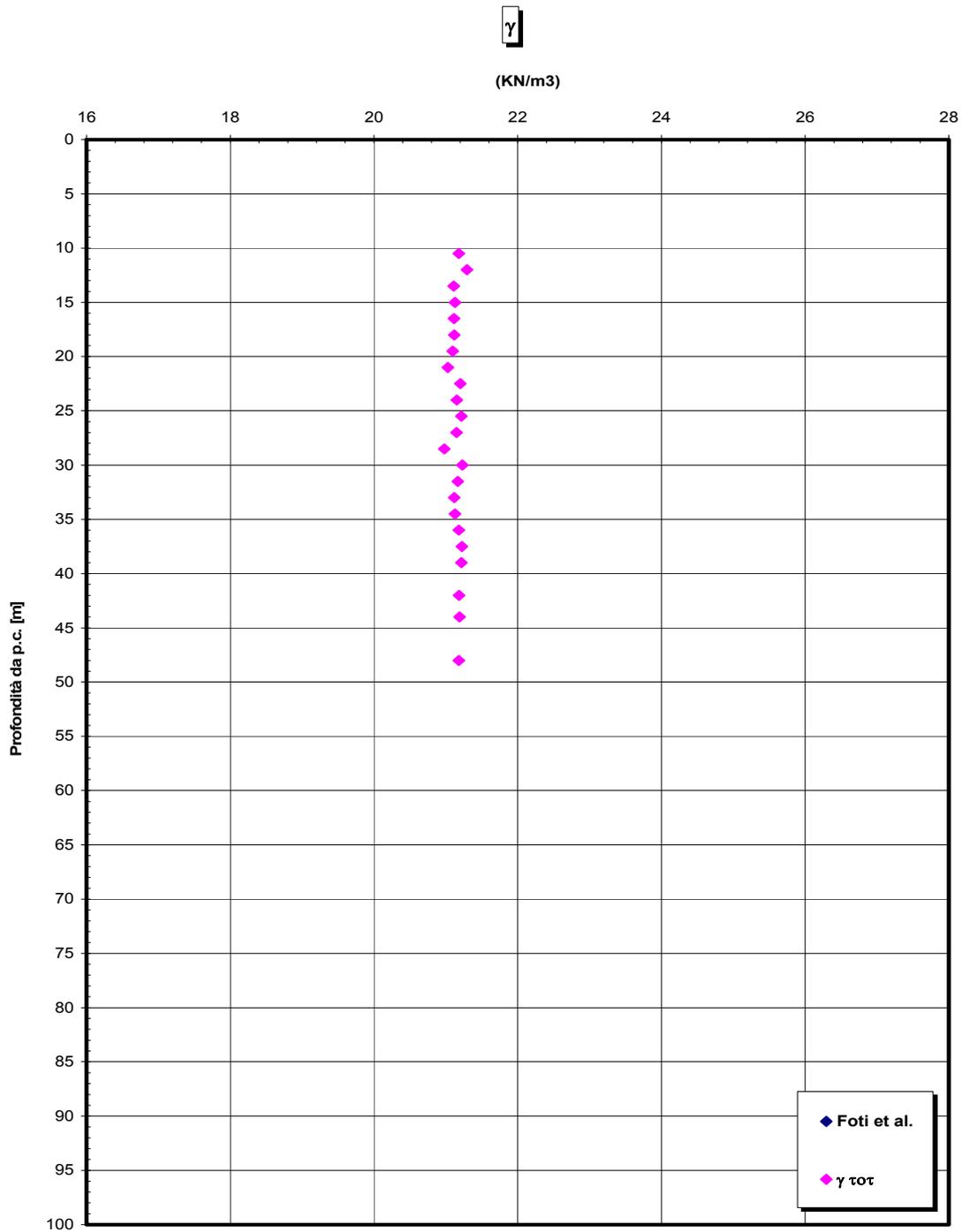


Figura 82– Pila 3

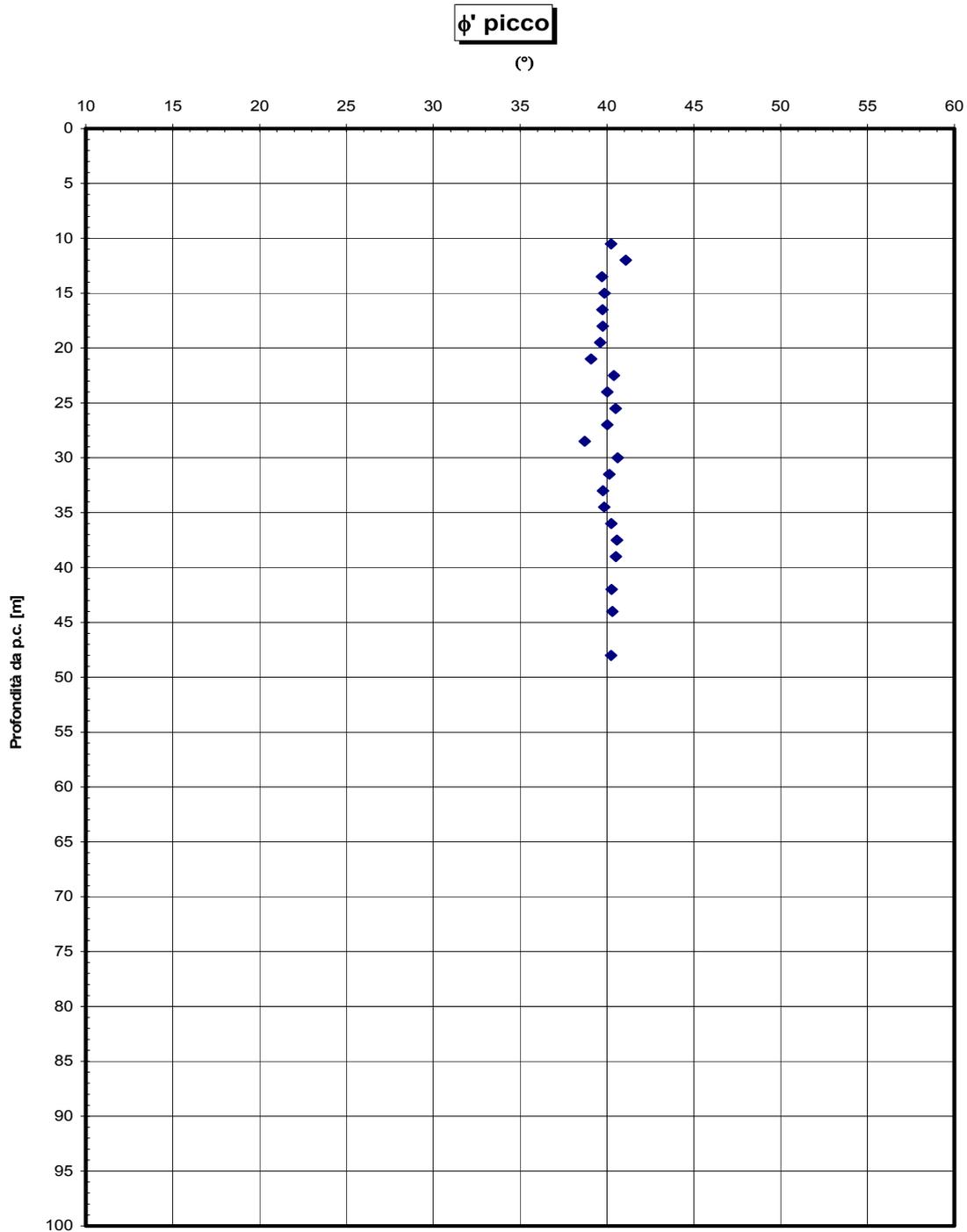


