



# 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>
--	--	---	--

<i>Unità Funzionale</i>	COLLEGAMENTI CALABRIA	<b>CS0356_F0</b>
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	VIADOTTO ZAGARELLA 2	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE GEOTECNICA	

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

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	R.CAFFARENA	G.SCIUTO	F.COLLA



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE .....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI .....	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	10
3.1 Conglomerato cementizio .....	10
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni .....	10
3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione.....	10
3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni .....	10
3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni .....	11
3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato, cordoli e baggioli.....	11
3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate.....	11
3.2 Acciaio per cemento armato .....	12
3.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo CORTEN .....	12
3.4 Collegamenti bullonati .....	13
3.5 Connettori a piolo .....	13
3.6 Saldature.....	13
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	14
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	14
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	16
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO .....	42
5 ANALISI DELLE FONDAZIONI .....	49
5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE .....	49
5.1.1 MODELLO DI CALCOLO.....	53
5.1.1.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	53
5.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	56
5.1.3 Combinazioni per gli S.L.U. ....	58
5.1.3.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max) .....	59
5.1.3.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min) .....	64
5.1.4 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	68
5.1.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PALO.....	69

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.1.4.2	Verifiche di deformabilità.....	71
5.1.4.3	Verifica di capacità portante.....	71
5.2	ANALISI AVANZATA DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE.....	76
5.2.1	ANALISI DEI CARICHI .....	76
5.2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	76
5.2.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO .....	76
5.2.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	77
5.2.3	Risultati delle analisi delle palificate delle Spalle.....	84
5.2.3.1	Azioni in testa a ciascun palo .....	85
5.2.3.2	Deformazioni lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	91
5.2.3.3	Deformazioni lungo l'asse trasversale per ciascun palo .....	91
5.2.3.4	Azioni taglianti lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	92
5.2.3.5	Azioni taglianti lungo l'asse trasversale per ciascun palo .....	92
5.2.3.6	Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	93
5.2.3.7	Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse trasversale per ciascun palo .....	93
5.2.4	Conclusione delle analisi svolte .....	94

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del ponte ubicato alla PK. 2+282 denominato "Viadotto Zagarella 2" (altezza max. trave 240 cm e luce 40 m), nell'ambito del progetto Definitivo per la realizzazione del "Ponte sullo Stretto di Messina".

### 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [NT\_1]. D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT\_2]. C.M. 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT\_3]. UNI EN 1990: 2006 "Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale"
- [NT\_4]. UNI EN 1991-1-1: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici"
- [NT\_5]. UNI EN 1991-1-4: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"
- [NT\_6]. UNI EN 1991-1-5: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche"
- [NT\_7]. UNI EN 1991-2: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti"
- [NT\_8]. UNI EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [NT\_9]. UNI EN 1992-2: 2006 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi"
- [NT\_10]. UNI EN 1993-1-5: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra"
- [NT\_11]. UNI EN 1993-1-9: 2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica"
- [NT\_12]. UNI EN 1993-2: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio"
- [NT\_13]. UNI EN 1994-2: 2006 "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti"

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [NT\_14]. UNI EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”
- [NT\_15]. UNI EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
- [NT\_16]. UNI EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [NT\_17]. UNI 11104-2004 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”
- [NT\_18]. UNI EN 197-1-2007 “Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [NT\_19]. UNI EN 206-1-2006 “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”
- [NT\_20]. CNR DT 207: 2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### **RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE**

- [B1]. A.I.C.A.P. [2006] - "Guida all'uso dell'Eurocodice 2"
- [B2]. ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a."
- [B3]. CSI COMPUTER & STRUCTURE [2009] - "SAP 2000 user's manual"
- [B4]. C. CESTELLI GUIDI [1987] - "Cemento armato precompresso"
- [B5]. DAVID COLLINGS [2005] - "Steel-concrete composite bridge"
- [B6]. ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- [B7]. INTERNETIONAL CENTRE FOR MECHANICAL SCIENCES [2003] - "Strutture composte: nuove costruzioni – recupero – ponti"
- [B8]. LUIGI SABBATELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- [B9]. MARIO PETRANGELI [1996] - "Progettazione e costruzione di ponti"
- [B10]. MARCELLO ARICI, ENZO SIVIERO [2005] - "Nuovi orientamenti per la progettazione di Ponti e Viadotti"
- [B11]. NIGEL R. HEWSON [2006] - "Prestressed concrete bridge: design and construction"
- [B12]. O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- [B13]. PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- [B14]. P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"
- [B15]. R. WALTHER, B. HOURIET, W. ISLER, P. MOIA, J.F. KLEIN [2008] - "Cable stayed bridges"
- [B16]. WAI-FAH CHEN, LIAN DUAN [2000] - "Bridge engineering, substructure design"

### **RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO**

- [B17]. ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"
- [B18]. AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- [B19]. C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- [B20]. C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] - "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- [B21]. D. PIETRA, G.M. CALVI, R. PINHO [2008] - "Displacement-based seismic design of isolated bridge"

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [B22]. ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- [B23]. IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- [B24]. M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- [B25]. P.E. PINTO, P. FRANCHIN, A. LUPOI [2009] - "Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti"
- [B26]. P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

#### **RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO**

- [B27]. ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [B28]. BRINCH-HANSEN, J. [1961] - "A General Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.11, Copenhagen.
- [B29]. BRINCH-HANSEN, J. [1970] - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- [B30]. BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047
- [B31]. BUSTAMANTE M., GIANESELLI L.. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.
- [B32]. BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- [B33]. CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- [B34]. DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961] - "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations circulaires etablies en surface". 5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.
- [B35]. GROUP 7.0 for windows [2000] - Technical & User's manual – Ensoft Inc.
- [B36]. H.G. POULOS, E.H. DAVIS [2002] - "Analisi e progettazione di fondazioni su pali"
- [B37]. JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983] - "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- [B38]. LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [B39]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" -



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

*Geotechnique, 2, 301-332.*

- [B40]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - *Canadian Geotechnical Journal*, 1, 16-26
- [B41]. MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978] - "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand" - *Canadian Geotechnical Journal*, 15, 171-182, 183-189.
- [B42]. REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977] - "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Washington D.C., vol.1
- [B43]. REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1974] - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [B44]. REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [B45]. REESE L.C., WELCH R.C. [1975] - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – *Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975, pp. 633 – 649.*
- [B46]. SKEMPTON, A. W. [1951] - "The bearing capacity of clays" - *Building Research Congress, London, 1, 180-189.*
- [B47]. VESIC, A.S. [1970] - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - *JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.*
- [B48]. VESIC, A.S. [1973] - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - *JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.*
- [B49]. WELCH, R.C., REESE L.C. [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – *Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

### 3 CARATTERISTICHE MATERIALI

#### 3.1 Conglomerato cementizio

I conglomerati cementizi dovranno essere realizzati in accordo con le normative UNI 11104 e UNI EN 206-1; più in dettaglio ogni parte strutturale dovrà possedere le seguenti caratteristiche resistenti:

##### 3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	X0
Classe di consistenza	S4 / S5

##### 3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0,85 * f_{ck}/1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4-S5

##### 3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0,85 * f_{ck}/1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 1,795 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,197 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	S4	

### 3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	= 18,133 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,024 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,117 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,411 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XC4 – XS1– XF2	
Classe di consistenza	S4	

### 3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato, cordoli e baggioli

Classe	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	= 18,133 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,024 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,117 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,411 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XF4	
Classe di consistenza	S4	

### 3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate

Classe	C35/45	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 45$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 35$	N/mm <sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,833 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,210 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,247 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,498 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XS1–XF2
Classe di consistenza	S4

### 3.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

### 3.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo CORTEN

In conformità con la norma UNI EN 10025:

- Elementi composti per saldatura:

spessori  $t \leq 40 \text{ mm}$ :

Tipo	S355J2G3
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

spessori  $t > 40 \text{ mm}$ :

Tipo	S355K2G3
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

- Elementi non saldati:

spessori  $t \leq 16 \text{ mm}$ :

Tipo	S355J0
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

spessori  $16 < t \leq 40$  mm:

Tipo	S355J0
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

### 3.4 Collegamenti bullonati

Giunzioni ad attrito da realizzarsi con bulloneria ad alta resistenza a serraggio controllato secondo UNI 3740 e UNI 20898 parte I e II:

- Viti classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Dadi classe 10 (UNI EN ISO 20898-2:1994)
- Rosette acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI EN ISO 10083-2:2006)

Le giunzioni bullonate ad attrito dovranno prevedere un coefficiente di attrito pari a 0,3 e coppie di serraggio secondo D.M. 14.01.2008.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado.

Fori per bulloni secondo D.M. 14/01/2008.

### 3.5 Connettori a piolo

In conformità con la norma UNI EN ISO 13918:

Acciaio tipo	ST 37-3K (S235J2G3+C450)
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 350 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Allungamento	$A \geq 15\%$
Strizione	$Z \geq 50\%$

### 3.6 Saldature

In conformità con il D.M. 14/01/2008.

Dove non diversamente specificato si prevedono saldature a cordone d'angolo di lato pari a 0.7 per lo spessore minimo da collegare se su entrambi i lati, e di lato pari allo spessore minimo da collegare se su un solo lato. Tutti i cordoni devono essere sigillati sul contorno. Per i giunti a piena penetrazione le lamiere dovranno essere preventivamente preparate con opportuno cianfrino.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

### 4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La zona in cui è individuata l'opera esaminata nel presente documento, ricade all'incirca alla Latitudine di 38,232413 e Longitudine di 15,664375.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica via di corsa di larghezza massima  $B = 17,30$  m (dei quali 14,50 carrabili) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della viabilità; l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a  $90^\circ$ . Da un punto di vista statico, la struttura è a 1 campata con luce di calcolo pari a 40 m:

<b>Campata</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Spalla A – Spalla B	40,00

L'impalcato è a graticcio, realizzato mediante 3 travate metalliche doppio T con soletta in c.a. collaborante (prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta o similari, autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta) e traversi metallici reticolari. Le



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

travi in acciaio hanno altezza costante lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse 6,14 m. La larghezza delle piattabande superiori ed inferiori e lo spessore dei singoli elementi è costante lungo lo sviluppo della trave (vedi elaborati grafici):

	<b>TIPO 1</b>
H trave (mm)	2400
Piattabanda sup. (mm)	800x40
Anima (mm)	28
Piattabanda inf. (mm)	1000x45

Le travi in acciaio vengono prefabbricate in officina per conci di lunghezza massima 8,00 m, conci risultano trasportabili agevolmente senza oneri specifici.

La spalla è in c.a. di tipo tradizionale con muro frontale, paraghiaia e muri andatori, con fondazione di tipo indiretto, costituite da 12 pali  $\phi 1500$ . La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro frontale di spessore costante pari a 2,30 m, posto davanti al muro paraghiaia di spessore di 50 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 150 cm. Per limitare le deformazioni del paramento verticale viene realizzato un setto in c.a. gettato in opera dello spessore di 100 cm, posto a tergo della spalla in posizione baricentrica.

Le spalle sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte, parallele alla direzione di scorrimento del corso d'acqua interferito.

Il sistema di vincolamento è realizzato mediante appoggi tipo VASOFLON, creando uno schema statico isostatico mediante un carrello e una cerniera. Saranno quindi predisposti:

- su spalla B = 2 appoggio unidirezionale trasversali + 1 appoggio fisso
- su spalla A = 2 appoggi multidirezionali +1 appoggio unidirezionale longitudinale

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo e risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

Gli elementi di sostegno ai quali vengono trasmesse le azioni longitudinali e le azioni trasversali sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

limite ultimo.

Sono presenti inoltre ritegni sismici di emergenza in direzione trasversale (realizzati in cemento armato), i quali non possono però essere considerati come dispositivi di ritenuta adatti a fenomeni ciclici perché durante un evento sismico sono elementi soggetti a fenomeni di martellamento.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

La zona in cui ricade l'opera è individuata da 2 sondaggi presenti in adiacenza all'opera: C433 e C434. In particolare il sondaggio C433 si trova a tergo della spalla A dell'opera, mentre il sondaggio C434 è eseguito in corrispondenza dell'alveo del corso d'acqua Zagarella.

Le fondazioni si attestano a una profondità media di circa 4,3 m dal p.c. (p.c. definito dal sondaggio C433).

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia dove i primi 7-8 m da intradosso fondazione sono caratterizzati da "depositi marini terrazzati", mentre il successivo strato uniforme è caratterizzato dai "plutoniti di tipo A".

Sono presenti due strati coesivi (individuati dal sondaggio C434) rispettivamente alla profondità di 8.9÷9.7m da p.c. e di 10.7÷11.4m da p.c. In corrispondenza dei due strati compressibili sono state eseguite solamente prove Nspt in foro (senza prelievo di campioni) le quali hanno dato risultati di Nspt = 8.

Dal sondaggio C433 si evince che i primi 4-5 m da p.c. sono caratterizzati da materiali di riporto; la fondazione si attesta al di sotto di questi strati. Viene prescritto che durante lo scavo deve essere bonificato tutto il materiale di riporto presente.

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

### DEPOSITI MARINI TERRAZZATI

<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	18-20
<b>c' <sub>picco</sub> (kPa)</b>	0
<b><math>\phi'</math> <sub>picco</sub> (°)</b>	38°÷40° (p'ff=0-272KPa) / 36° ÷38° (p'ff=272-350KPa)
<b>C<sub>residuo</sub>' (kPa)</b>	0



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$\Phi_{\text{residuo}}' (\text{°})$	$33^{\circ} \div 35^{\circ}$
$k_o (-)$	0.4-0.5
$V_s (\text{m/sec})$	$200+14 \cdot (z)$
$G'_o (\text{MPa})$	$G_o = 2060 \cdot p_a \cdot \left( \frac{p_o}{p_a} \right)^{0.6}$
$E' (\text{MPa}) *$	$E = (19 \div 30) \cdot (z)^{0.7}$
$\nu' (-)$	0.2
$K(\text{m/s})$	$10^{-5} - 10^{-6}$

#### PLUTONITI DI TIPO A

$\gamma (\text{kN/m}^3)$	$21 \div 23$
$c'_{\text{picco}} (\text{kPa})$	vedi sotto
$\phi'_{\text{picco}} (\text{°})$	vedi sotto
$C_{\text{residuo}}' (\text{kPa})$	vedi sotto
$\Phi_{\text{residuo}}' (\text{°})$	vedi sotto
$k_o (-)$	-
$V_s (\text{m/sec})$	$V_s=400+13z (\text{m/s})$
$G'_o (\text{MPa})$	-
$E' (\text{MPa}) *$	$E'=250 \div 500 \text{ Mpa}$ in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10m di profondità  $E'=500 \div 700 \text{ Mpa}$ in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10-35m di profondità  $E'=1000 \div 1500 \text{ Mpa}$ per profondità maggiori
$\nu' (-)$	0.2
$K(\text{m/s})$	$10^{-7} \div 10^{-8}$

Sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di  $38^{\circ}$ ; ai parametri di resistenza operativi al taglio in termini di sforzi efficaci si sono assegnati i seguenti valori operativi:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### Resistenze di picco / operative ( $p'_{ff}=0 - 272\text{KPa}$ )

$c' = 0 \text{ kPa}$  = coesione apparente

$\phi' = 36^\circ$  = angolo di resistenza al taglio

Tali valori sono compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra 0 e 272KPa.

In problemi caratterizzati da un aumento delle tensioni normali si possono definire i seguenti parametri:

### Resistenze di picco / operative ( $p'_{ff}=272 - 350\text{KPa}$ )

$c'_p = 0 \text{ kPa}$  = coesione apparente

$\phi'_p = 36^\circ$  = angolo di resistenza al taglio.

Tali valori sono compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra 272KPa÷350KPa.

### STRATI COMPRESSIBILI (sondaggio C434)

<b>Nspt</b>	8
<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	20
<b><math>c_u</math> (kPa)</b>	44 (5,5 · Nspt)
<b><math>c'</math> (kPa)</b>	15
<b><math>\phi'</math> (°)</b>	0
<b><math>E'</math> (MPa) *</b>	9 (200 · Cu)
<b><math>\nu'</math> (-)</b>	0.2

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

NSPT = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$\phi'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\phi'_r$  = angolo di attrito residuo;

$c'_r$  = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica;

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\sigma_{vmax}'$  = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

$k_o$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

$k_v$  = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

$G_o$  = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

$E'$  = modulo di Young "operativo"; \* = si considerano valori nel range per gallerie, fronti di scavo sostenuti, opere di sostegno tirantate o puntonate; valori al minimo del range per fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati.

$\nu'$  (-) = coefficiente di Poisson

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

$p'_o$  = pressione efficace alla profondità  $z$ , espressa in MPa

La posizione della falda è stata individuata (sondaggio C434) a una profondità di circa 12 m da p.c. (p.c. definito dal sondaggio C434), che corrisponde a una profondità di circa 12 m da intradosso fondazione.

Per un maggior dettaglio della caratterizzazione geotecnica dei suoli si rimanda alla relazione generale CG0800PRBDCSBC8G000000001.

Per un maggior dettaglio della stratigrafia di profilo si rimanda agli elaborati:

Profilo geologico-geotecnico - Tav. 1/2 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 05

Profilo geologico-geotecnico - Tav. 2/2 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 26

Profilo idrogeologico 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 06

Nel seguito si porta un estratto di dettaglio per la zona in esame, con la descrizione approfondita delle due litologie presenti. Un maggior dettaglio della caratterizzazione dei due strati compressibili è rimandata alla fase successiva di progettazione.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### Descrizione delle litologie prevalenti

Le litologie prevalenti sono costituite dalle formazioni dei Depositi terrazzati marini, plutoniti.

Depositi terrazzati marini: sono rappresentati da depositi marini sabbiosi e sabbioso ghiaiosi fortemente pedogenizzati in prossimità della superficie. I depositi dei terrazzi marini rappresentano terre da sciolte a debolmente coesive con cementazione da debole ad assente.

L'età attribuibile ai terrazzi cartografati nell'area di intervento copre l'intervallo Pleistocene medio-superiore.

Le plutoniti costituite da rocce cristalline granitoidi nel settore centro-meridionale sono, costituite da leucogranodioriti a due miche e graniti-monzograniti.

All'interno dei graniti è stato localmente riscontrato un sensibile grado di alterazione idrotermale che conferisce alla roccia un aspetto brecciato, a luoghi con colorazione biancastra e farinosa al tatto. Le evidenze di affioramento e di sondaggio consentono di ritenere determinante, ai fini della caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso, la presenza di una fratturazione, a luoghi molto intensa legata alla coesistenza di più sistemi di discontinuità che, tuttavia, non conferiscono all'ammasso una spiccata anisotropia.

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo.

Le prove sismiche nei lontani sondaggi C430 e CN451 forniscono una Vs30 di cat. B; cautelativamente si assume quindi la categoria C per la definizione del tipo di suolo, poiché sono stati ottenuti dei valori di N<sub>spt</sub>, nel vicino sondaggio C435, che oscillano tra 22 e 40 nei primi 7-8 m da p.c.

### Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti, si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

Le prove localmente utilizzate nella caratterizzazione sono:

#### Depositi terrazzati marini:

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa C dopo il km 1+500.

- prove SPT (C429, C430, C432, C433, C434, C3, C3bis)
- 2 prove sismiche (CN451, C430)
- 1 prova pressiometrica (SN9)
- 3 prove Le Franc (CN451, C425, C430)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed delle caratteristiche di

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

resistenza (TD, sondaggio C435)

#### Plutoniti

Si considerano i sondaggi della caratterizzazione generale.

- 15 rilievi geostrutturali
- 3 prove sismiche (SG11, SG11bis, CN451)
- 12 prove pressiometriche e dilatometriche
- 16 prove Le Franc
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed delle caratteristiche di resistenza

#### **Caratterizzazione geotecnica**

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G00000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

#### **Depositi terrazzati marini**

Per le caratteristiche fisiche l'andamento del fuso evidenzia che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 30%), sia di materiali intermedi (sabbie 50%). Il contenuto di fino è mediamente del 17%.

Con riferimento al fuso medio si ha:

- Il valore di  $D_{50}$  è pari a 0.5mm
- Il valore di  $D_{60}$  è pari a 1.0 mm
- Il valore di  $D_{10}$  è pari a 0.008 mm

Il peso di volume dei grani  $\gamma_s$  è risultato pari a circa 26.5 kN/m<sup>3</sup>.

Da letteratura si hanno a disposizione i valori di  $\gamma_{dmax}$  e  $\gamma_{dmin}$  pari rispettivamente a 18.8 e 15.7 kN/m<sup>3</sup>

Per lo stato iniziale si ha:

- **Dr:** i valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con il fattore correttivo  $C_{sg}=0.85$  corrispondente al  $d_{50}=0.5mm$ .

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- $e_o$ : a partire dal  $d_{50}$  stimato si ottiene di  $e_{max}-e_{min}$  pari a 0.35. Stimando per  $e_{max}$  un valore pari a 0.7 a partire dai valori di  $D_r$  è stato possibile determinare i valori di  $e_o$  in sito.
- $\gamma_d$ : in base ai valori di  $e_o$  da  $\gamma_s$  si può stimare  $\gamma$ , riportato nel grafico.
- $K_0$ : si considera la relazione di Jaky.

$D_r(\%)$ Prevalente sabbiosa	$D_r(\%)$ Sabbie e ghiaie	$\gamma_d(KN/m^3)$	$K_0$
<b>40-90</b>	<b>70-100</b>	<b>18-20</b>	<b>0.35</b>

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di circa  $40^\circ$ .

$z(m)$	$\phi'_p$ (pff=0-272KPa) ( $^\circ$ )	$\phi'_p$ (pff=-272-350KPa) ( $^\circ$ )	$\phi'_{cv}$ ( $^\circ$ )
<b>0-15</b>	<b>38-42</b>	<b>33-38</b>	<b>33-35</b>

Ai parametri di resistenza operativi al taglio in termini di sforzi efficaci si sono assegnati i seguenti valori operativi:

$c' = 0$  kPa = coesione apparente

$\phi' = 38^\circ \div 40^\circ$  = angolo di resistenza al taglio

Anche le prove pressiometriche (SN9) hanno fornito valori di  $38^\circ$

Per i valori di stato critico, in assenza di prove specifiche, in base ai dati di letteratura si possono definire i seguenti valori operativi

$c'_r = 0$  kPa = coesione apparente

$\phi'_r = 33^\circ \div 35^\circ$  = angolo di resistenza al taglio

Dalle prove di laboratorio su campioni rimaneggiati si ottiene per l'angolo di attrito un valore di  $30^\circ \div 35^\circ$ .

Per le caratteristiche di deformabilità in base alle SPT e alle sismiche si può assumere:

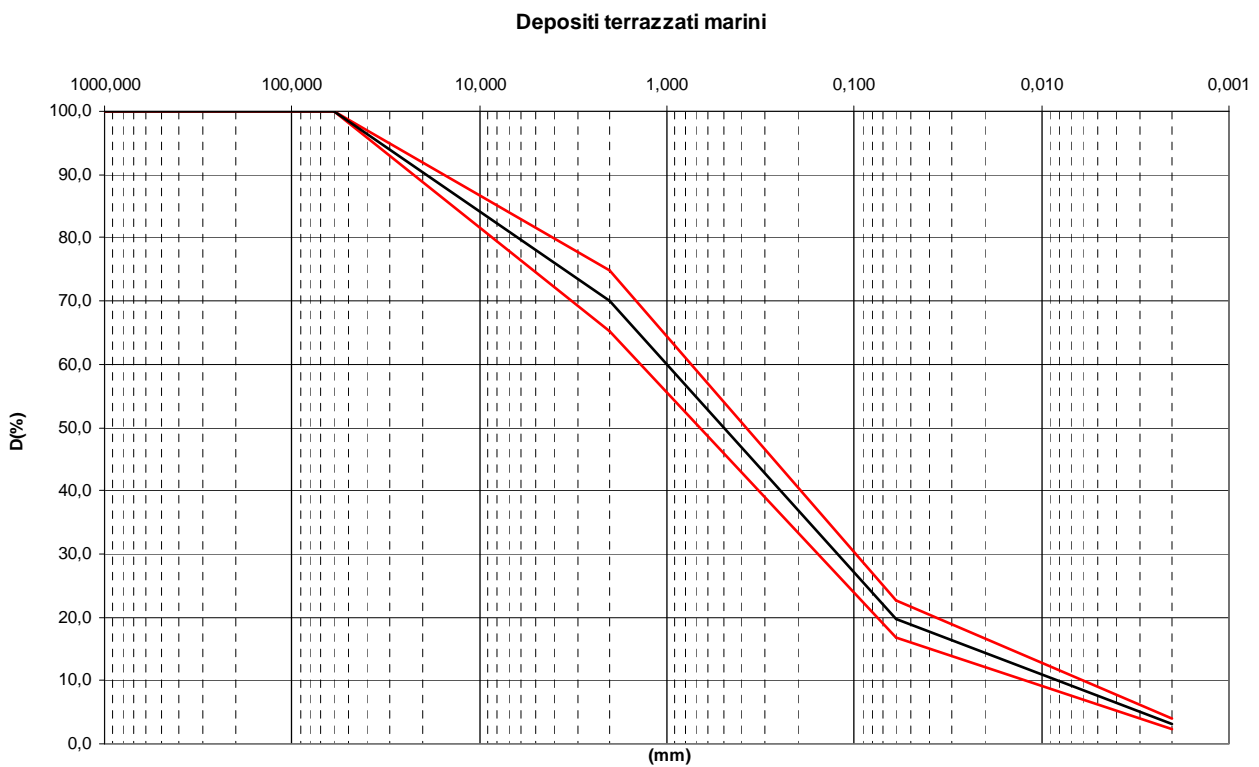
$z(m)$	$G_0(MPa)$	$E_0(MPa)$	$E'(MPa)$
--------	------------	------------	-----------

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

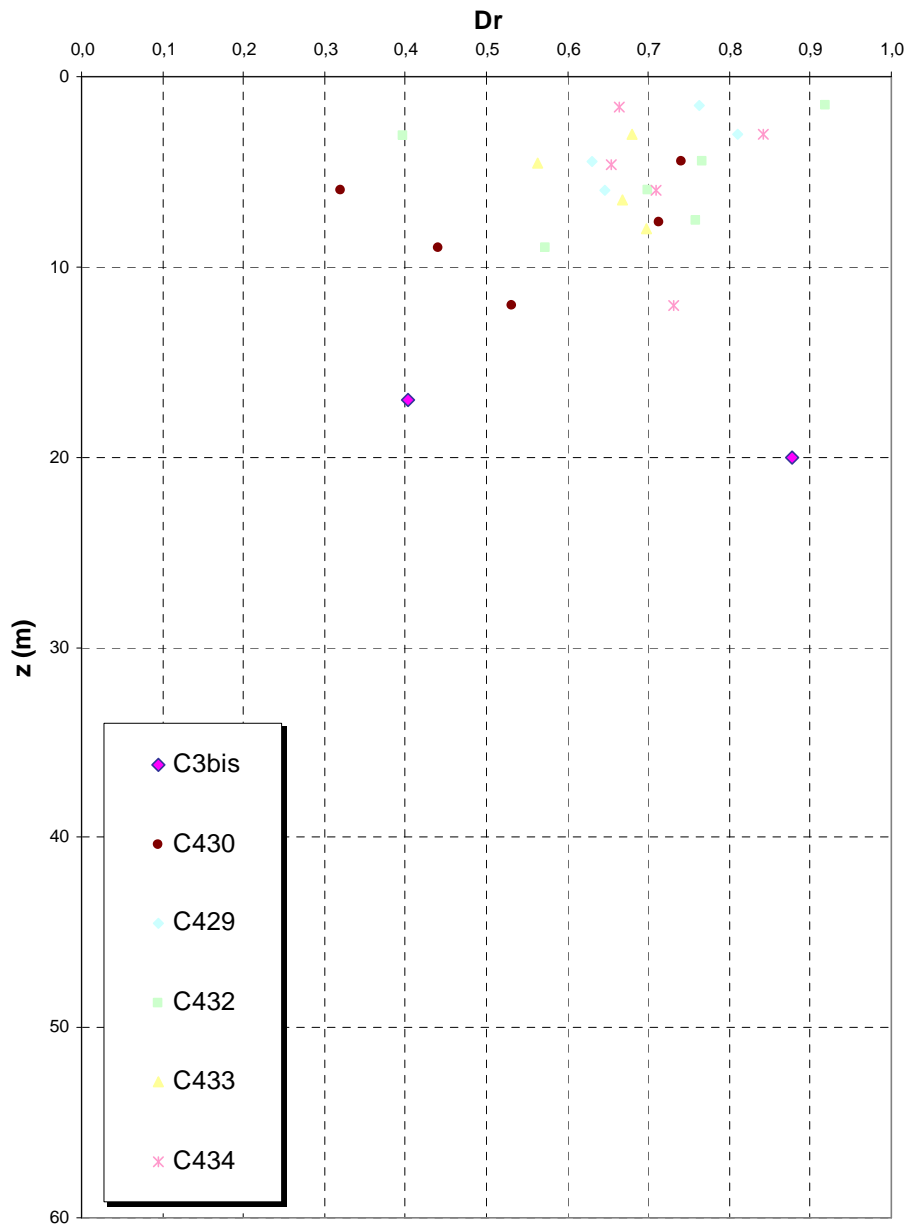
<b>0-15</b>	<b><math>37 z^{0.7}</math></b>	<b><math>90 z^{0.7}</math></b>	<b><math>(17-30) z^{0.7}</math></b>
-------------	--------------------------------	--------------------------------	-------------------------------------

con i valori di E pari rispettivamente a circa  $1/10 \div 1/5$  (medie e grandi deformazioni) ed  $1/3$  di quelli iniziali (piccole deformazioni).

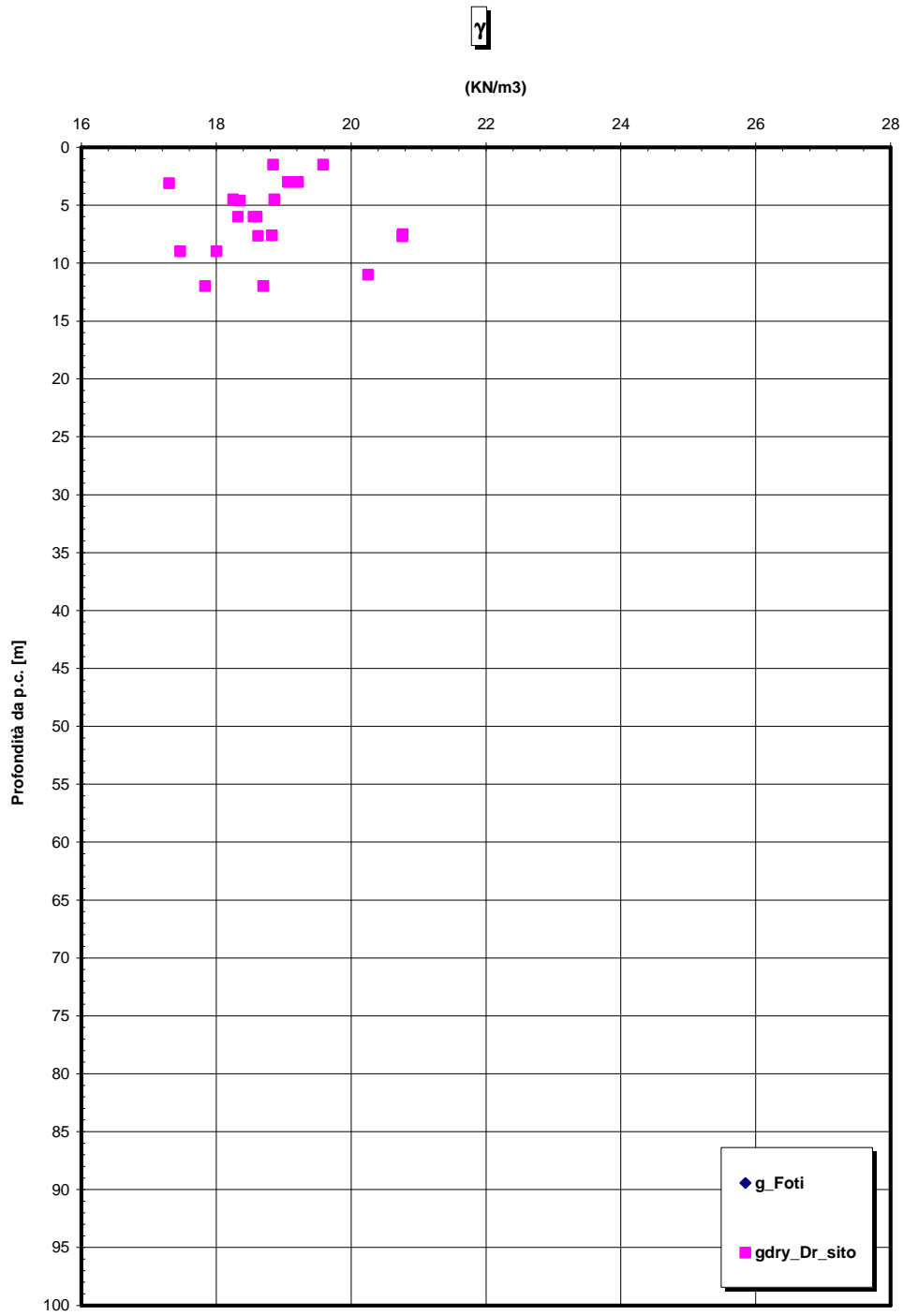
La prova pressiometrica (SN9) ha fornito un valore medio (primo carico) di circa 120MPa a circa 18m di profondità.