Figura 83– Pila 3

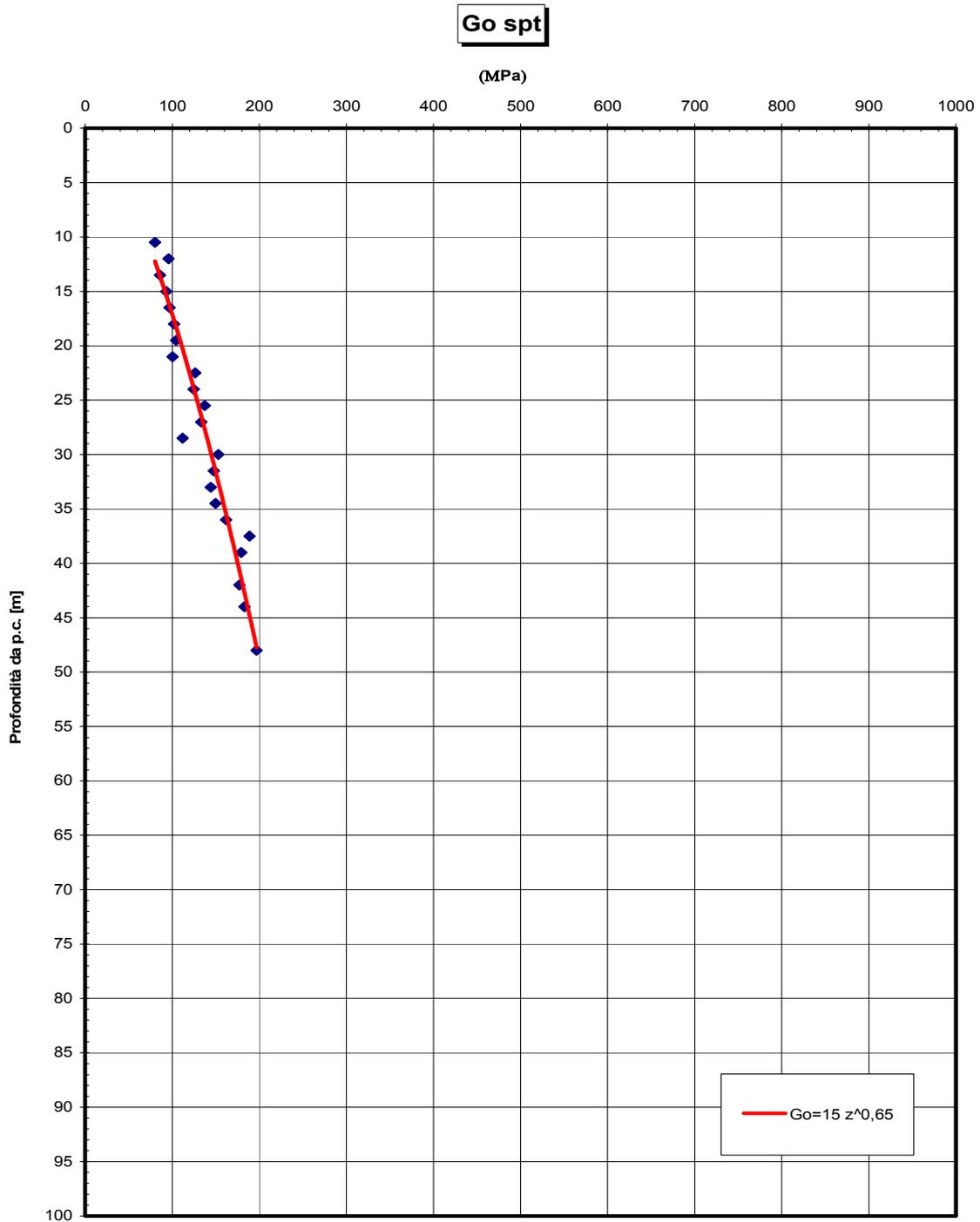
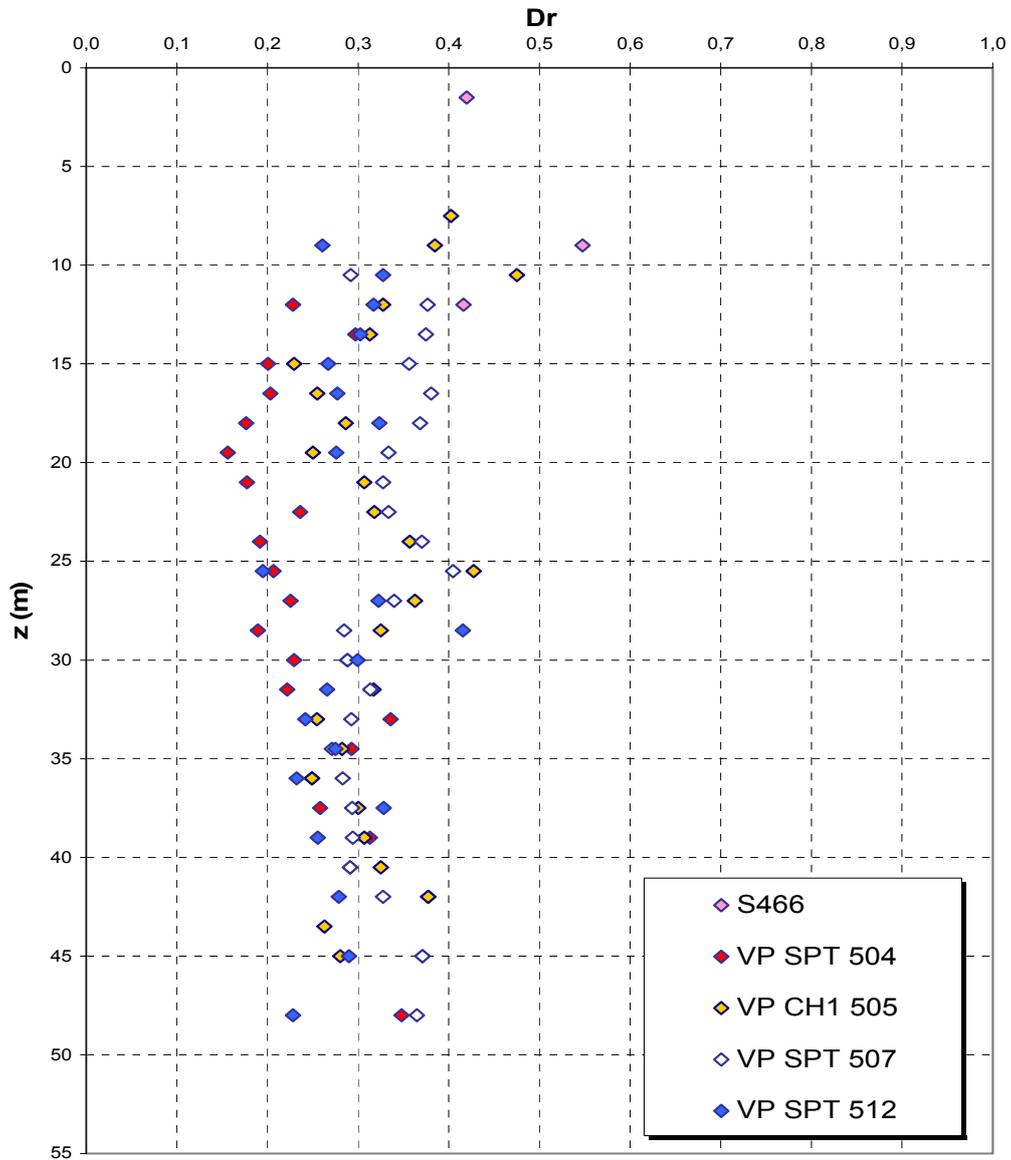