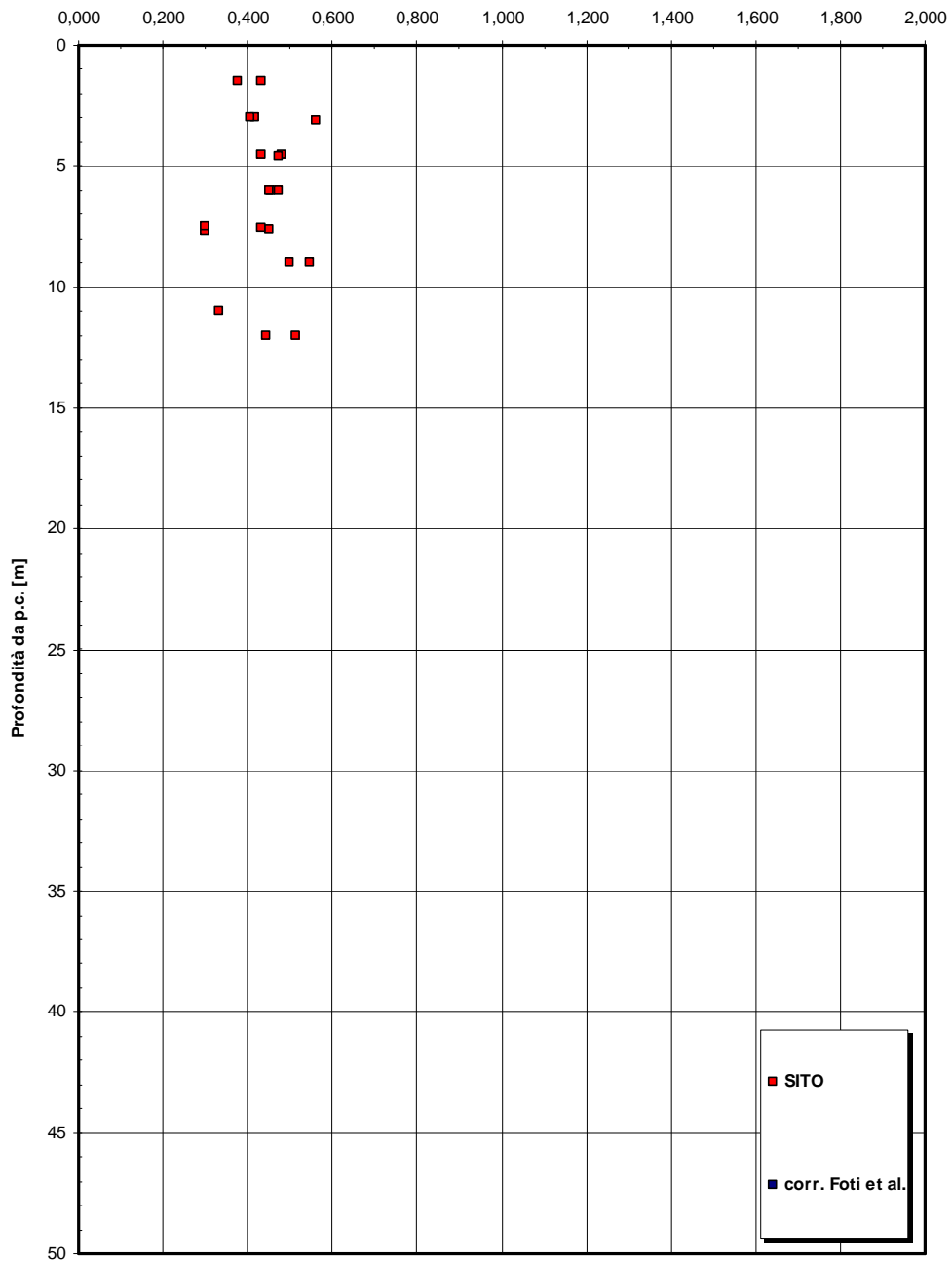


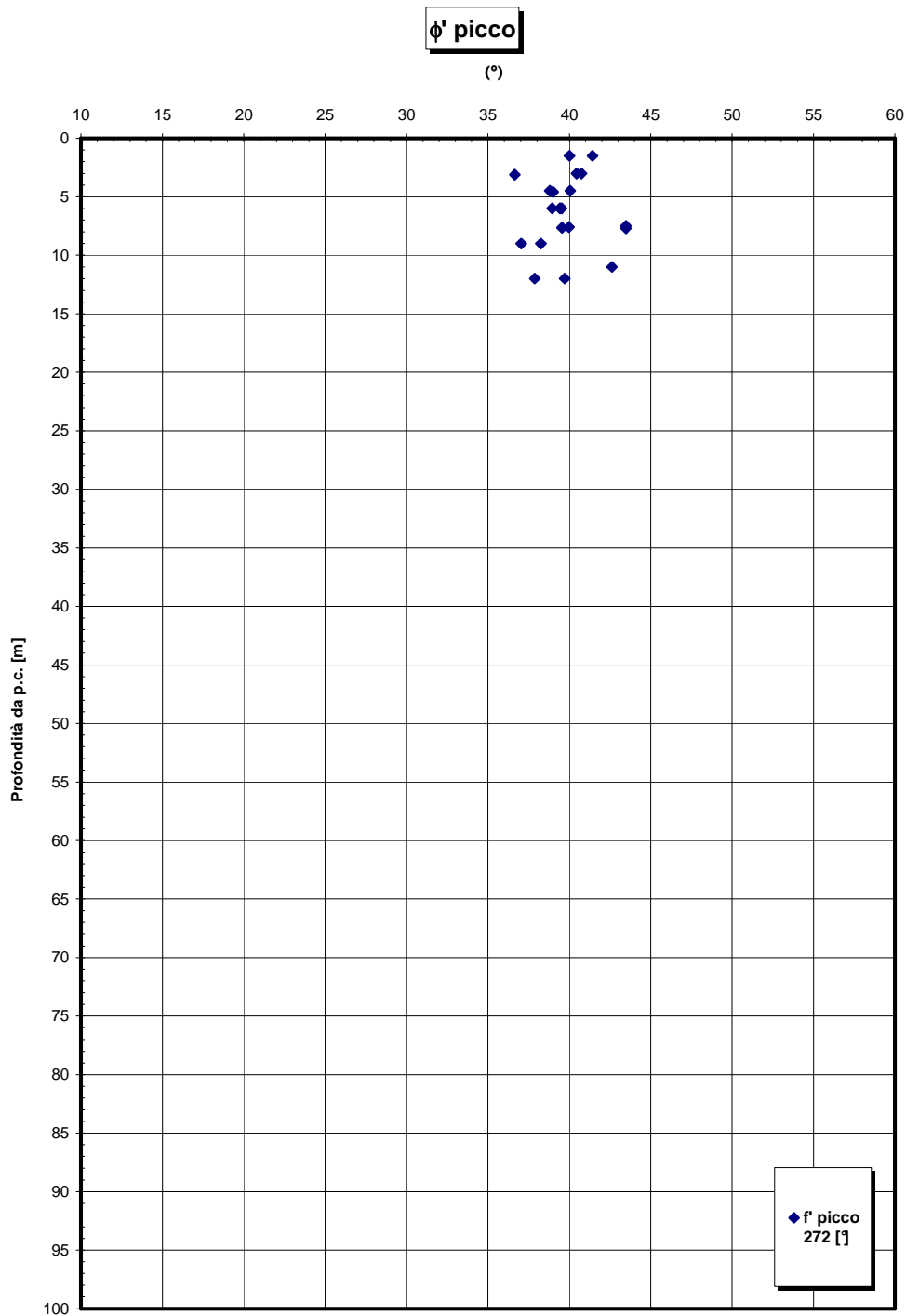
**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)  
Componente sabbiosa prevalente  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI**

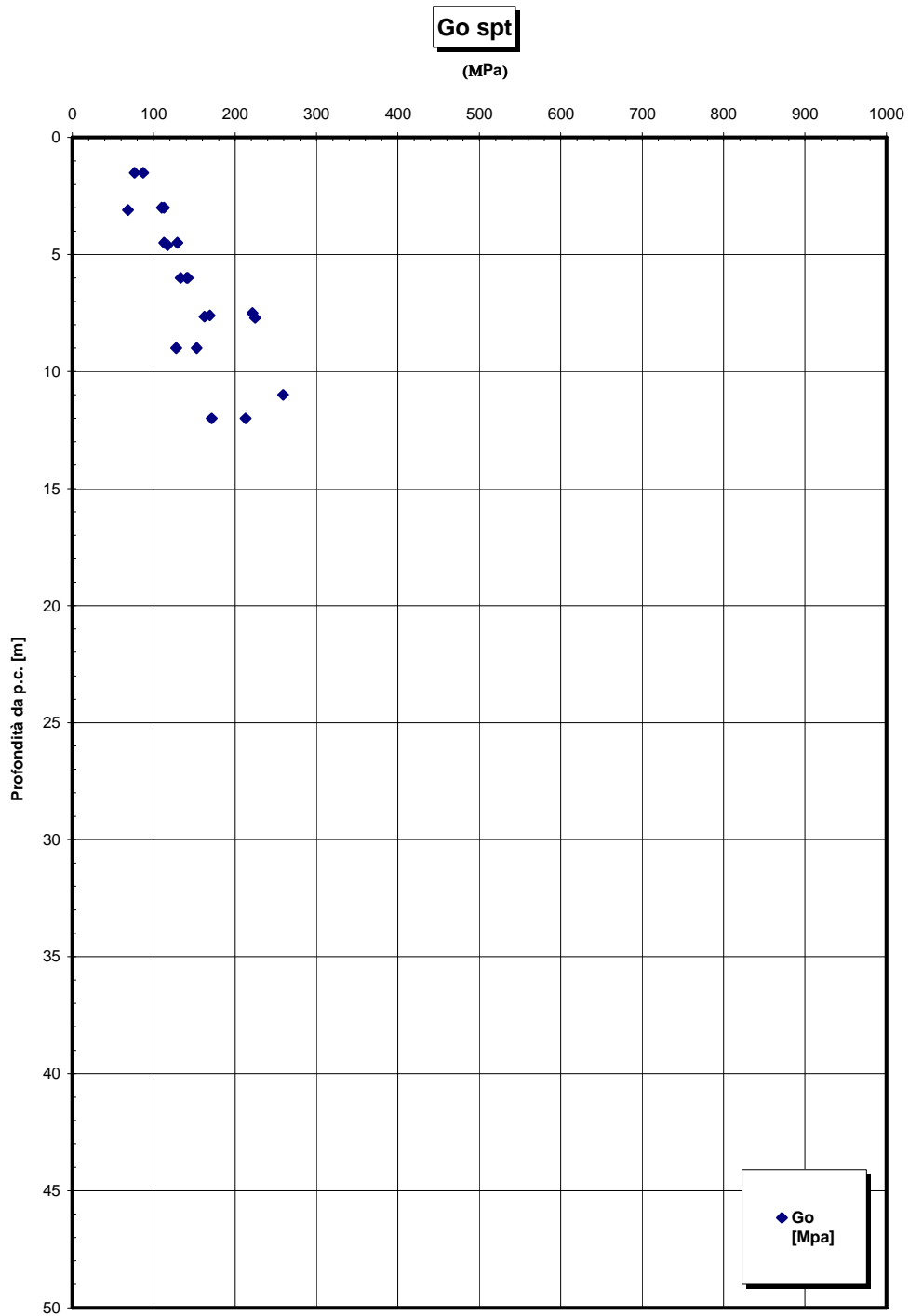


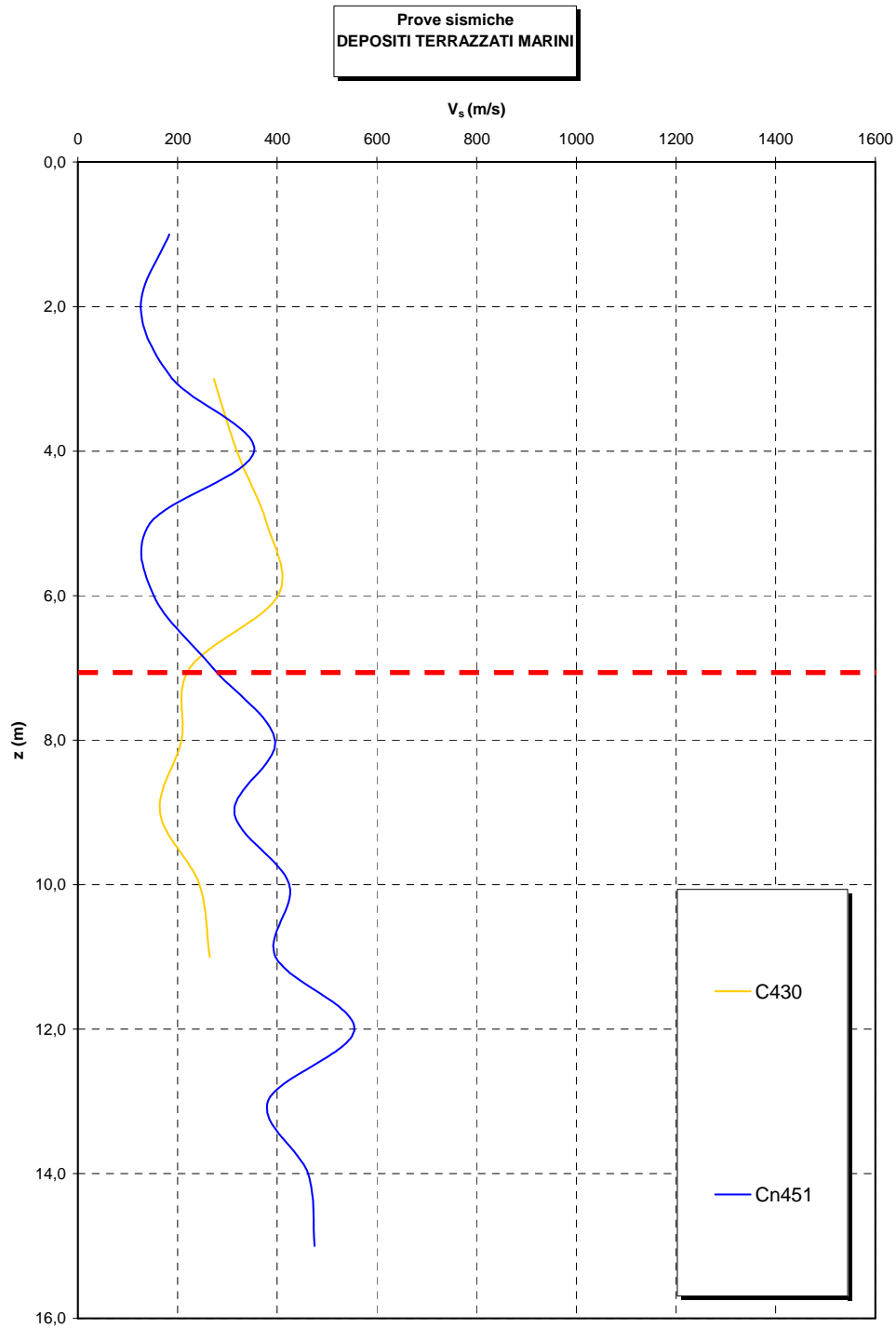




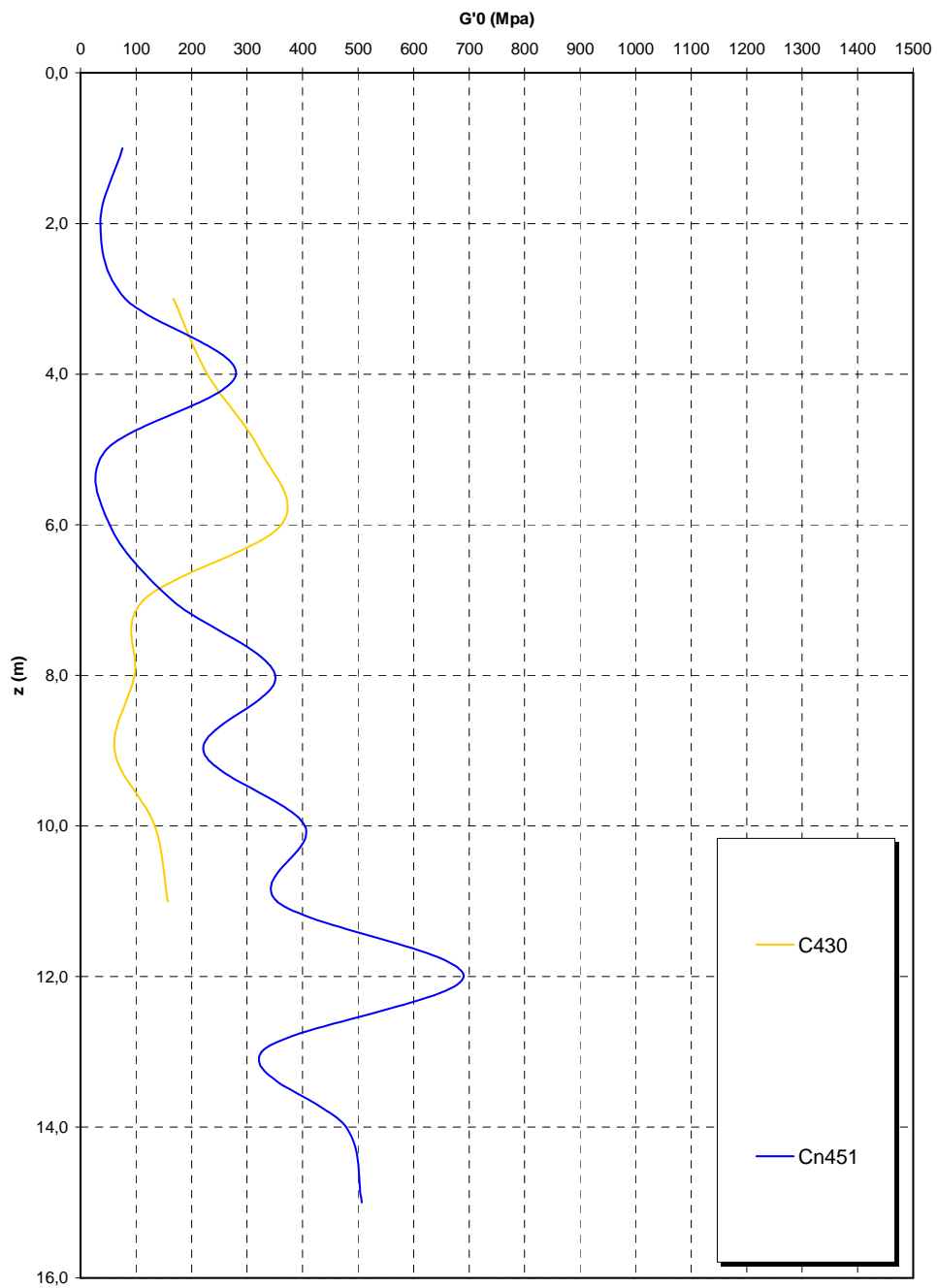








**Prove sismiche  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## Plutoniti

Per le caratteristiche fisiche dalle prove di laboratorio emerge un peso di volume  $\gamma$  di volume totale pari a  $21 \text{ KN/m}^3$ .

Considerando il probabile disturbo dei campioni si assume un range pari a  $21\text{-}23 \text{ KN/m}^3$

Per i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci il modello utilizzato per la determinazione dei parametri è un continuo equivalente.

L'interpretazione delle caratteristiche dell'ammasso parte dalla stima del parametro  $\text{RMR}_{89}$  che è stato valutato sulla base di 15 rilievi geostrutturali effettuati sugli affioramenti.

Il parametro GSI è quindi mediamente pari a 35-40.

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati tenendo conto:

- del valore GSI di cui in precedenza;
- dei valori della resistenza alla compressione semplice  $\sigma_c$  determinata in laboratorio (30MPa) e del parametro  $m_i$  della roccia intatta pari a 33.

I risultati che si otterrebbero, per  $\text{GSI} = 40$  sono riportati nella tabella, sia per le condizioni di resistenza di picco ("undisturbed rock mass") che per le condizioni di resistenza residua ("disturbed rock mass") per tensioni normali corrispondenti a profondità massime di circa 20m.

copertura (m)	$\sigma_n$ (Mpa)	Picco		Residuo	
		$c'$ (MPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (MPa)	$\varphi'$ (°)
10.00	0.22	0.14	59	0.10	46
20.00	0.44	0.23	53	0.16	40
30.00	0.66	0.32	50	0.22	36
40.00	0.88	0.39	47	0.27	33
50.00	1.10	0.47	45	0.33	31
60.00	1.32	0.54	44	0.37	29
70.00	1.54	0.60	42	0.42	28
80.00	1.76	0.67	41	0.46	26
90.00	1.98	0.73	40	0.51	25
100.00	2.20	0.79	39	0.55	24

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In contesti non caratterizzati da rotture pregresse o in atto e per analisi convenzionali in cui non venga simulato il decadimento della resistenza si potranno considerare come valori operativi quelli rappresentati dai valori medi tra quelli “undisturbed” e “disturbed” oppure cautelativamente prossimi a quelli “disturbed”.

In contesti caratterizzati da rotture pregresse o in atto e per analisi convenzionali potranno considerarsi come valori operativi quelli rappresentati dai valori “disturbed”.

Per le zone tettonizzate o alterate si assume GSI=20 (classe IV-V RMR) e quindi si ottiene:

copertura (m)	$\sigma_n$ (Mpa)	Picco		Residuo	
		c' (MPa)	$\phi'$ (°)	c' (MPa)	$\phi'$ (°)
10.00	0.22	0.11	53	0.07	36
20.00	0.44	0.19	47	0.12	29
30.00	0.66	0.27	44	0.17	26
40.00	0.88	0.33	41	0.21	23
50.00	1.10	0.39	39	0.25	21
60.00	1.32	0.45	37	0.28	20
70.00	1.54	0.51	36	0.32	19
80.00	1.76	0.56	34	0.35	18
90.00	1.98	0.62	33	0.38	17
100.00	2.20	0.67	32	0.41	16

Su campioni rimaneggiati e prelevati nei sondaggi SG11, SG11bis, SG13 e SG13bis nei primi 30m, e quindi nella parte più alterata dell’ammasso, sono state effettuate prove di taglio diretto che forniscono per i parametri di resistenza  $c=0-20\text{KPa}$  e  $\phi'=32-40^\circ$ .

Per le caratteristiche di deformabilità considerando la relazione di [Serafim & Pereira, 1983](#) si ottiene:

$E'=500 \div 700$  Mpa rispettivamente per  $D=1$  e  $D=0.5$  in ammassi di classe IV-V RMR (faglie)

$E'=1000 \div 1500$  Mpa rispettivamente per  $D=1$  e  $D=0.5$  in ammassi di classe III-IV RMR

In base alle prove sismiche in foro (SG11, SG11bis, CN451) si ottiene un range di valori, tra 5m e



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

40m di profondità di  $E_0$  molto variabile mediamente pari a 1000 fino a 10m e a 2000 MPa tra 10m e 35m di profondità.

Dopo tale profondità la sismica Cn451 fornisce valori crescenti con  $E_0 > 4000$  MPa.

Il modulo statico  $E'$  risulta pari a  $E' = 500 \div 700$  Mpa pari rispettivamente a circa  $1/5 \div 1/3$  di quello iniziale.

Le prove pressiometriche forniscono un range di valori, tra 15m e 35m di profondità di  $E'$  pari a 150-250MPa, mentre le prove dilatometriche un valore che si aggira intorno a 250-500MPa ( $1/5 - 1/10 E_0$ ).

Si ritiene quindi ragionevole assumere tale range di valori operativi:

$E' = 250 \div 500$  Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10m di profondità

$E' = 500 \div 700$  Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10-35m di profondità

$E' = 1000 \div 1500$  Mpa per profondità maggiori

#### Riepilogo caratteristiche fisiche plutoniti

SONDAGGIO	N° PROVINO	OPERA	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )
SG11	C1/riman	Rampa C 1+200-3+300	10.00	20.23	18.83
SG11	C2/ind	Rampa C 1+200-3+300	23.00	21.82	20.83
SG11	C3/ind	Rampa C 1+200-3+300	27.00	20.20	20.63
Cn451	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa V / Ramo C_dec	31.60		26.67
Cn451	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa V / Ramo C_dec	34.60		26.87
Cn451	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa V / Ramo C_dec	37.35		26.74
C421quater	SL01	ferrovia	83.90		27.13
C421quater	CR1	ferrovia	60.50		27.26
C421quater	CR2	ferrovia	68.20		27.11
C421quater	CR3	ferrovia	85.00		27.02
C421quater	CR4	ferrovia	93.30		26.83
C433	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Ramo A_acc / Rampa F	35.60		26.70
C433	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Ramo A_acc / Rampa F	37.40		26.68

SONDAGGIO	N° PROVINO	z (m)	Opera	PROVA	c' [kPa]	$\phi'$ [°]
SG11	C1/riman	10.0	Rampa C 1+200-3+300	TD	16.3	41
SG11	C2/ind	23.0	Rampa C 1+200-3+300	TD	11.6	33
SG11	C3/ind	27.0	Rampa C 1+200-3+300	TD	18.3	34
SG11bis	C1	4.1	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	21	34
SG11bis	C2	8.4	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	9	36
SG11bis	C3	11.5	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	8	36
SG11bis	C4	16.2	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	15	32
SG11bis	C5	22.9	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	0	35
SG11bis	C6	26.2	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	11	39
SG13bis	C1	6.7	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	1	36
SG13bis	C2	13.2	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	5	39
SG13bis	C3	19.6	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	0	40
SG13bis	C4	40.7	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	32	45
SG13bis	C6	54.7	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	19	42

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento

CS0356\_F0

Rev

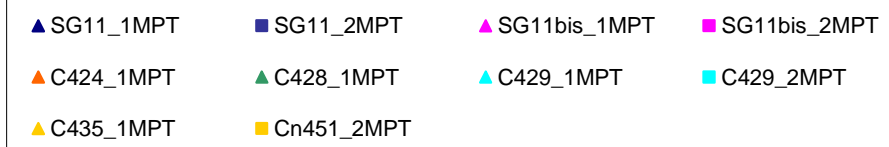
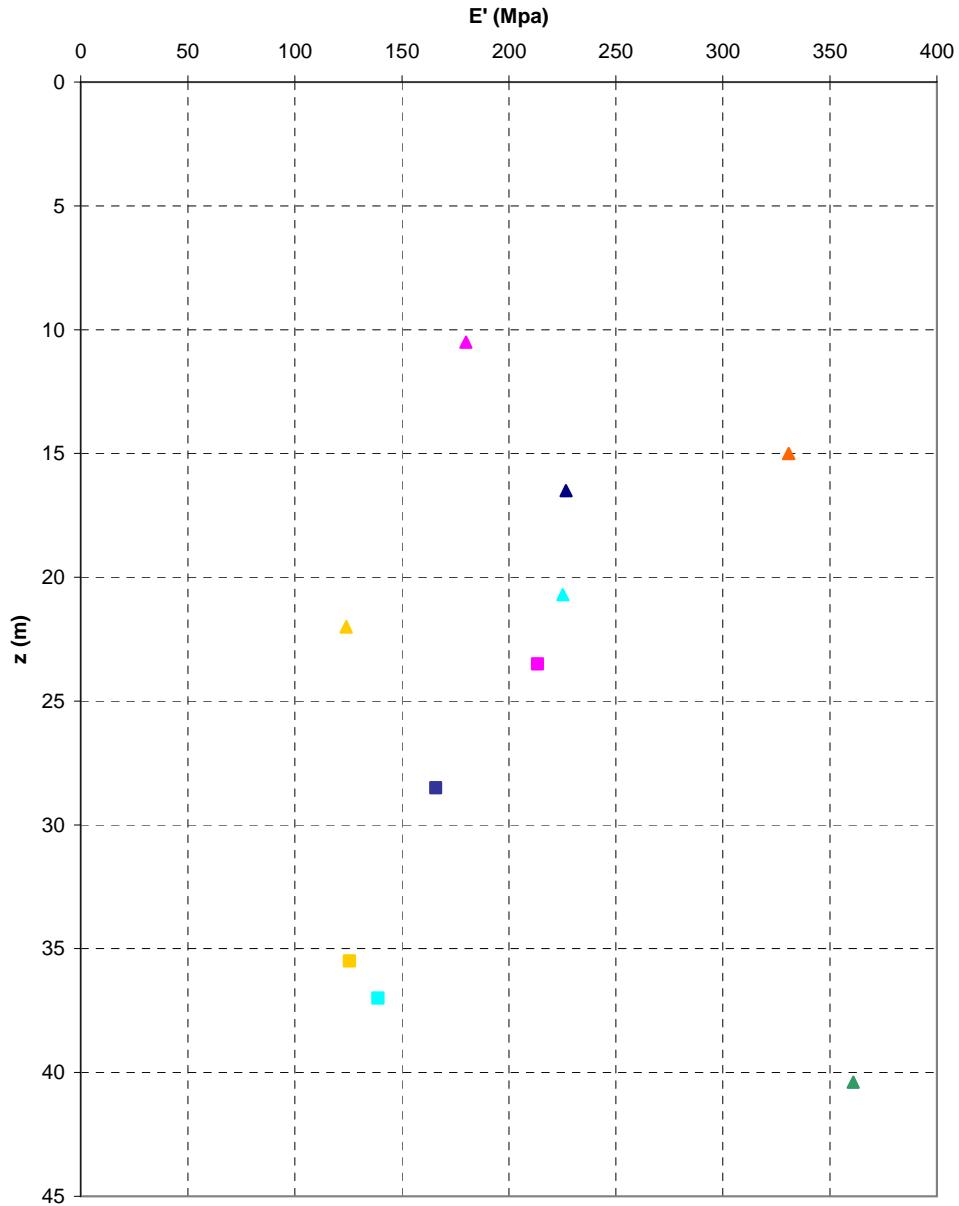
F0

Data

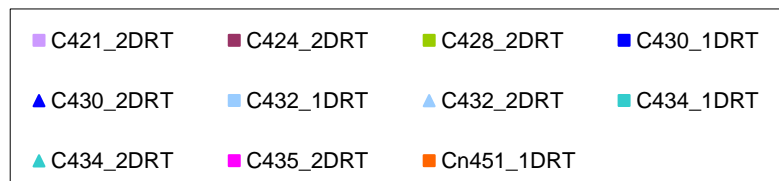
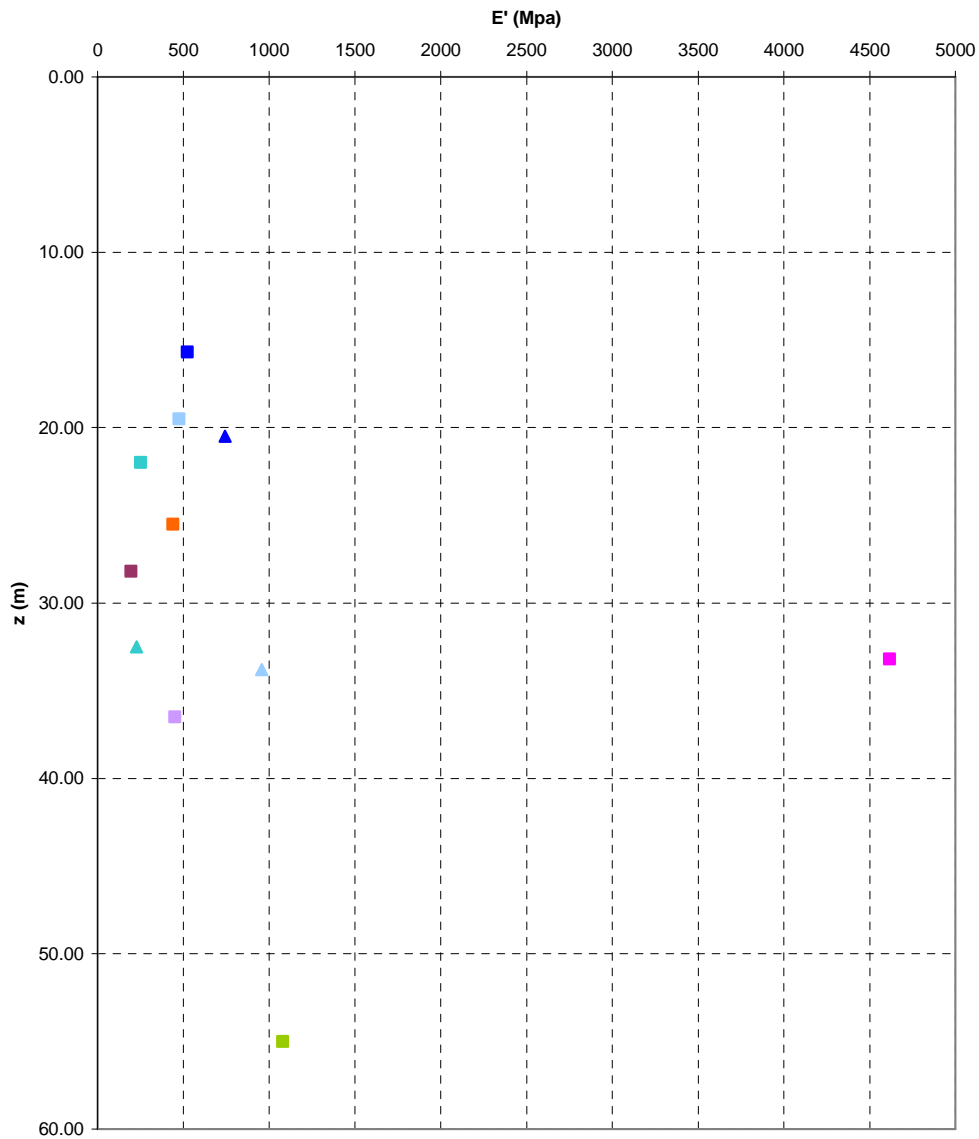
20/06/2011

SONDAGGIO	N° PROVINO	OPERA	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
SG11bis	C1	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	4.1	19.91	18.0	25.80
SG11bis	C2	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	8.4	18.85	15.2	25.90
SG11bis	C3	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	11.45	18.55	17.0	26.10
SG11bis	C4	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	16.15	20.01	17.3	26.10
SG11bis	C5	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	22.8	19.52	17.9	25.40
SG11bis	C6	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	26.15	20.01	17.6	26.70
SG13bis	C1	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	6.65	19.81	17.1	26.70
SG13bis	C2	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	13.15	19.02	16.8	25.30
SG13bis	C3	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	19.60	18.8	17.3	26.30
SG13bis	C4	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	40.65	20.40	18.7	25.50
SG13bis	C6	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	54.65	20.97	17.9	25.80
Cn451	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	31.60			26.67
Cn451	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	34.60			26.87
Cn451	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	37.35			26.74
C421	CR3	Galleria Rampa A	31.8			26.50
C421	CR4	Galleria Rampa A	35.2			27.18
C421	CR5	Galleria Rampa A	38.80			27.21
C425	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	19.2			26.84
C425	SPT10	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	21			26.39
C425	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	22.5			26.84
C425	SPT11	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	24			26.58
C429	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	23.8			27.19
C429	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	28.9			26.92
C432	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	25.8			26.41
C432	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	18.8			27.21
C435	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	20.5			26.86
C435	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	25.7			26.83
C435	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	32.3			26.77
C435	CR4	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	39.9			26.39
C427	CR03	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	23.4			26.79
C427	CR04	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	31.3			26.61
C427	CR05	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	38.5			26.13
C421	SL01	Galleria Rampa A	13.6			26.78
C421	SL02	Galleria Rampa A	22.9			27.06
C427	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	31.8			27.05
C428	CI1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	14.08			26.76
C428	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	17.42			26.45
C428	SPT7	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	21			27.13
C428	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	21.74			27.20
C428	CR03	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	24.4			27.75
C428	CR4	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	33.9			26.92
C428	CR6	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	38.55			26.66
C434	SPT8	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	15			26.37
C434	SPT9	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	18			26.54