Figura 84– Pila 3

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**PILA 4 :**

**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)**  
**Componente ghiaiosa e sabbiosa**  
**SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**  
**- Viadotto Pantano\_Pila 4-**



*Figura 85*

eo

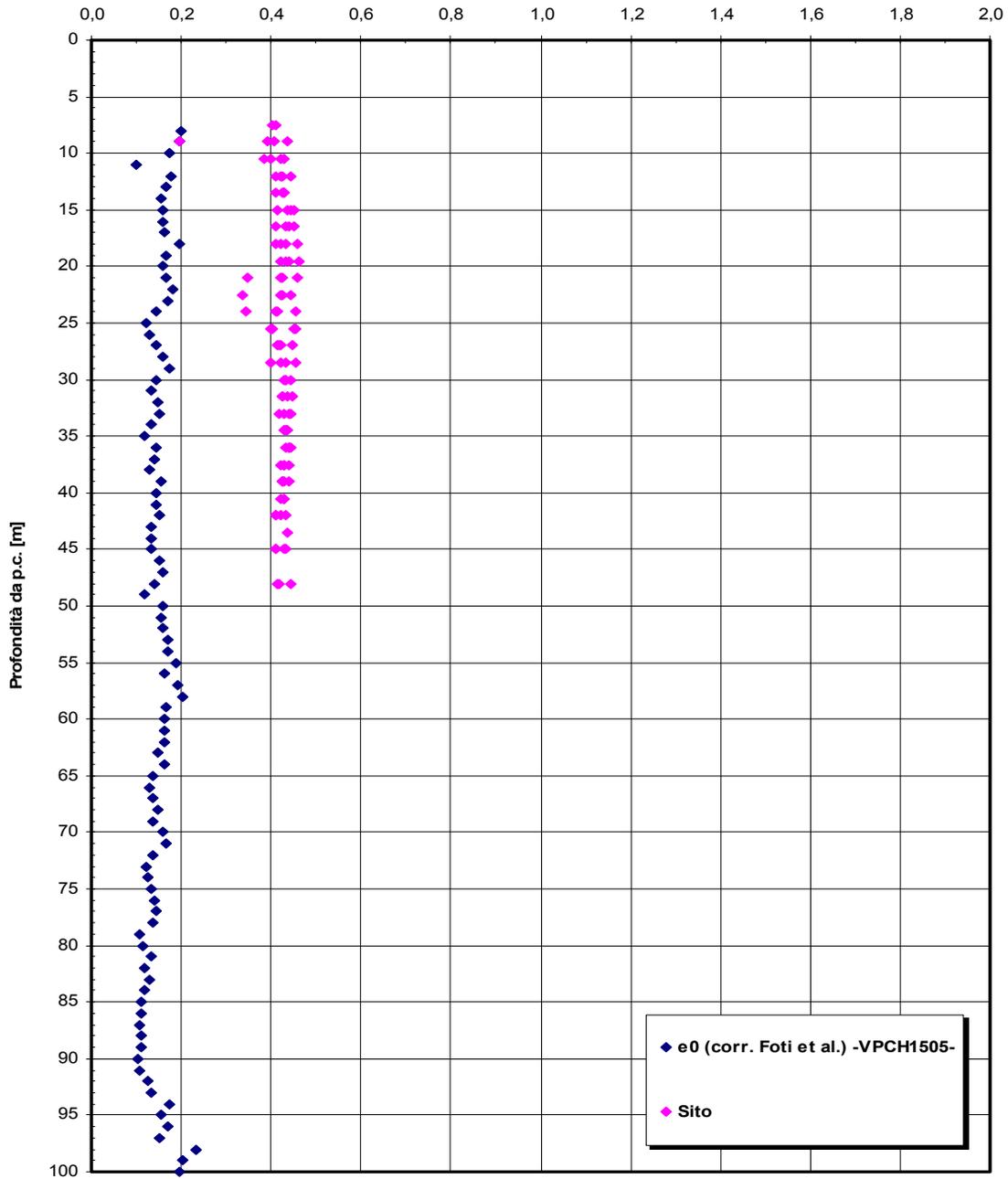
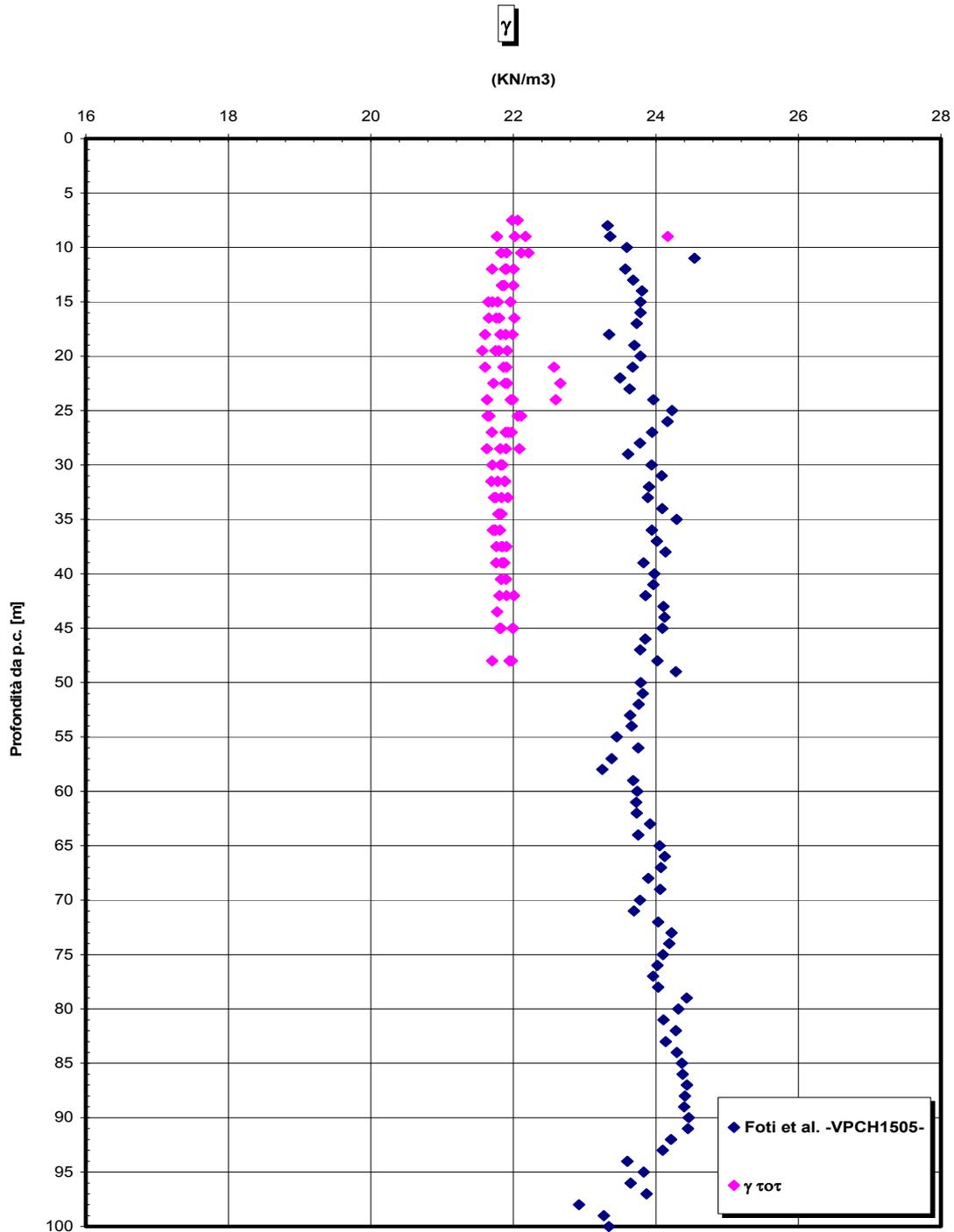