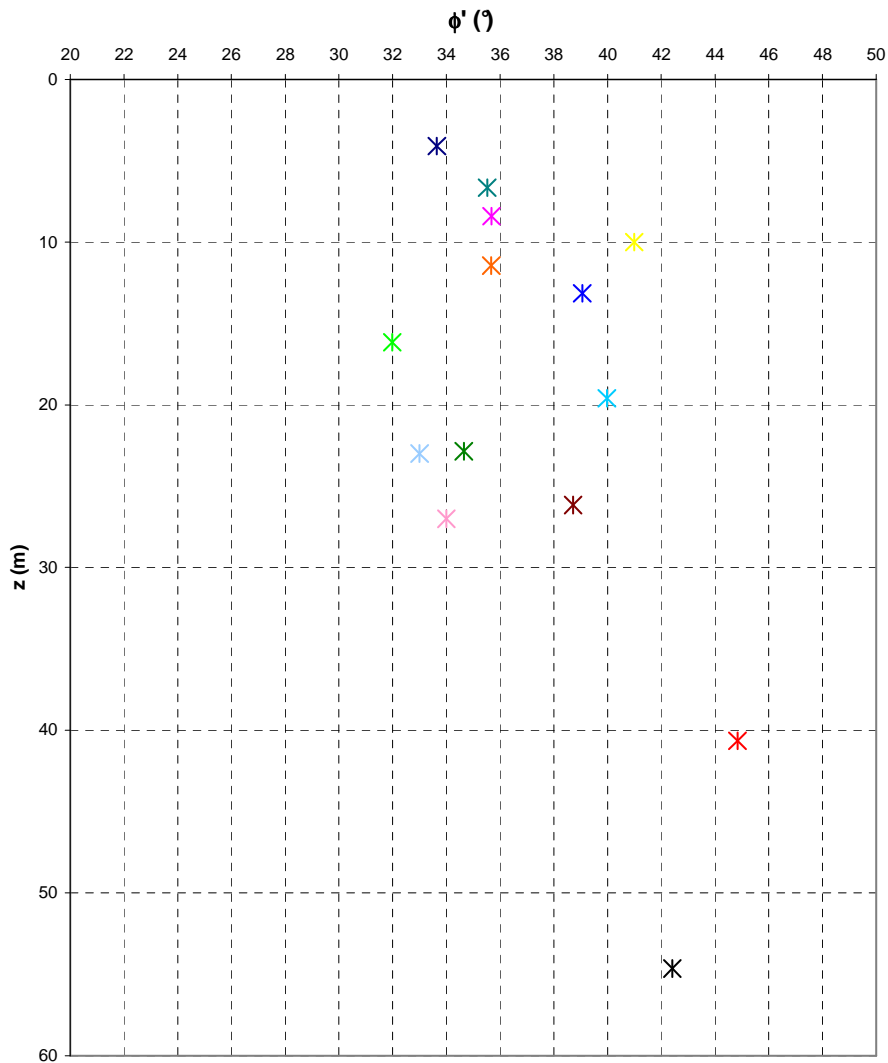
**Prove pressiometriche  
PLUTONITI**



**Prove dilatometriche  
PLUTONITI**

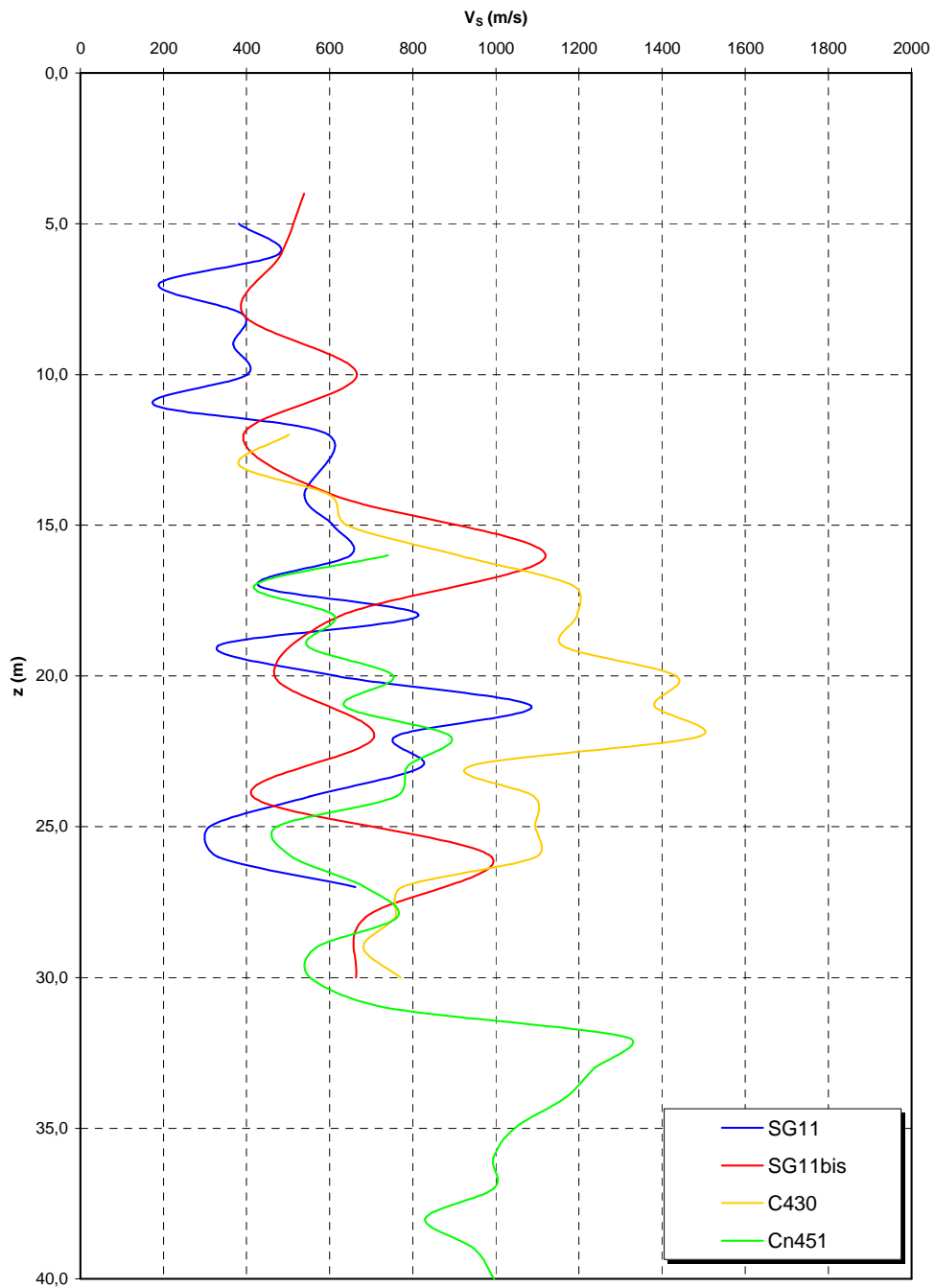


**Angolo di attrito  
PLUTONITI**

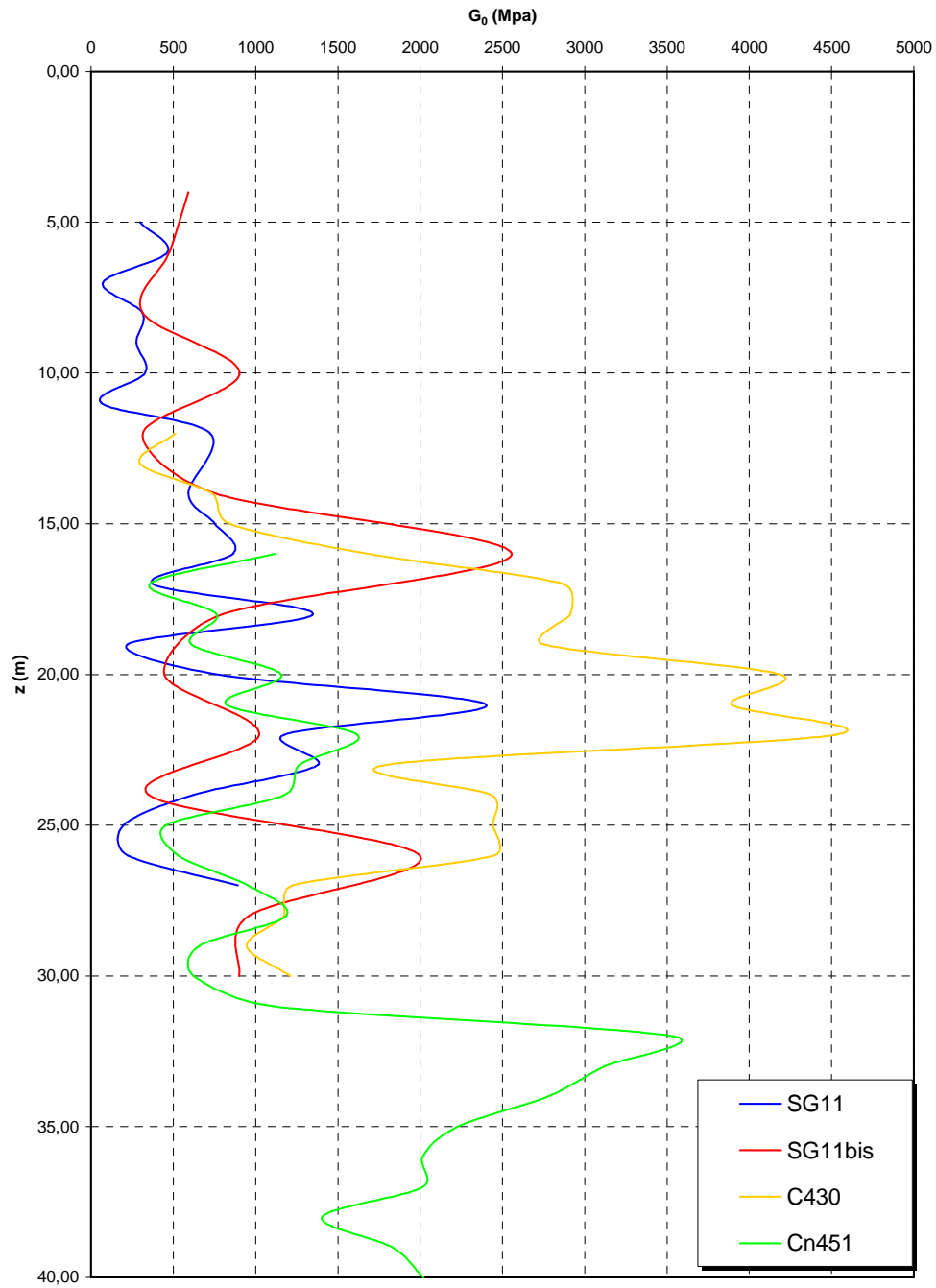


- |                 |                 |                 |                 |
|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| ✖ SG11bis_C1_TD | ✖ SG11bis_C2_TD | ✖ SG11bis_C3_TD | ✖ SG11bis_C4_TD |
| ✖ SG11bis_C5_TD | ✖ SG11bis_C6_TD | ✖ SG13bis_C1_TD | ✖ SG13bis_C2_TD |
| ✖ SG13bis_C3_TD | ✖ SG13bis_C4_TD | ✖ SG13bis_C6_TD | ✖ SG11_C1_TD    |
| ✖ SG11_C2_TD    | ✖ SG11_C3_TD    |                 |                 |

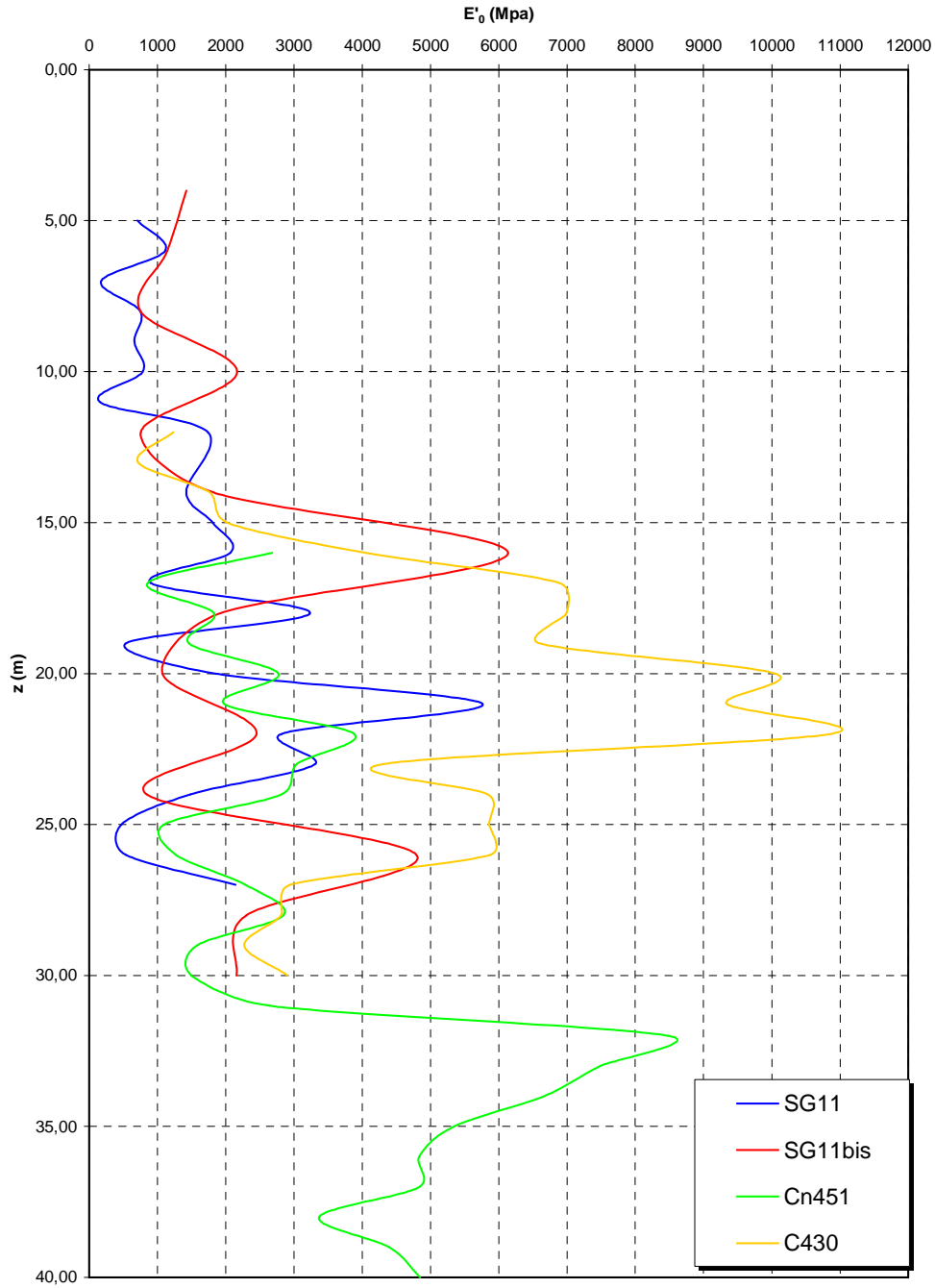
**Prove sismiche  
PLUTONITI**



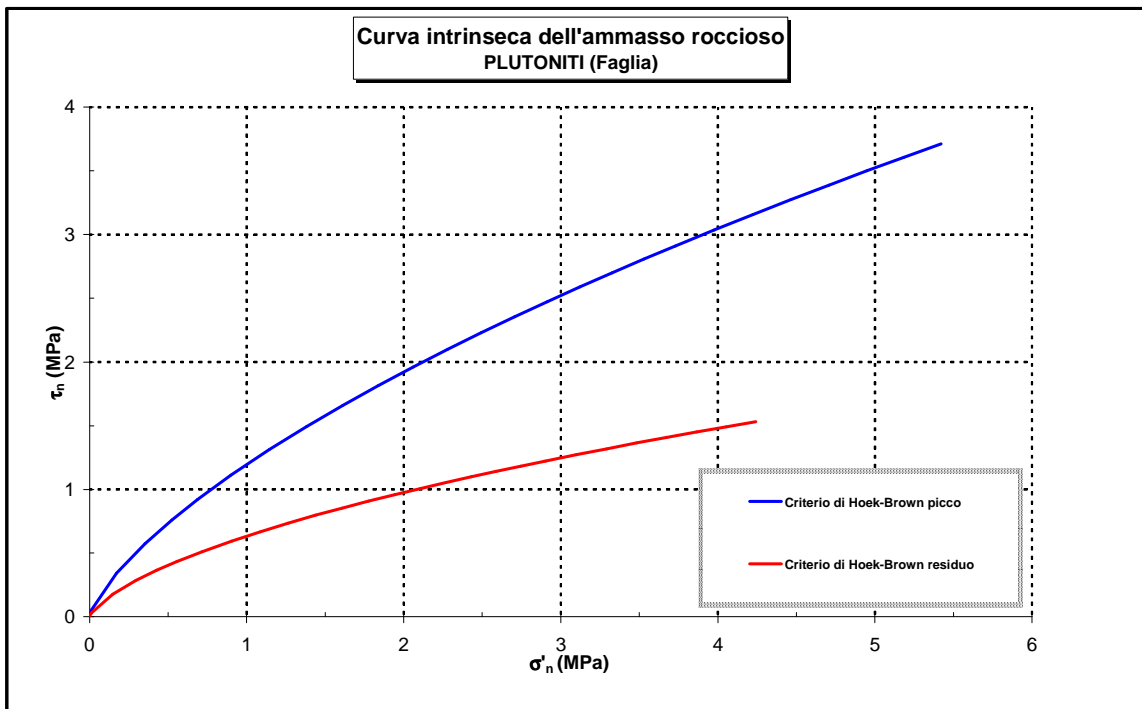
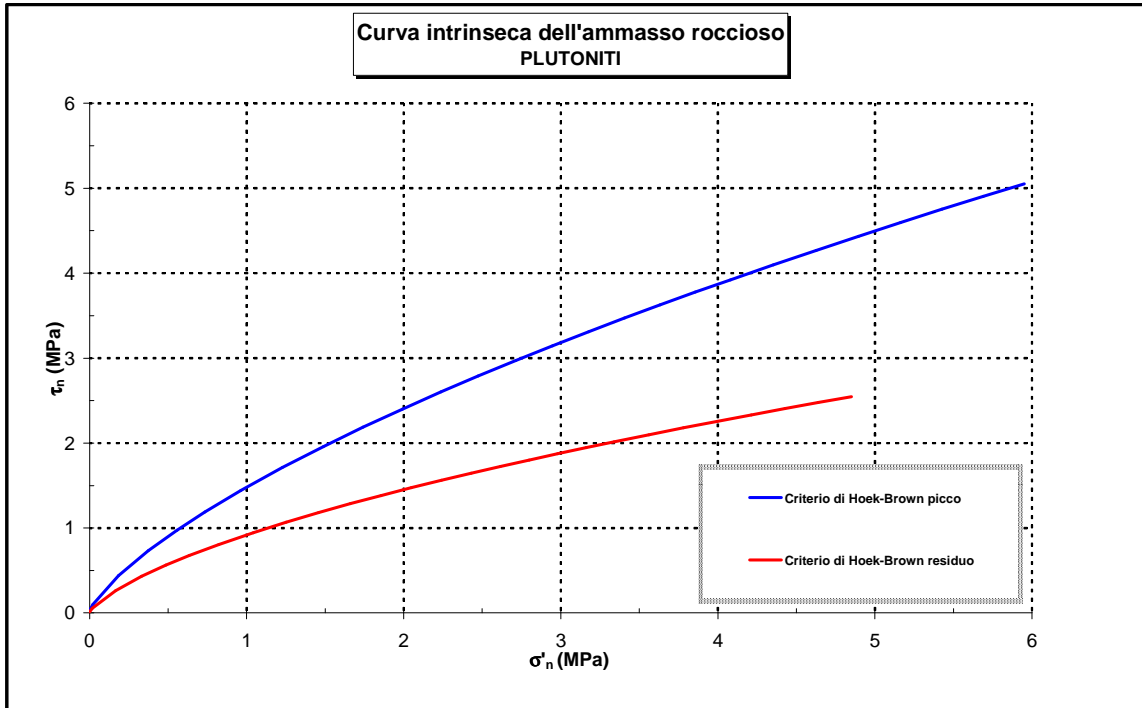
**Prove sismiche  
PLUTONITI**



**Prove sismiche  
PLUTONITI**







		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 [NT\_1].