Figura 86 – Pila 4



**Figura 87 – Pila 4**

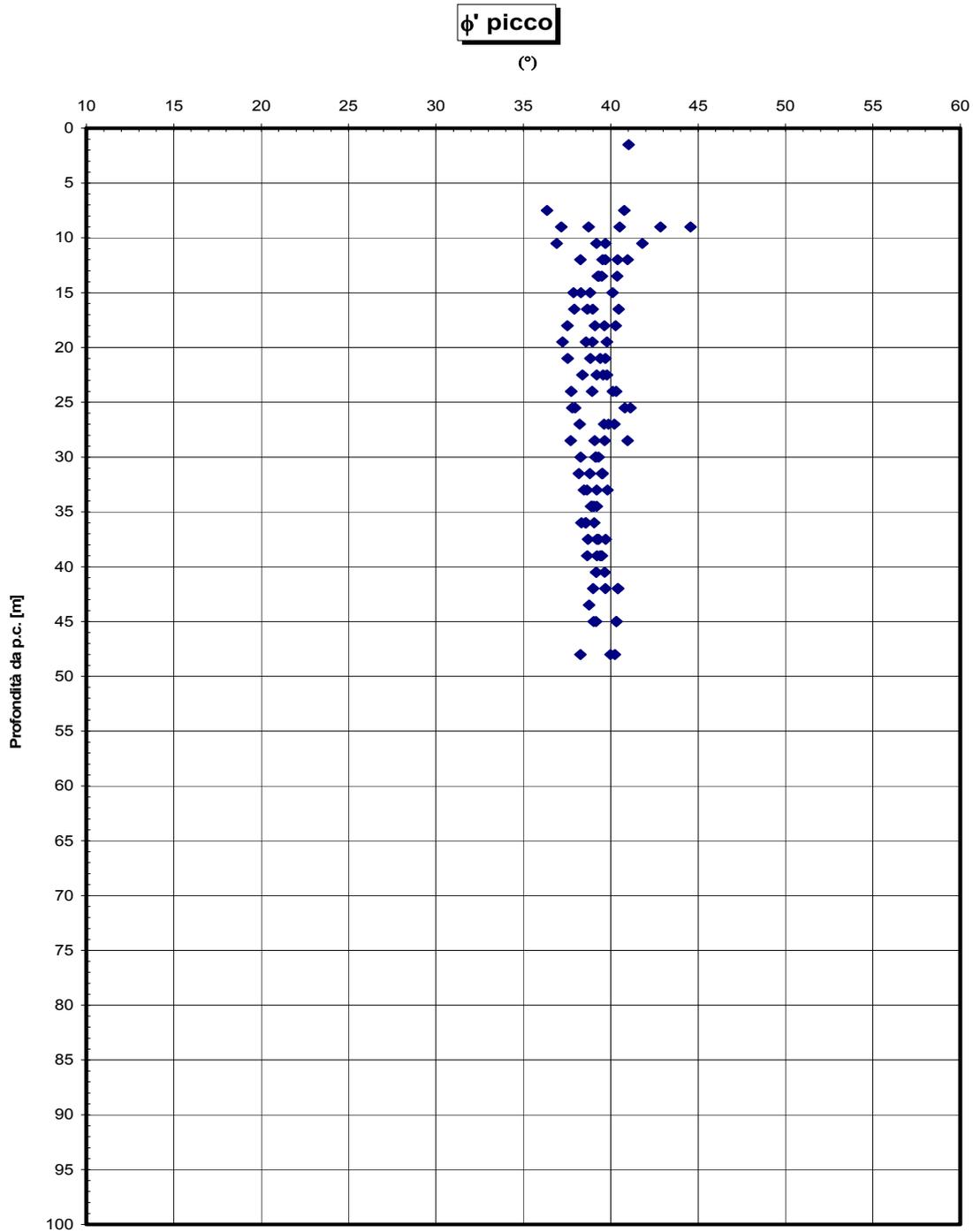


Figura 88 – Pila 4

**Go spt**

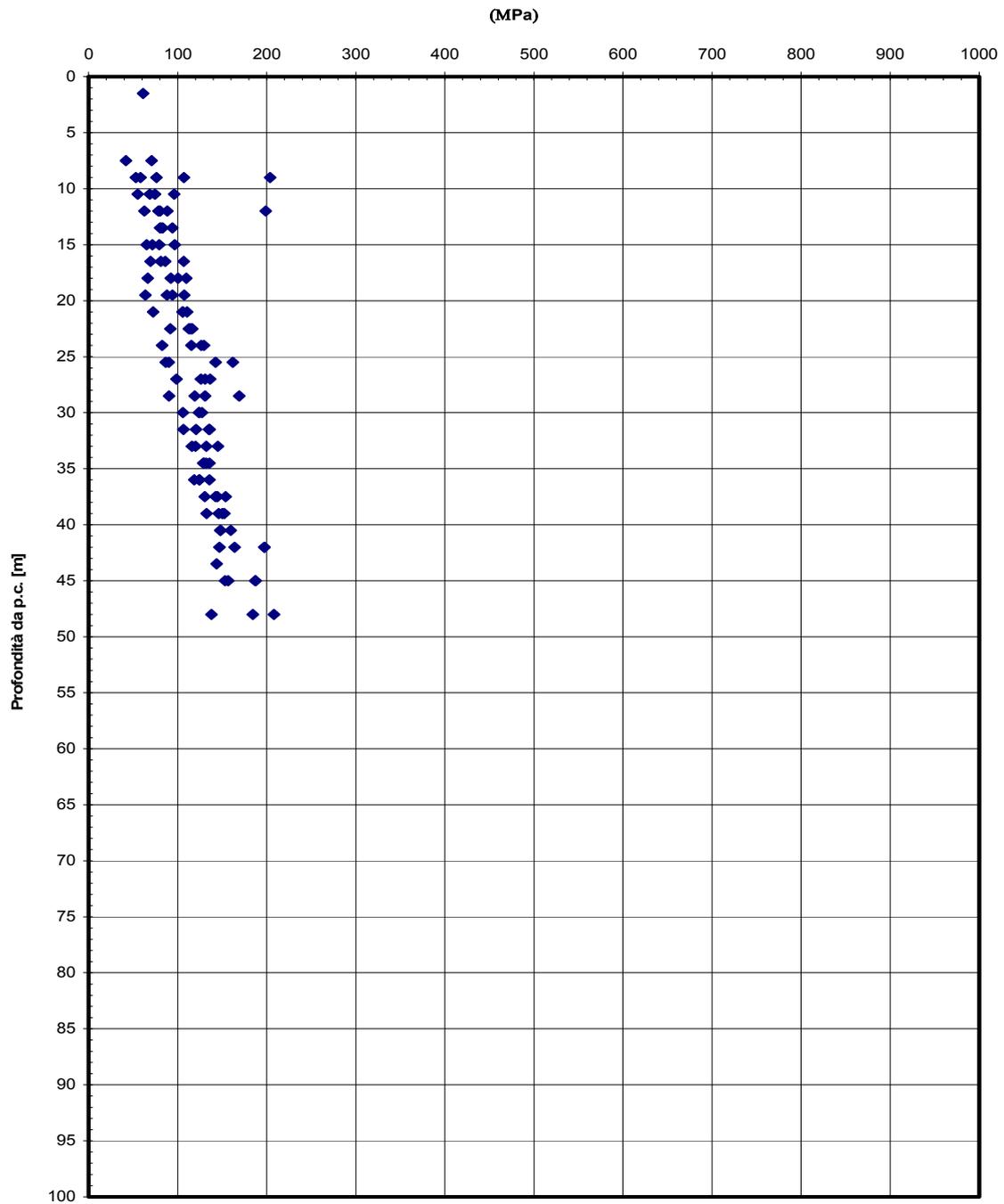
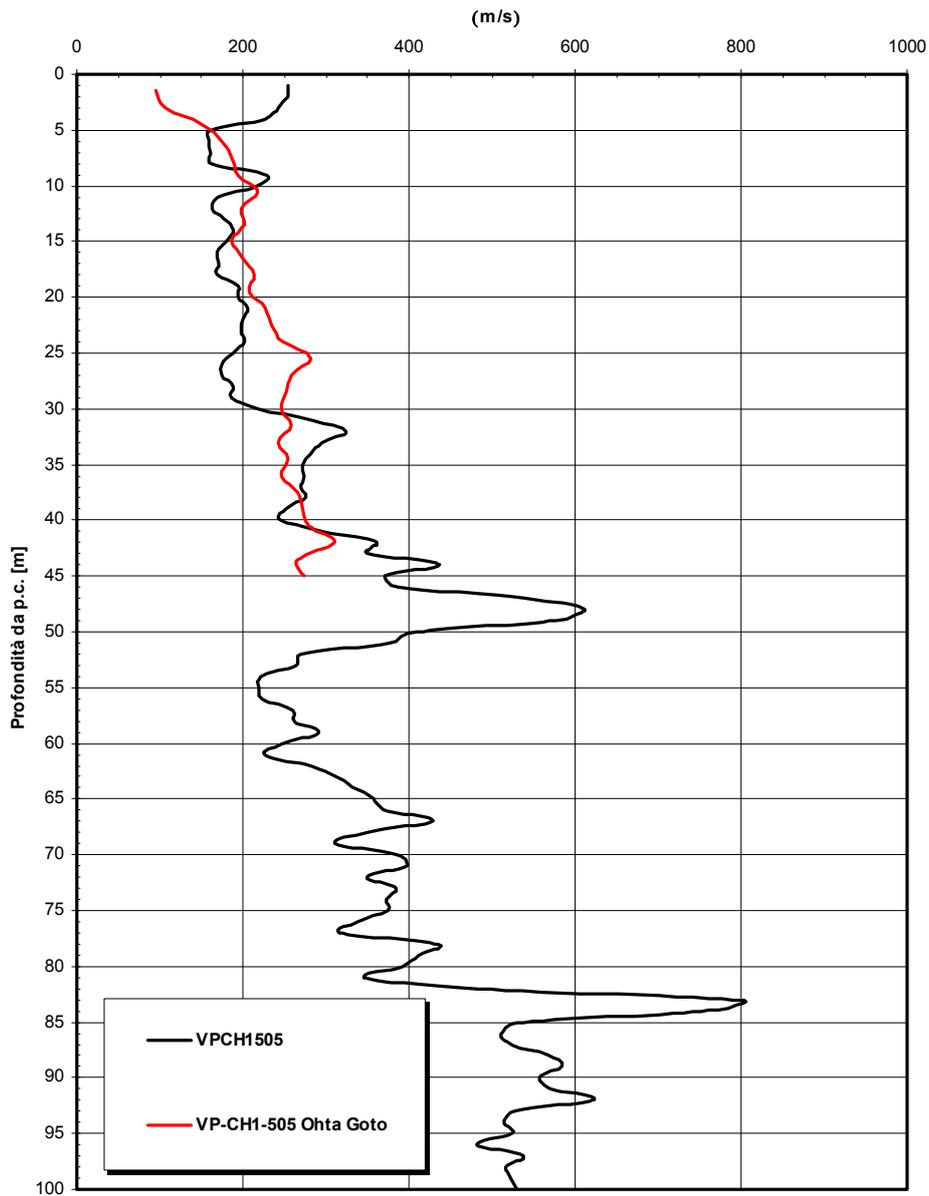


Figura 89 – Pila 4

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**VIADOTTO PANTANO - Sabbie e ghiaie -Vs -**