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a  $V_N = 100$  anni.

La classe d'uso assunta è la IV, da cui  $C_u = 2$ .

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLD) = 63\%$$

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(SLD) = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 201 \text{ anni}$$

$$T_R(SLV) = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ );

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

Per SLD → ( $a_g=0,171g$  ;  $F_0=2,358$  ;  $T^*_c=0,337s$ )

Per SLV → ( $a_g=0,438g$  ;  $F_0=2,496$  ;  $T^*_c=0,424s$ )

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "C".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLD) = 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,458$$

$$S_s(SLV) = 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,044$$

Le caratteristiche della superficie topografica possono essere assunte come categoria T1, adottando di conseguenza un valore di amplificazione topografica  $S_T = 1,0$ .

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{max}(SLD) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,458 \cdot 1,0 \cdot 0,171g = 0,249g$$

$$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,044 \cdot 1,0 \cdot 0,438g = 0,457g$$

Per completezza di riportano gli spettri elastici di progetto (in forma tabellare) sia per gli SLD che per gli SLV in direzione orizzontale e verticale:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,171 g
$F_0$	2,358
$T_C$	0,337 s
$S_S$	1,458
$C_C$	1,503
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,458
$\eta$	1,000
$T_B$	0,169 s
$T_C$	0,507 s
$T_D$	2,285 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,250
$T_B$ ←	0,169	0,589
$T_C$ ←	0,507	0,589
	0,592	0,505
	0,676	0,441
	0,761	0,392
	0,846	0,353
	0,930	0,321
	1,015	0,294
	1,100	0,271
	1,184	0,252
	1,269	0,235
	1,354	0,220
	1,439	0,207
	1,523	0,196
	1,608	0,186
	1,693	0,176
	1,777	0,168
	1,862	0,160
	1,947	0,153
	2,031	0,147
	2,116	0,141
	2,201	0,136
$T_D$ ←	2,285	0,131
	2,367	0,122
	2,449	0,114
	2,530	0,107
	2,612	0,100
	2,694	0,094
	2,775	0,089
	2,857	0,084
	2,939	0,079
	3,020	0,075
	3,102	0,071
	3,184	0,067
	3,265	0,064
	3,347	0,061
	3,428	0,058
	3,510	0,055
	3,592	0,053
	3,673	0,051
	3,755	0,048
	3,837	0,046
	3,918	0,044
	4,000	0,043

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CS0356_F0	Rev    Data F0    20/06/2011

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite:    SLD**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_{qv}$	0,096 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,318
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,096
$T_B \leftarrow$	0,050	0,226
$T_C \leftarrow$	0,150	0,226
	0,235	0,144
	0,320	0,106
	0,405	0,084
	0,490	0,069
	0,575	0,059
	0,660	0,051
	0,745	0,045
	0,830	0,041
	0,915	0,037
$T_D \leftarrow$	1,000	0,034
	1,094	0,028
	1,188	0,024
	1,281	0,021
	1,375	0,018
	1,469	0,016
	1,563	0,014
	1,656	0,012
	1,750	0,011
	1,844	0,010
	1,938	0,009
	2,031	0,008
	2,125	0,008
	2,219	0,007
	2,313	0,006
	2,406	0,006
	2,500	0,005
	2,594	0,005
	2,688	0,005
	2,781	0,004
	2,875	0,004
	2,969	0,004
	3,063	0,004
	3,156	0,003
	3,250	0,003
	3,344	0,003
	3,438	0,003
	3,531	0,003
	3,625	0,003
	3,719	0,002
	3,813	0,002
	3,906	0,002
	4,000	0,002

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	Codice documento CS0356_F0	Rev F0

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: **SLV**

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,438 g
$F_0$	2,496
$T_C$	0,424 s
$S_S$	1,045
$C_C$	1,394
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,045
$\eta$	1,000
$T_B$	0,197 s
$T_C$	0,591 s
$T_D$	3,350 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,457
$T_B \leftarrow$	0,197	1,141
$T_C \leftarrow$	0,591	1,141
	0,722	0,933
	0,854	0,790
	0,985	0,684
	1,116	0,604
	1,248	0,540
	1,379	0,489
	1,511	0,446
	1,642	0,410
	1,773	0,380
	1,905	0,354
	2,036	0,331
	2,168	0,311
	2,299	0,293
	2,431	0,277
	2,562	0,263
	2,693	0,250
	2,825	0,239
	2,956	0,228
	3,088	0,218
	3,219	0,209
$T_D \leftarrow$	3,350	0,201
	3,381	0,197
	3,412	0,194
	3,443	0,190
	3,474	0,187
	3,505	0,184
	3,536	0,181
	3,567	0,177
	3,598	0,174
	3,629	0,171
	3,660	0,169
	3,691	0,166
	3,722	0,163
	3,753	0,160
	3,783	0,158
	3,814	0,155
	3,845	0,153
	3,876	0,150
	3,907	0,148
	3,938	0,146
	3,969	0,143
	4,000	0,141

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CS0356_F0	Rev    Data F0    20/06/2011

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite:    SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,391 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	2,229
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,391
$T_B$ ←	0,050	0,975
$T_C$ ←	0,150	0,975
	0,235	0,623
	0,320	0,457
	0,405	0,361
	0,490	0,299
	0,575	0,254
	0,660	0,222
	0,745	0,196
	0,830	0,176
	0,915	0,160
$T_D$ ←	1,000	0,146
	1,094	0,122
	1,188	0,104
	1,281	0,089
	1,375	0,077
	1,469	0,068
	1,563	0,060
	1,656	0,053
	1,750	0,048
	1,844	0,043
	1,938	0,039
	2,031	0,035
	2,125	0,032
	2,219	0,030
	2,313	0,027
	2,406	0,025
	2,500	0,023
	2,594	0,022
	2,688	0,020
	2,781	0,019
	2,875	0,018
	2,969	0,017
	3,063	0,016
	3,156	0,015
	3,250	0,014
	3,344	0,013
	3,438	0,012
	3,531	0,012
	3,625	0,011
	3,719	0,011
	3,813	0,010
	3,906	0,010
	4,000	0,009

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'applicazione delle azioni sismiche alle sottostrutture, in particolar modo alle Spalla, viene affrontato mediante il metodo pseudostatico ([NT\_1] § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'analisi sismica è stata fatta considerando il valore di ancoraggio dello spettro.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti.

Essendo le spalle opere a comportamento deformabile (potendo permettere movimenti relativi di roto-traslazione fra struttura e terreno), l'azione sismica viene valutata in accordo con UNI EN 1998-5:2005 secondo la relazione di Mononobe-Okabe:

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

In cui:

- $\phi'_d$  è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno, cioè:  $\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$ ;
- $\psi$  e  $\beta$  sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno, come mostrato in figura E.1;
- $\delta_d$  è il valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro, cioè:  $\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}}\right)$ ;
- $\theta$  è l'angolo definito sotto nei punti da **E.5** a **E.7**.

Il punto di applicazione della spinta è posto  $h_{tot}/2$ , con "h<sub>tot</sub>" altezza del muro di sostegno.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $\beta$  = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1 di [NT\_1] (cautelativamente si assumerà  $\beta = 1,00$ ).



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 ANALISI DELLE FONDAZIONI

### 5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE

In accordo con il D.M. 14.01.2008 § 6.4 e con la C.M. 02.02.2009 vengono condotte le analisi di tipo geotecnico del complesso terreno\spalla.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali 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 la fondazione stessa.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

#### Approccio 1

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico della fondazione (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M1+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti globali  $\gamma_R$  sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza i valori di progetto delle spinte sul muro di sostegno sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori caratteristici.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno, inclusi eventuali ancoraggi. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi.

#### Approccio 2

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno.

L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, o dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Per le verifiche si farà invece riferimento **all'Approccio 2**.

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono riportati di seguito (vedi tabella 5.1.V).

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1 di [NT\_1]);
- b) metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1 di [NT\_1]).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		$\gamma_M$		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Per l'opera in oggetto si procederà alla definizione delle resistenze di progetto come definito al punto b), sulla base dei parametri geotecnici desunti dalle indagini in sito e in laboratorio e riportati in sintesi al § 4.2.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per l'opera in oggetto si considera presente una sola verticale d'indagine per fondazione, pertanto si assume  $\xi = 1,7$ .

Infine si riportano nel seguito i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  per il calcolo dei pali di fondazione in funzione del tipo di verifica e del tipo di approccio considerato.

- Per pali soggetti a carichi assiali si considerano i seguenti coefficienti parziali:

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

- Per pali soggetti a carichi trasversali si considerano i seguenti coefficienti parziali:

**Tabella 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

## 5.1.1 MODELLO DI CALCOLO

### 5.1.1.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

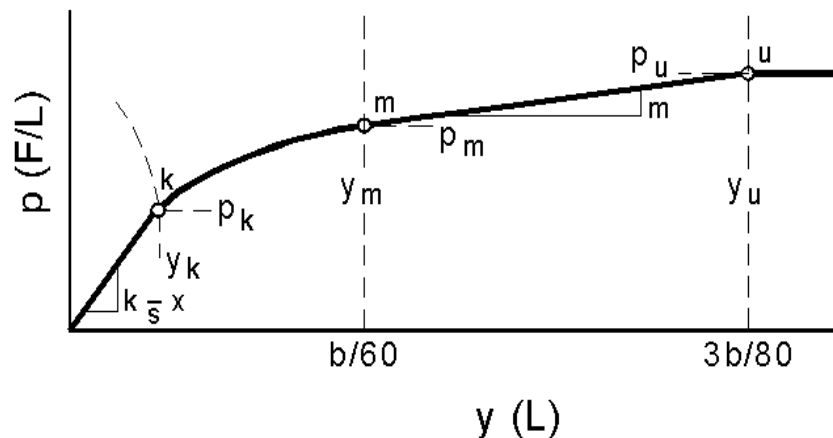
Il modello implementato è un modello agli EF, dove vengono schematizzati due principali elementi:

- *la platea di fondazione*
- *il palo*

La platea di fondazione, vincolata sui pali e soggetta alle azioni trasferite dalle elevazioni, è composto da elementi di tipo “Area” (shell tick element) con modellazione del comportamento bidimensionale alla Mindlin, includendo quindi anche le deformazioni taglianti degli elementi.

Il palo invece è modellato come un elemento di tipo “linea” (beam element), con modellazione del comportamento alla Saint-Venant.

La non linearità (plasticità del materiale) per i terreni presenti in sito può essere definita secondo la legge p-y (sforzi-spostamenti) secondo Reese, Cox e Koop del tipo:



F2. Digramma p-y secondo Reese, Cox e Koop

A favore di sicurezza si trascura il contributo di plasticità offerto dal terreno, limitando quindi gli sforzi\deformazioni al tratto a comportamento lineare (verificato a posteriori in funzioni delle deformazioni massime subite dall'elemento “palo”).

L'interazione col terreno è stata quindi modellata mediante elementi di connessione (link element) con comportamento elastico non lineare (dove la non linearità è dettata dal fatto che l'elemento link reagisce solo a compressione).

La rigidità degli elementi “link” “molle” è stata definita in funzione della deformabilità del terreno, della geometria del palo e della deformabilità sua deformabilità. In particolare si definisce la

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

rigidezza dell'elemento "link", ricorrendo al metodo di Vesic (vedi riferimento bibliografico [B32]), il quale definisce in primo luogo il modulo di reazione del terreno come:

$$k_s = \frac{k'_s}{D} = 2 \cdot \frac{0,65}{D} \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2} \quad \text{kN/m}^3$$

indicando con:

$E_s$  ,  $E_p$  = moduli elastici di deformazione rispettivamente del terreno e del palo di fondazione [kN/m<sup>2</sup>]

$D$  = diametro del palo di fondazione [m]

$I_p$  = momento d'inerzia del palo di fondazione [m<sup>4</sup>]

$\mu$  = coefficiente di Poisson

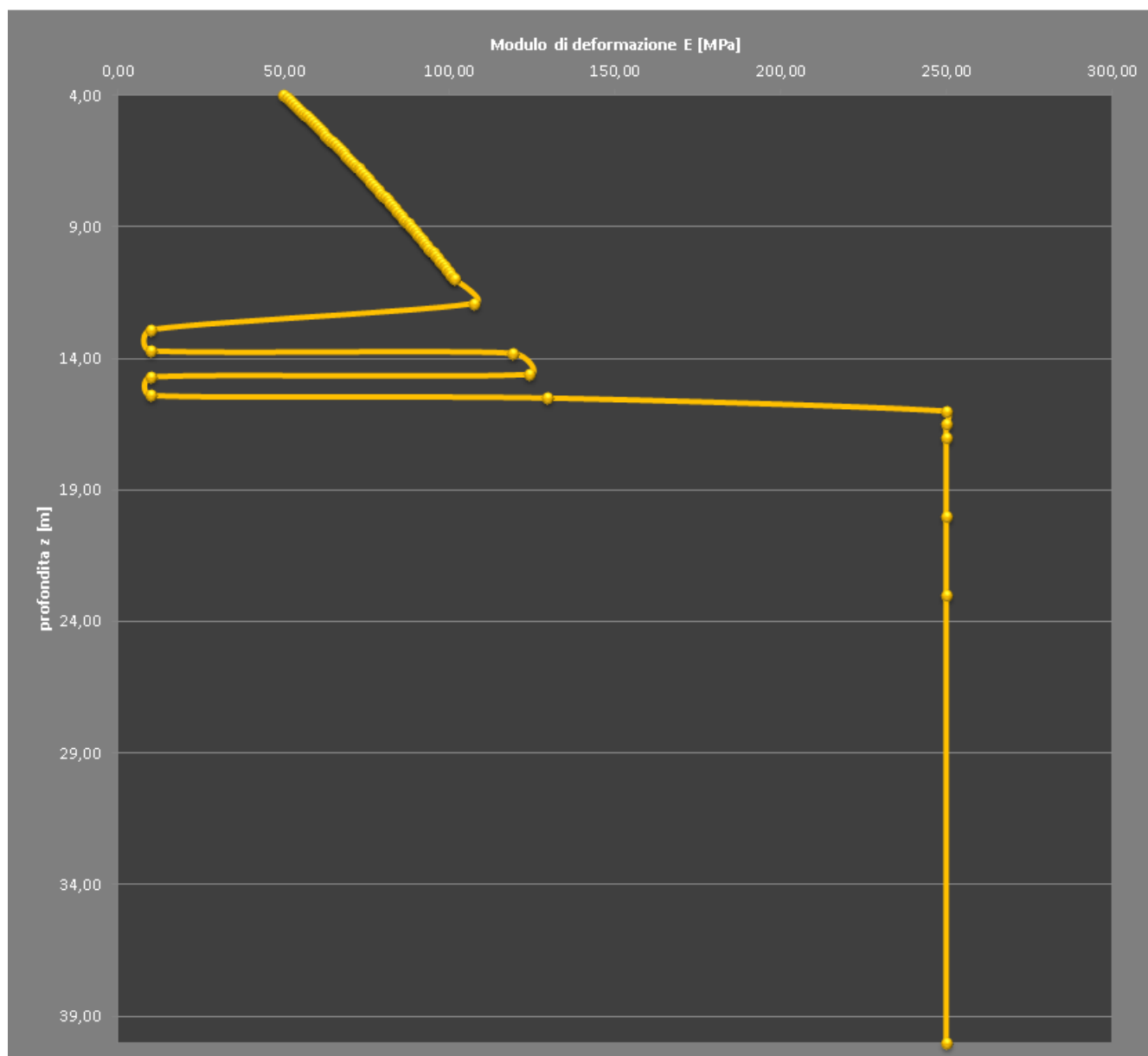
Secondo la caratterizzazione geologico\geotecnica desunta dalla campagna indagini eseguita, la zona in cui ricade l'opera presenta un modulo di deformazione che segue la legge  $E = 19(z)^{0.7}$  , nei primi 12 m da intradosso fondazione, per poi incontrare le plutoniti e ottenendo quindi un valore  $E = 250$  Mpa (assunto cautelativamente costante).

I due strati compressibili individuati dal sondaggio C434 presentano invece moduli di deformazione molto bassi assunti pari a 9 MPa.

Si prende in considerazione l'andamento del modulo di deformazione del terreno in direzione verticale, in quanto nella formula di Vesic, per definire il valore delle molle di reazione orizzontale, viene richiamato il valore  $E_s$  (modulo di Young).