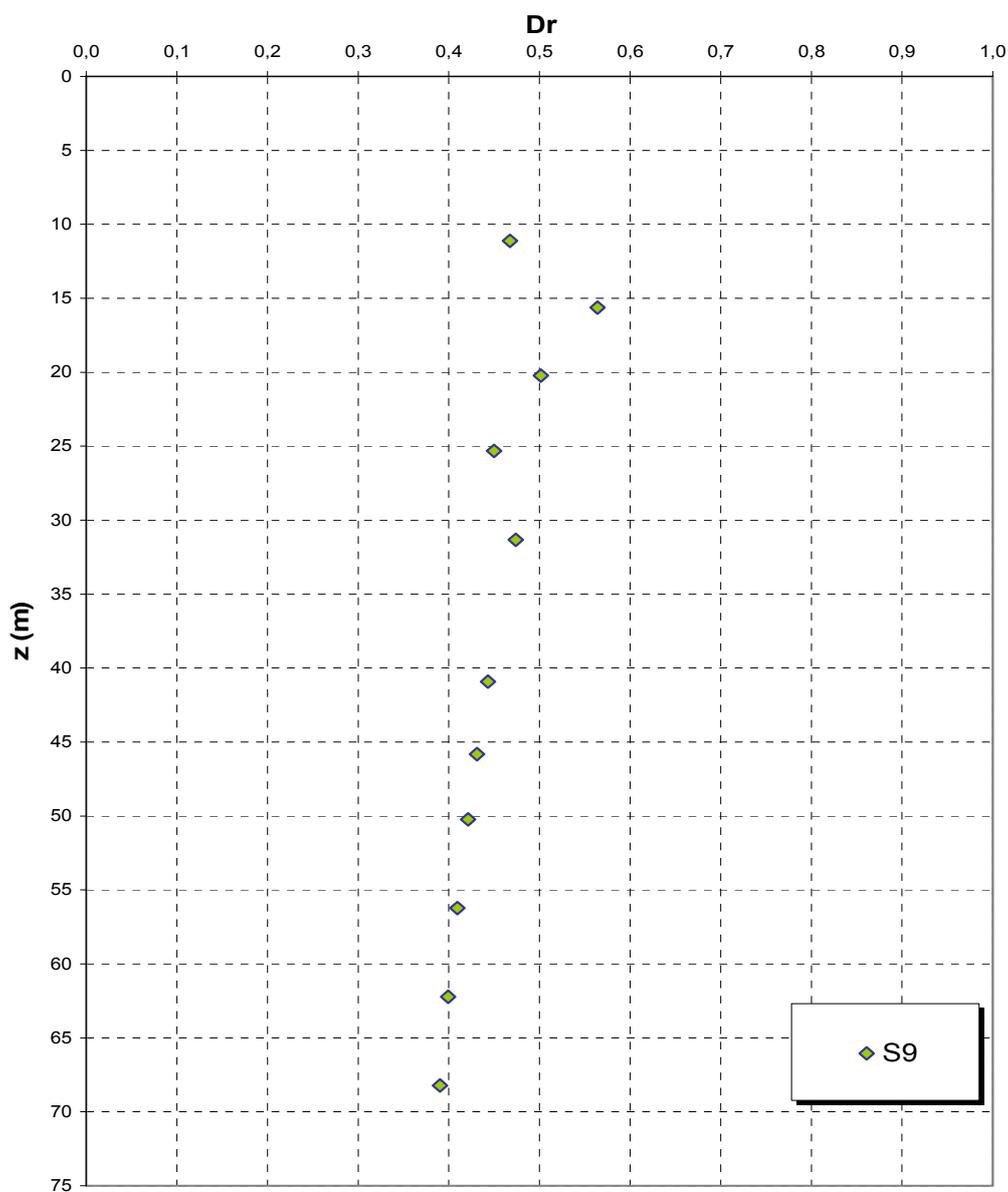


*Figura 90 – Pila 4*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

**PILA 5 :**

**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)**  
**Componente ghiaiosa e sabbiosa**  
**SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**  
**- Viadotto Pantano\_Pila 5-**



*Figura 91*

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b>  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>		
<p align="center">RELAZIONE GEOTECNICA</p>		<p><i>Codice documento</i>  PA0109_F0.doc</p>	<p><i>Rev.</i>  F0</p>	<p><i>Data</i>  20/06/2011</p>