Si riporta l'andamento grafico del modulo di deformazione:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



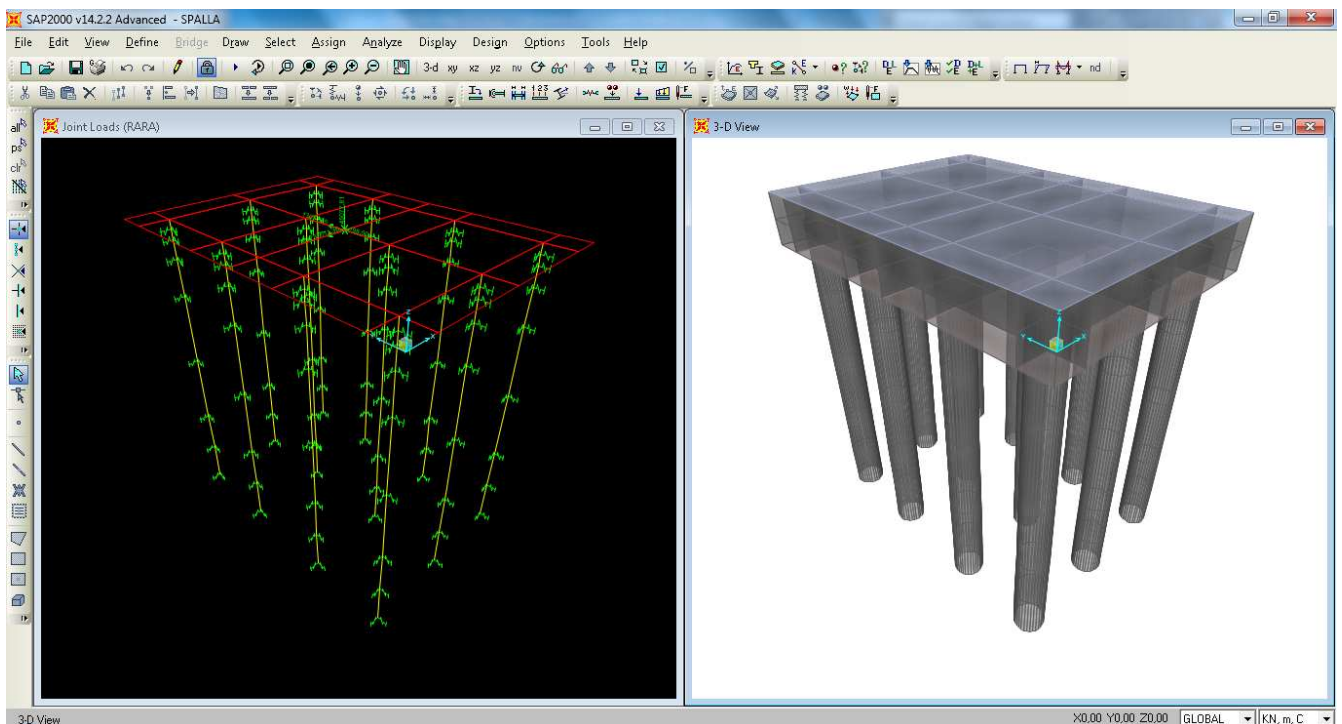
Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali e delle sezioni implementati nel modello.

<b>TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties</b>						
<b>Material</b>	<b>UnitWeight</b>	<b>UnitMass</b>	<b>E1</b>	<b>G12</b>	<b>U12</b>	<b>A1</b>
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
C25/30	25	2,5	30500000	12708333	0,2	0,0000099

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

TABLE: Area Section Properties							
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
Sp250	C25/30	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2,5	2,5

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica del modello implementato:



F3. Modello agli EF del sistema terreno-struttura

### 5.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE

Si riporta nel seguito il valore di ogni condizione elementare considerata a quota intradosso fondazione; più in particolare si adotta come origine delle azioni applicate il baricentro della pianta della platea di fondazione.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

		Fx	Fy	Fz	x	y	z	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-1,32	0,02	4,07	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	-1,32	0,02	4,07	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-1,32	0,02	4,07	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	6.311,38	0,00	0,00			3,17	0,00	19.986,03	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.398,64	0,00	0,00			4,75	0,00	6.643,56	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	5.989,09	0,00	0,00			4,75	0,00	28.448,20	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	-48,00				-1,02	169,10	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-72,00				-1,53	253,65	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-4.539,00	-1,32	0,02	4,07	-193,01	9.985,80	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	468,00	0,00	0,00	-1,32	0,02	4,07	0,00	3.088,80	-19,90
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	-1,32	0,02	4,07	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	325,00	0,00	-1,32	0,02	4,07	-1.771,00	0,00	715,00
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	20.755,31	0,00	0,00	-1,32	0,02	4,07	0,00	95.991,82	-538,40
sisma (direzione Y)	q <sub>6</sub>	0,00	5.541,39	0,00	-1,32	0,02	4,07	-28.324,07	0,00	715,67
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	-3.014,36	-1,32	0,02	4,07	-105,64	2.896,84	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	-1,32	0,02	4,07	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00

Le azioni sismiche sono già state moltiplicate per i fattori di rotazione, assumendo come dimensionante la combinazione 1,00 Ex + 0,3 Ey + 0,3 Ez.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.1.3 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008.

La Tab. 5.1.V di [NT\_1] fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi; il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P=1$ .

**Tabella 5.1.V** – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

I valori dei coefficienti  $\phi_{0j}$ ,  $\phi_{1j}$  e  $\phi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT\_1] e riportati nel seguito per completezza.

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_5</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni a intradosso fondazione per ogni combinazione di carico considerata, sia considerando la situazione in cui le azioni verticali sono massimizzate sia la condizione per cui le azioni verticali sono minimizzate.

### 5.1.3.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max)

<b>RARA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	6.311,38	0,00	0,00	0,00	19.986,03	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	1.048,98	0,00	0,00	0,00	4.982,67	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

*Codice documento*  
CS0356\_F0

*Rev*  
F0

*Data*  
20/06/2011

spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	-48,00	-1,02	169,10	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	-72,00	-1,53	253,65	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-4.539,00	-193,01	9.985,80	0,00
frenamento	$q_3$	351,00	0,00	0,00	0,00	2.316,60	-14,93
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	195,00	0,00	-1.062,60	0,00	429,00
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>FR</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	6.311,38	0,00	0,00	0,00	19.986,03	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	1.048,98	0,00	0,00	0,00	4.982,67	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	-48,00	-1,02	169,10	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	-36,00	-0,77	126,82	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-3.404,25	-144,76	7.489,35	0,00
frenamento	$q_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>QP</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CS0356\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	6.311,38	0,00	0,00	0,00	19.986,03	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	-48,00	-1,02	169,10	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-36,00	-0,77	126,82	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-52.540,39	-1.217,47	-52.868,35	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-2.025,00	-86,11	4.455,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	8.520,36	0,00	0,00	0,00	26.981,14	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.888,17	0,00	0,00	0,00	8.968,80	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	-57,60	-1,22	202,92	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-51,84	-1,10	182,63	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-6.127,65	-260,56	13.480,83	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	3.127,41	-20,15
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	292,50	0,00	-1.593,90	0,00	643,50
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>EQU</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-42.810,69	-992,01	-43.077,92	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.650,00	-70,16	3.630,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	8.327,76	0,00	0,00	0,00	26.371,24	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	2.264,92	0,00	0,00	0,00	10.758,35	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	-57,60	-1,22	202,92	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-51,84	-1,10	182,63	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-6.127,65	-260,56	13.480,83	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	3.127,41	-20,15
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	292,50	0,00	-1.593,90	0,00	643,50
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>GEO</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.570,69	0,00	0,00	0,00	23.973,85	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.929,37	0,00	0,00	0,00	9.164,52	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	-48,00	-1,02	169,10	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-43,20	-0,92	152,19	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-5.219,85	-221,96	11.483,67	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	403,65	0,00	0,00	0,00	2.664,09	-17,16
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	253,50	0,00	-1.381,38	0,00	557,70
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>SISMICA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	4.014,98	0,00	0,00	0,00	12.714,12	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	5.989,09	0,00	0,00	0,00	28.448,20	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	-48,00	-1,02	169,10	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-36,00	-0,77	126,82	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	20.755,31	0,00	0,00	0,00	95.991,82	-538,40
sisma (direzione Y)	q <sub>6</sub>	0,00	5.541,39	0,00	-28.324,07	0,00	715,67
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	-3.014,36	-105,64	2.896,84	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

### RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

<b>RIEPILOGO</b>	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>COMBINAZIONE RARA</b>	7.711,36	195,00	-45.077,81	-2.223,77	1.832,10	414,07
<b>COMBINAZIONE FR</b>	7.360,36	0,00	-43.907,06	-1.112,15	-3.107,78	0,00
<b>COMBINAZIONE QP</b>	6.311,38	0,00	-40.502,81	-967,40	-15.579,79	0,00
<b>COMBINAZIONE EQU</b>	11.066,52	292,50	-50.697,78	-2.918,96	14.675,45	623,35
<b>COMBINAZIONE STR</b>	10.882,38	292,50	-60.802,48	-3.160,36	4.530,37	623,35
<b>COMBINAZIONE GEO</b>	9.903,71	253,50	-45.729,86	-2.570,89	11.745,67	540,54
<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>	30.759,39	5.541,39	-43.517,17	-29.397,11	104.485,16	177,27

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

### 5.1.3.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min)

<b>RARA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	6.311,38	0,00	0,00	0,00	19.986,03	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.048,98	0,00	0,00	0,00	4.982,67	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	351,00	0,00	0,00	0,00	2.316,60	-14,93
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>FR</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	6.311,38	0,00	0,00	0,00	19.986,03	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.048,98	0,00	0,00	0,00	4.982,67	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>QP</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	6.311,38	0,00	0,00	0,00	19.986,03	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>STR</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	8.520,36	0,00	0,00	0,00	26.981,14	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.888,17	0,00	0,00	0,00	8.968,80	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CS0356\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	3.127,41	-20,15
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>EQU</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-35.026,93	-811,64	-35.245,57	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.350,00	-57,40	2.970,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	8.327,76	0,00	0,00	0,00	26.371,24	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	2.264,92	0,00	0,00	0,00	10.758,35	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	3.127,41	-20,15
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>GEO</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.570,69	0,00	0,00	0,00	23.973,85	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.929,37	0,00	0,00	0,00	9.164,52	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>				<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	$q_3$	403,65	0,00	0,00	0,00	2.664,09	-17,16
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>SISMICA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-38.918,81	-901,83	-39.161,74	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.500,00	-63,78	3.300,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	4.014,98	0,00	0,00	0,00	12.714,12	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	5.989,09	0,00	0,00	0,00	28.448,20	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	-48,00	-1,02	169,10	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	-36,00	-0,77	126,82	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	$q_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	$q_6$	20.755,31	0,00	0,00	0,00	95.991,82	-538,40
sisma (direzione Y)	$q_6$	0,00	5.541,39	0,00	-28.324,07	0,00	715,67
sisma (direzione Z)	$q_6$	0,00	0,00	3.014,36	105,64	-2.896,84	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

<b>RIEPILOGO</b>	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>COMBINAZIONE RARA</b>	7.711,36	0,00	-40.418,81	-965,61	-8.576,45	-14,93
<b>COMBINAZIONE FR</b>	7.360,36	0,00	-40.418,81	-965,61	-10.893,05	0,00
<b>COMBINAZIONE QP</b>	6.311,38	0,00	-40.418,81	-965,61	-15.875,71	0,00
<b>COMBINAZIONE EQU</b>	11.066,52	0,00	-36.376,93	-869,05	7.981,43	-20,15
<b>COMBINAZIONE STR</b>	10.882,38	0,00	-40.418,81	-965,61	3.215,60	-20,15
<b>COMBINAZIONE GEO</b>	9.903,71	0,00	-40.418,81	-965,61	-59,28	-17,16
<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>	30.759,39	5.541,39	-37.488,45	-29.185,83	98.691,48	177,27

#### 5.1.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

In accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1 si conducono ora le verifiche geotecniche fondamentali:

- Verifica di resistenza del palo singolo
- Verifica di capacità portante del palo singolo

Il comportamento dei pali in gruppo  $E_g$  viene valutato secondo l'equazione di Converse-Labarre:

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$

Dove

$m$  è il numero di colonne di pali

$n$  è il numero di righe di pali

$$\theta = \arctan\left(\frac{D}{s}\right) = 18,43^\circ$$

Da cui si ottiene:

$$E_g = 1 - 18,43 \cdot \frac{(4-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 4}{90 \cdot 4 \cdot 3} = 0,710$$

Pertanto la capacità complessiva della fondazione dovrà essere valutata come  $Q_{ult} \cdot n_p \cdot E_g$ , con  $Q_{ult}$  capacità portante del singolo palo,  $n_p$  numero di pali ed  $E_g$  efficienza di gruppo.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

#### 5.1.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PALO

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche. I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Fx (kN)	Fy (kN)
SIS	-1700,00	870,00	4600,00	2570,00	470,00
STR	4000,00	65,00	1680,00	910,00	30,00

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$  passo 10 cm a 7 cm da esterno sezione (50 barre disposte radialmente)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede una spirale  $\phi 12$  passo 7,5 cm nei primi metri di palo e passo 25 cm nella restante parte.

#### 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 princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-170000	87000	460000	-169980	100686	532077	1,157
2	S	400000	6500	168000	400026	29534	753717	4,486

#### 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
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00283	-0,00294	73,7	13,9	0,00220	66,8	12,7	-0,01000	-66,8	-12,7
2	0,00350	-0,00110	74,9	2,9	0,00300	67,9	4,3	-0,00672	-67,9	-4,3

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a      Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
b      Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
c      Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
x/d    Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid.    Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N. Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000088137	0,000016669	-0,003900443		
2	0,000071448	0,000002764	-0,001862624		

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	1350	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	10613.2	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1500	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	2025000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3849	$\leq$	2
$\rho_1 =$	0.005241086	$\leq$	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	2.8333
$V_{min} =$	0.2852		
$V_{Rd,c} =$	793.38	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	577.55	kN	valore minimo di resistenza

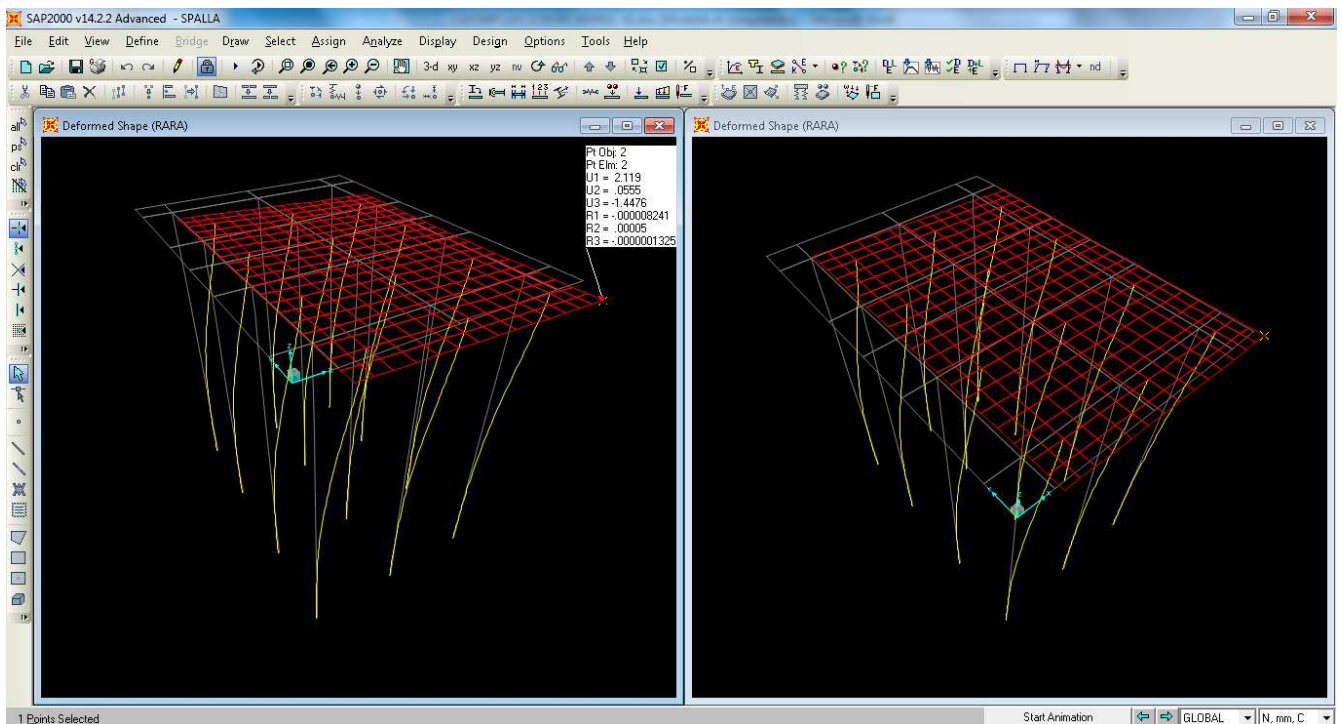
**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1500	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1350	mm	altezza utile
$z =$	1215	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226.08	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	75	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$V_1 =$	0.54		
$f_{cd} =$	14.17	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	3583.13	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	4807.38	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.786	$\leq$	3.825	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 5.1.4.2 Verifiche di deformabilità

Dal modello di calcolo analizzato, osservando la combinazione SLS – RARA, si sono ottenuti degli spostamenti massimi in direzioni longitudinale X pari a 2 mm:



Tale valore è ampiamente all'interno del tratto a comportamento lineare del terreno, pertanto l'assunzione fatta di trascurare il campo plastico risulta corretta. Inoltre si conferma la validità dell'assunzione del regime di spinta attivo durante l'azione sismica.

Gli spostamenti verticali massimi invece sono dell'ordine dei 1,4 mm, valore ammissibile per le ipotesi fatte e la tipologia di opera in esame.