eo

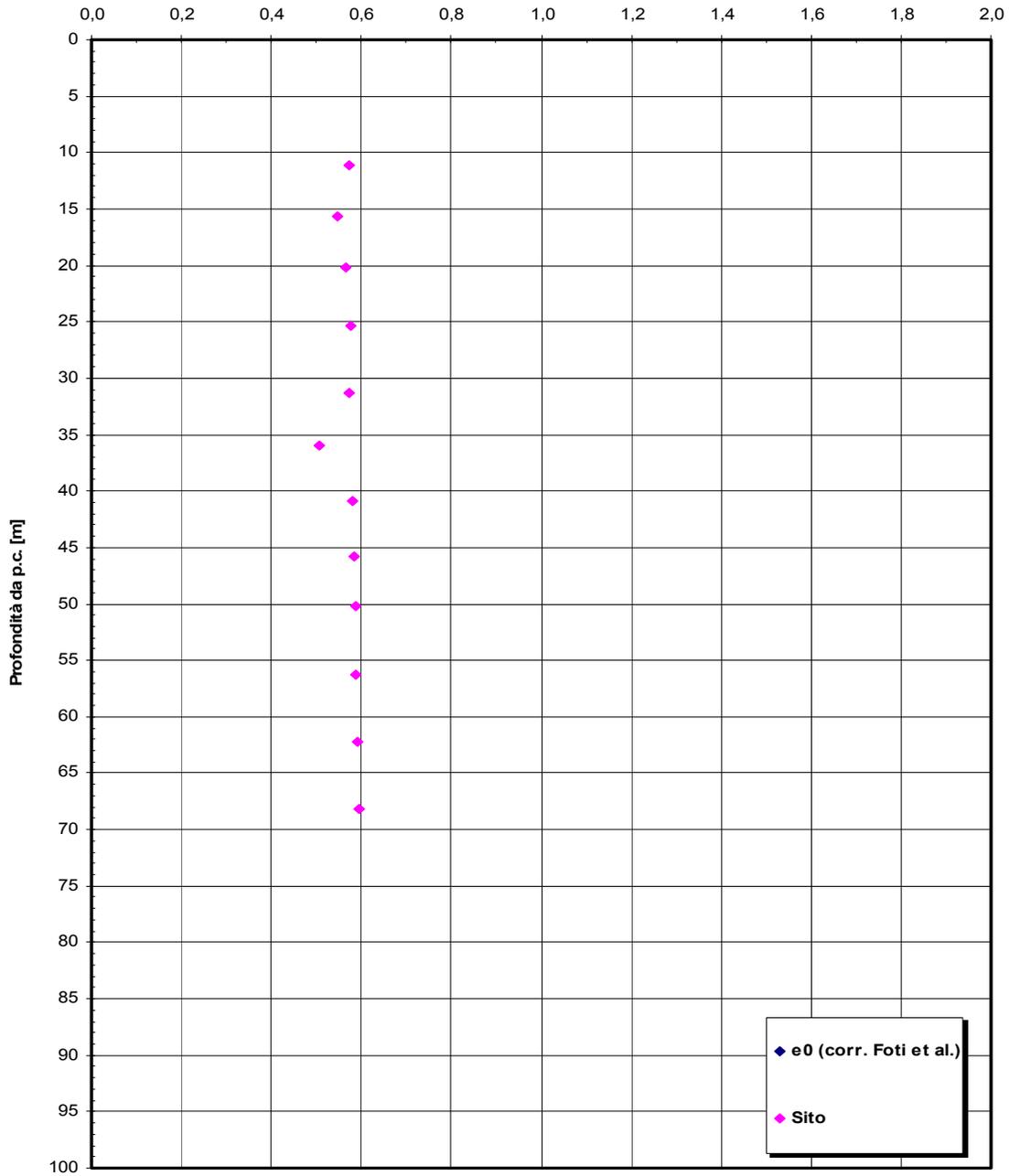


Figura 92– Pila 5

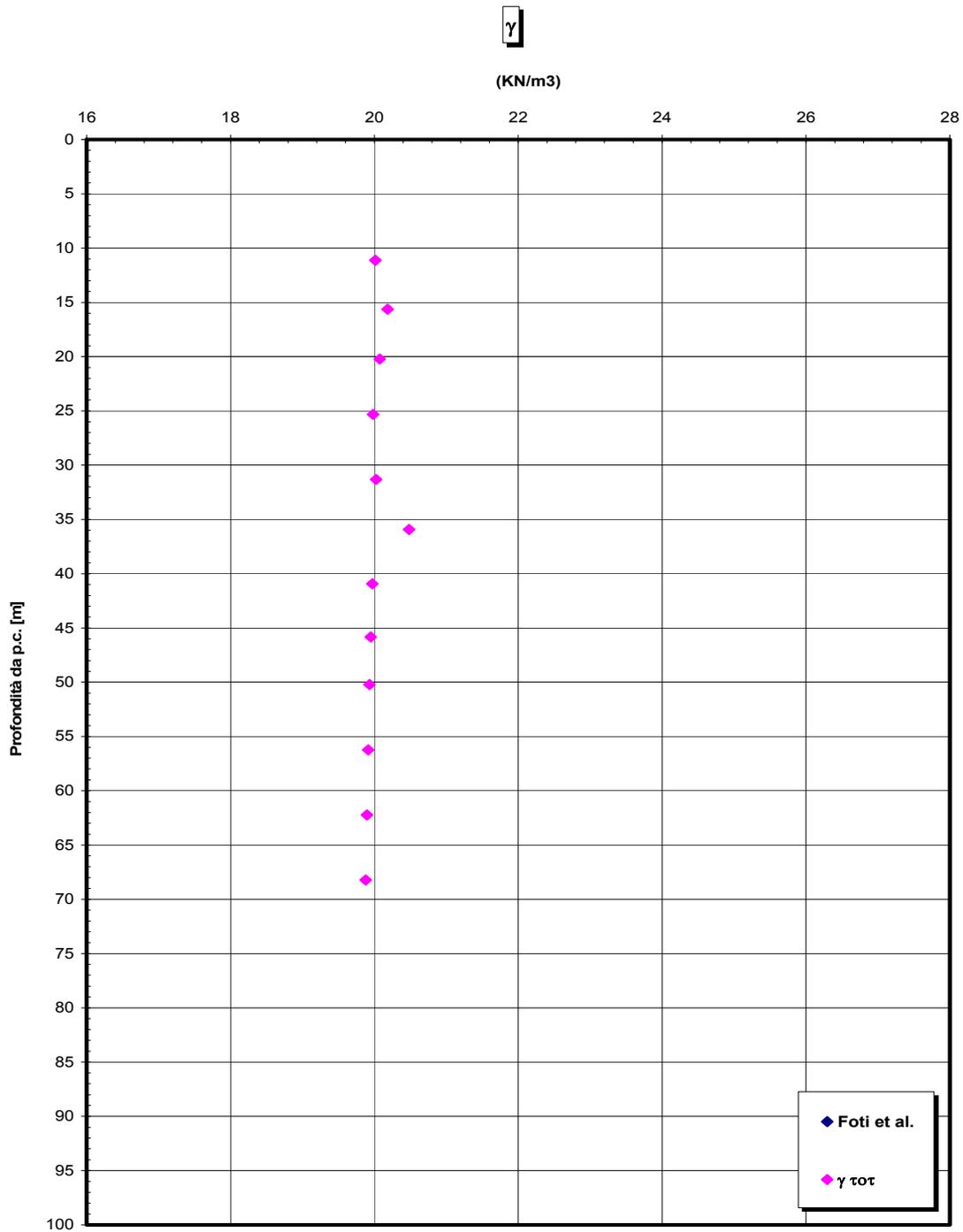
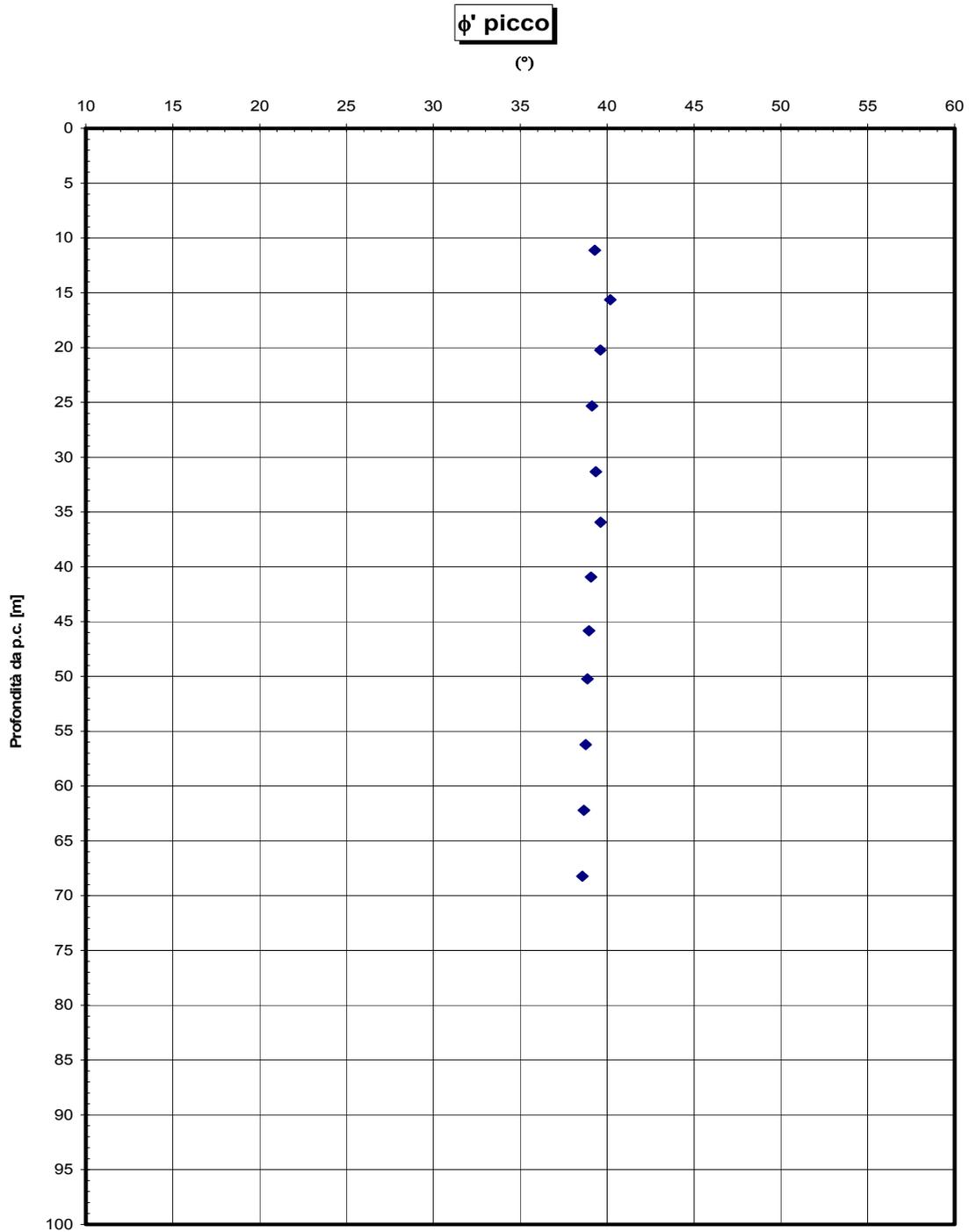
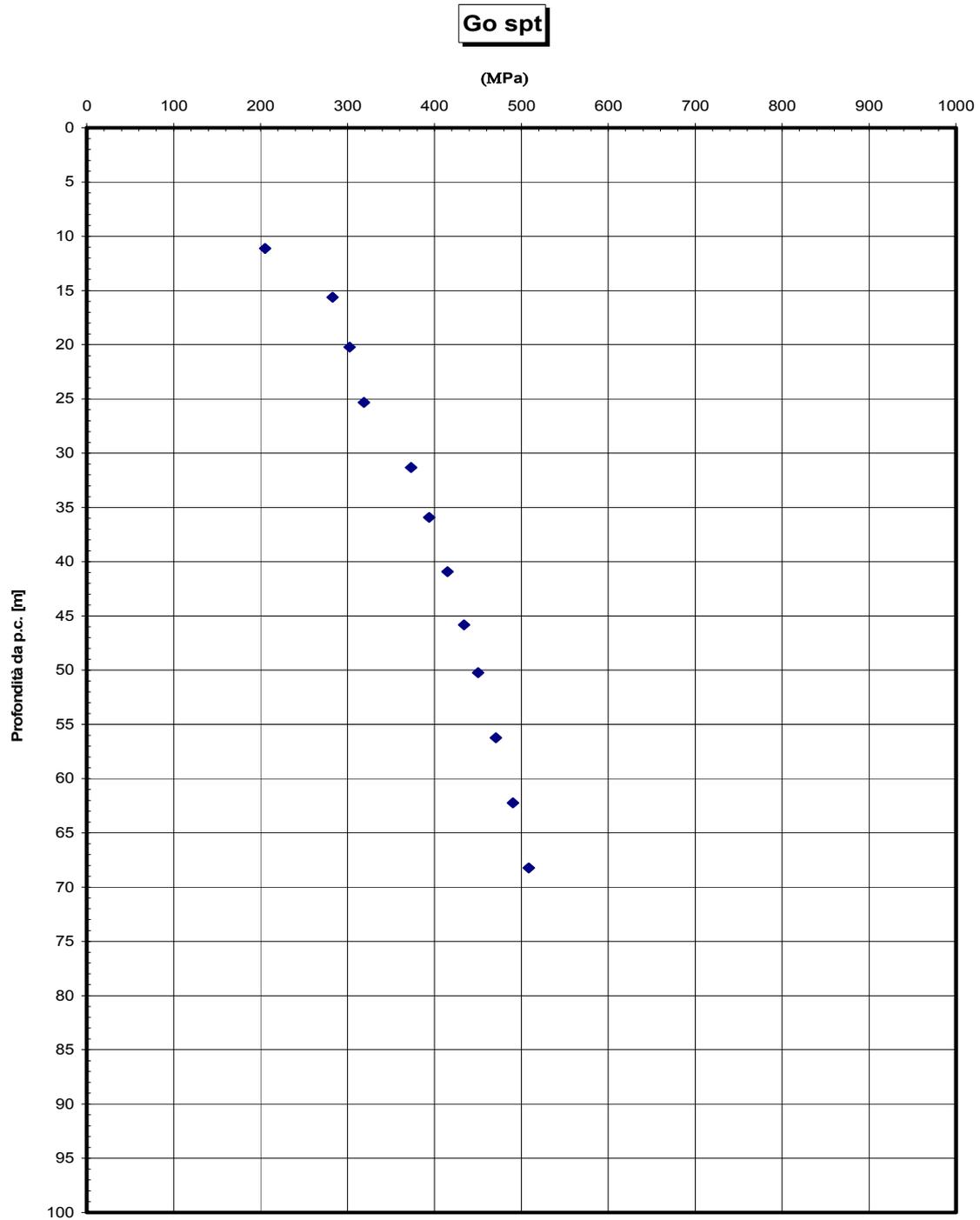


Figura 93– Pila 5

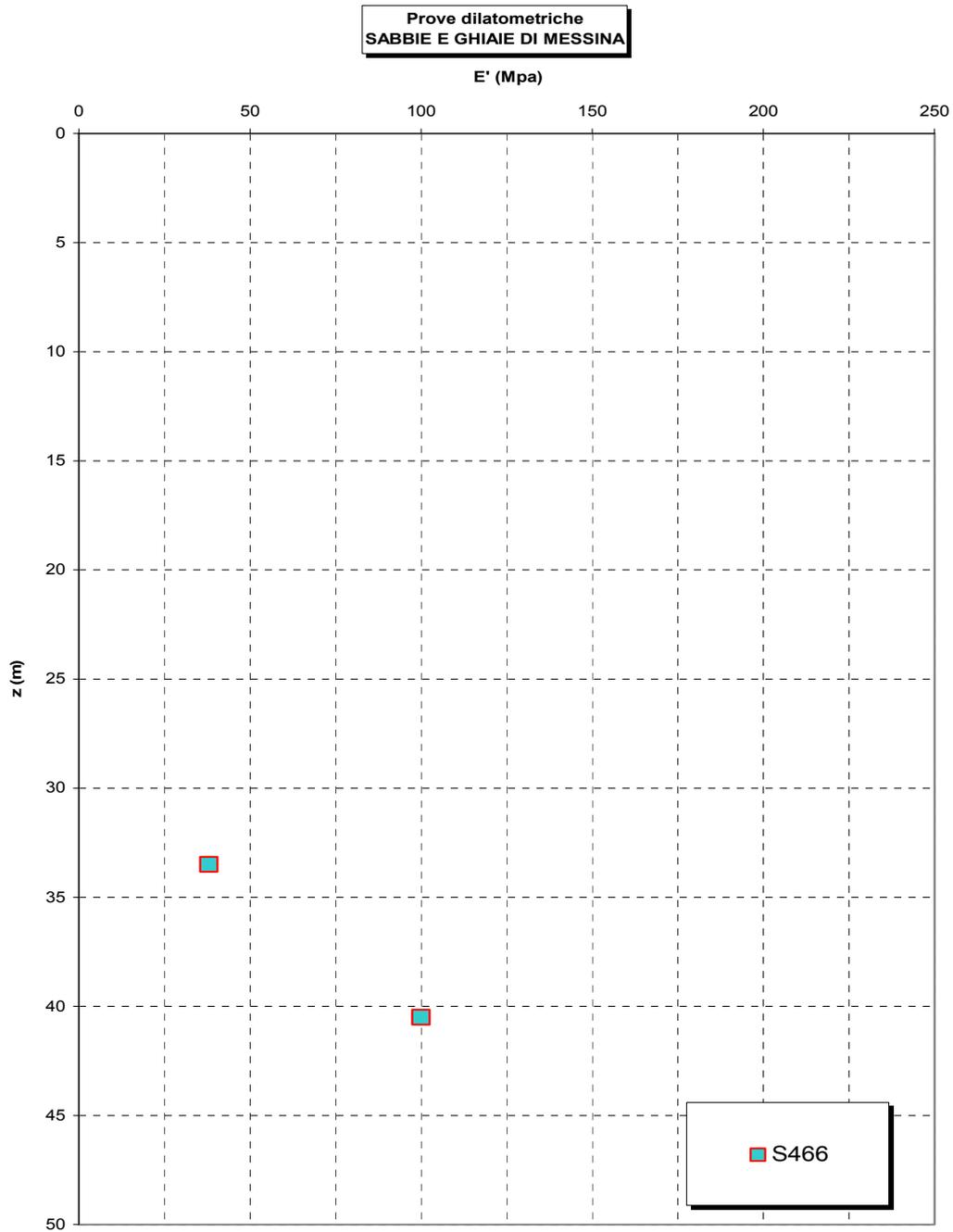


**Figura 94– Pila 5**



*Figura 95– Pila 5*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> PA0109_F0.doc	<i>Rev.</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



*Figura 96*