#### 5.1.4.3 Verifica di capacità portante

Dalle analisi condotte sul modello agli elementi finiti, si ottengono i seguenti valori max\min di sforzo agente nel singolo palo (negativo lo sforzo di trazione):

- Nmax = 8900 kN (azione di compressione - combinazione SIS)
- Nmin = -1700 kN (azione di trazione - combinazione SIS)

Come già indicato al paragrafo 5.1, la resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per l'opera in oggetto si considera presente una sola verticale d'indagine per fondazione, pertanto si assume  $\xi = 1,7$ .

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  per il calcolo dei pali di fondazione, avendo adottato pali trivellati e l'**approccio 2** di calcolo, sono:

- $\gamma_b = 1,35$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_{st} = 1,25$

Il valore della resistenza di progetto  $R_d$  viene quindi ottenuto come:

$$R_{d,c} = \frac{R_{k,b}}{\xi \cdot \gamma_b} + \frac{R_{k,l}}{\xi \cdot \gamma_s} - W = \frac{q_b \cdot A_p}{\xi \cdot \gamma_b} + \frac{\sum q_{s,i} \cdot A_i}{\xi \cdot \gamma_s} - W \quad \text{resistenza di progetto, pali in compressione}$$

$$R_{d,t} = \frac{R_{k,lt}}{\xi \cdot \gamma_{st}} + W = \frac{\sum q_{s,i} \cdot A_i}{\xi \cdot \gamma_{st}} + W \quad \text{resistenza di progetto, pali in trazione}$$

dove:

$$q_{si} = q_{ai} + \mu_i \cdot k_i \cdot \sigma'_{vi}$$

$$q_p = c \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

$$q_{ai} = \text{Adesione laterale pari a } \alpha \cdot c'$$

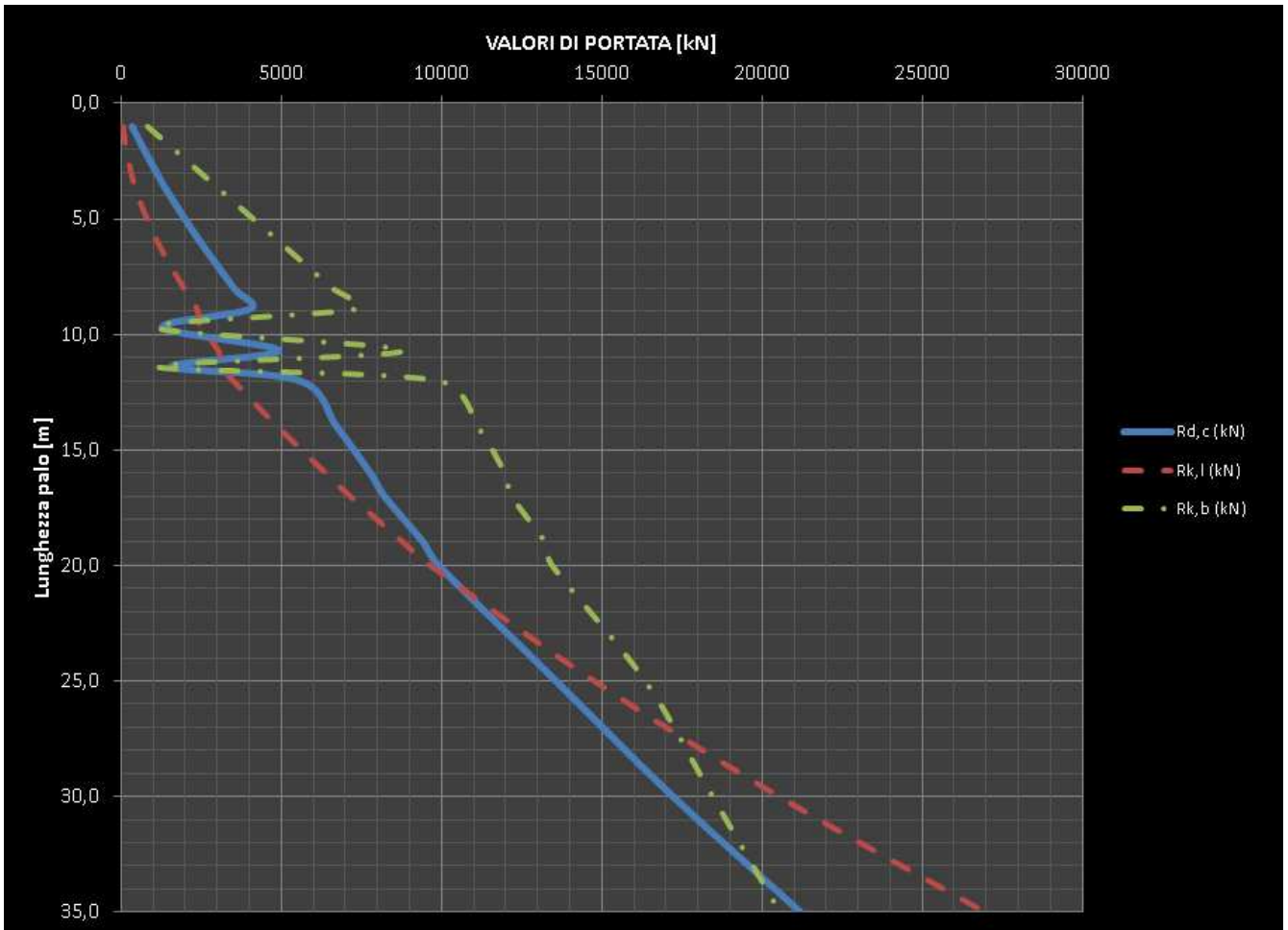


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

- $\mu_i$  = Coefficiente di attrito terreno/palo pari a  $\text{tg } \phi$   
 $k_i$  = Rapporto tra tensione normale sulla superficie laterale del palo alla profondità  $z$  e tensione verticale  $\sigma_v$  agente alla stessa profondità, cautelativamente assunto pari a 0,7 (in compressione) e 0,5 (in trazione)  
 $\sigma'_{vi}$  = Pressione efficace media sul tratto di palo  
 $A_{li}$  = Area della superficie laterale del tratto di palo  
 $c'$  = Coesione del terreno  
 $q'l$  = Pressione efficace sul piano orizzontale passante per la punta del palo  
 $Nq$  = Fattori adimensionali di capacità portante funzioni dell'angolo di attrito del terreno  $\phi$  e del rapporto tra lunghezza e diametro del palo.  
 $Nc$  = Fattore di capacità portante (terre coesive)  
 $A_p$  = Area della punta  
 $W$  = peso proprio del palo

Nel seguito si riportano in forma tabellare e grafica i valori di capacità portante in funzione della lunghezza del palo per azioni di compressione:

H (m)	L (m)	H <sub>c</sub> (m)	Δh (m)	γ (Kn/m³)	σ <sub>vo</sub> (KPa)	U <sub>o</sub> (KPa)	σ'_{vo} (KPa)	N <sub>spt</sub>	Cu (KPa)	φ (°)	α	K <sub>i</sub>	Nc	Nq	Al (m²)	Ap (m²)	R <sub>k,l</sub> (kN)	R <sub>k,b</sub> (kN)	R <sub>d,c</sub> (kN)
1,0	1,0	0,5	1,0	20	20	-	20			38,0	-	0,7	-	23,3	4,71	1,77	52	824	341
2,0	2,0	1,5	1,0	20	40	-	40			38,0	-	0,7	-	23,3	4,71	1,77	155	1648	709
3,0	3,0	2,5	1,0	20	60	-	60			38,0	-	0,7	-	23,3	4,71	1,77	309	2471	1103
4,0	4,0	3,5	1,0	20	80	-	80			38,0	-	0,7	-	23,3	4,71	1,77	515	3295	1523
6,0	6,0	5,0	2,0	20	120	-	120			38,0	-	0,7	-	23,3	9,42	1,77	1134	4943	2469
8,0	8,0	7,0	2,0	20	160	-	160			38,0	-	0,7	-	23,3	9,42	1,77	1959	6590	3520
8,9	8,9	8,5	0,9	20	178	-	178			38,0	-	0,7	-	23,3	4,24	1,77	2371	7332	4015
9,7	9,7	9,3	0,8	20	194	-	194	44		0,65	-	9	1,0	3,77	1,77	2479	1043	1294	
10,7	10,7	10,2	1,0	20	214	-	214			38,0	-	0,7	-	23,3	4,71	1,77	3030	8815	4918
11,4	11,4	11,1	0,7	20	228	-	228	44		0,65	-	9	1,0	3,30	1,77	3124	1103	1575	
12,0	12,0	11,7	0,6	20	240	-	240			38,0	-	0,7	-	23,3	2,83	1,77	3495	9886	5566
14,0	14,0	13,0	2,0	20	280	10	270			38,0	-	0,7	-	23,3	9,42	1,77	4888	11130	6732
16,0	16,0	15,0	2,0	20	320	29	291			38,0	-	0,7	-	23,3	9,42	1,77	6386	11970	7776
17,0	17,0	16,5	1,0	20	340	44	296			38,0	-	0,7	-	23,3	4,71	1,77	7148	12188	8217
19,0	19,0	18,0	2,0	20	380	59	321			38,0	-	0,7	-	23,3	9,42	1,77	8804	13230	9429
20,0	20,0	19,5	1,0	20	400	74	327			38,0	-	0,7	-	23,3	4,71	1,77	9645	13449	9910
25,0	25,0	22,5	5,0	20	500	103	397			38,0	-	0,7	-	23,3	23,56	1,77	14762	16357	13574
30,0	30,0	27,5	5,0	20	600	152	448			38,0	-	0,7	-	23,3	23,56	1,77	20536	18457	17222
35,0	35,0	32,5	5,0	20	700	201	499			38,0	-	0,7	-	23,3	23,56	1,77	26967	20558	21206

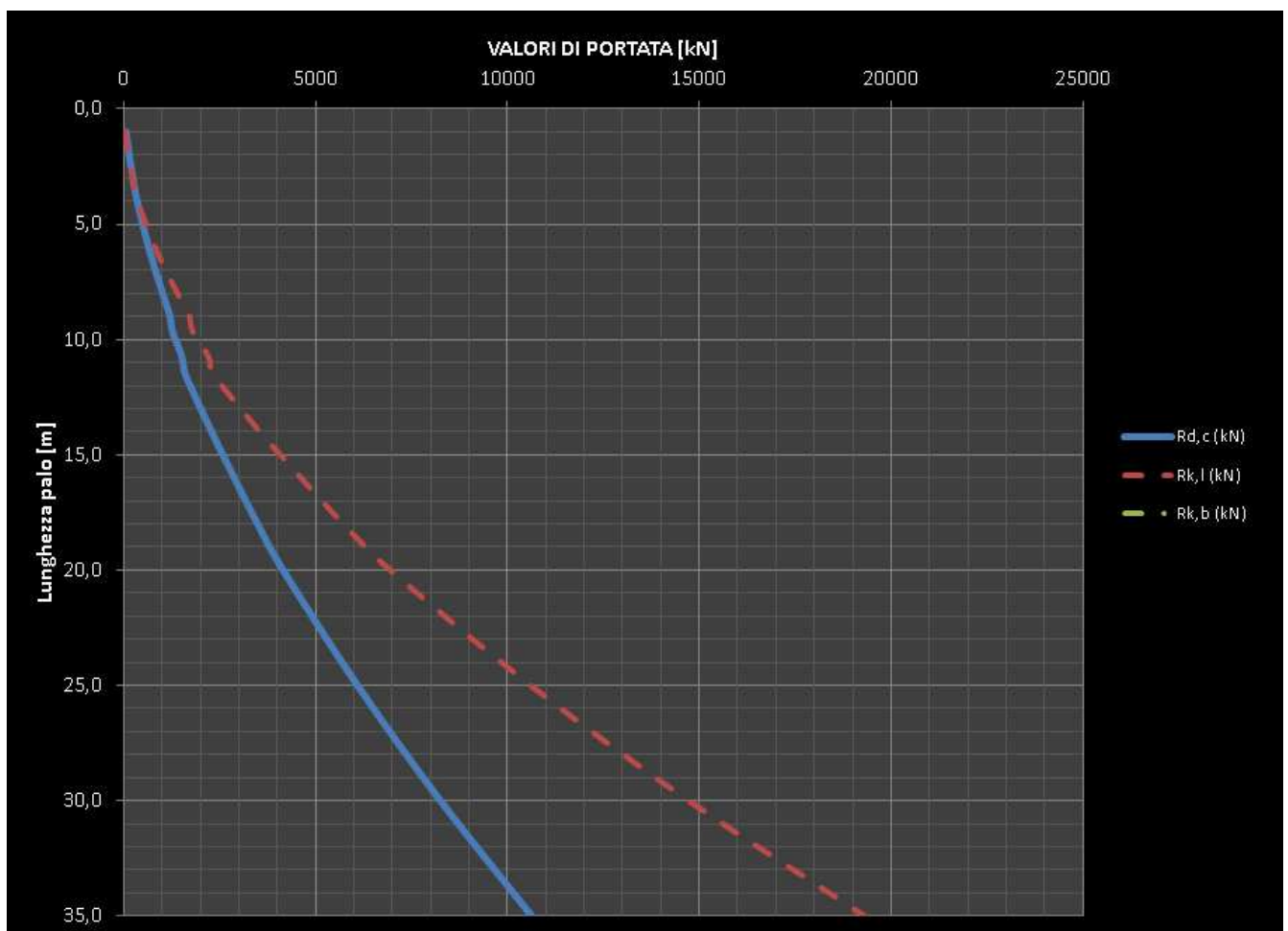


Nel seguito si riportano in forma tabellare e grafica i valori di capacità portante in funzione della lunghezza del palo per azioni di trazione:

H (m)	L (m)	H <sub>c</sub> (m)	Δh (m)	γ (Kn/m <sup>3</sup> )	σ <sub>vo</sub> (KPa)	U <sub>o</sub> (KPa)	σ' <sub>vo</sub> (KPa)	N <sub>spt</sub>	Cu (KPa)	φ (°)	α	K <sub>i</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	AI (m <sup>2</sup> )	Ap (m <sup>2</sup> )	R <sub>k,l</sub> (kN)	R <sub>k,b</sub> (kN)	R <sub>d,c</sub> (kN)
1,0	1,0	0,5	1,0	20	20	-	20			38,0	-	0,5	-	23,3	4,71	1,77	37		61
2,0	2,0	1,5	1,0	20	40	-	40			38,0	-	0,5	-	23,3	4,71	1,77	110		140
3,0	3,0	2,5	1,0	20	60	-	60			38,0	-	0,5	-	23,3	4,71	1,77	221		236
4,0	4,0	3,5	1,0	20	80	-	80			38,0	-	0,5	-	23,3	4,71	1,77	368		350
6,0	6,0	5,0	2,0	20	120	-	120			38,0	-	0,5	-	23,3	9,42	1,77	810		646
8,0	8,0	7,0	2,0	20	160	-	160			38,0	-	0,5	-	23,3	9,42	1,77	1399		1012
8,9	8,9	8,5	0,9	20	178	-	178			38,0	-	0,5	-	23,3	4,24	1,77	1694		1190
9,7	9,7	9,3	0,8	20	194	-	194		44		0,65	-	9	1,0	3,77	1,77	1801		1276
10,7	10,7	10,2	1,0	20	214	-	214			38,0	-	0,5	-	23,3	4,71	1,77	2195		1506
11,4	11,4	11,1	0,7	20	228	-	228		44		0,65	-	9	1,0	3,30	1,77	2289		1581
12,0	12,0	11,7	0,6	20	240	-	240			38,0	-	0,5	-	23,3	2,83	1,77	2554		1732
14,0	14,0	13,0	2,0	20	280	10	270			38,0	-	0,5	-	23,3	9,42	1,77	3549		2288

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0

16,0	16,0	15,0	2,0	20	320	29	291			38,0	-	0,5	-	23,3	9,42	1,77	4619		2880
17,0	17,0	16,5	1,0	20	340	44	296			38,0	-	0,5	-	23,3	4,71	1,77	5164		3181
18,0	18,0	17,5	1,0	20	360	54	306			38,0	-	0,5	-	23,3	4,71	1,77	5727		3490
20,0	20,0	19,0	2,0	20	400	69	331			38,0	-	0,5	-	23,3	9,42	1,77	6947		4152
25,0	25,0	22,5	5,0	20	500	103	397			38,0	-	0,5	-	23,3	23,56	1,77	10602		6093
30,0	30,0	27,5	5,0	20	600	152	448			38,0	-	0,5	-	23,3	23,56	1,77	14726		8255
35,0	35,0	32,5	5,0	20	700	201	499			38,0	-	0,5	-	23,3	23,56	1,77	19320		10637



Adottando pali di lunghezza 19 m, entrambe le verifiche (a trazione e compressione) risultano soddisfatte.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5.2 ANALISI AVANZATA DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE

Per confermare le analisi svolte nei paragrafi precedenti, nei quali si è utilizzato:

- un modello agli EF nella schematizzazione delle fondazioni di pile e spalle
- comportamento del terreno elastico lineare
- controllo che le deformazioni subite dagli elementi confermasse l'ipotesi fatta

si esegue in questo paragrafo un analisi statica non lineare alle Differenze Finite, del complesso fondazione\terreno mediante il software GROUP 7.0.

In accordo con il D.M. 14.01.2008 § 6.4 e con la C.M. 02.02.2009 vengono condotte le analisi di tipo geotecnico del complesso terreno\spalla.

### 5.2.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata svolta ai paragrafi precedenti di analisi delle sottostrutture. Nel seguito si farà riferimento alla sola combinazione SISMICA (vedi paragrafo 5.1.3), risultata più gravosa sia per le fondazioni delle Spalle che per le fondazioni delle Pile.

### 5.2.2 MODELLO DI CALCOLO

#### 5.2.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

L'analisi della palificata è stata condotta con il programma di calcolo Group 7.0, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

Il programma consente di definire sia un modello bidimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ( $M - \theta$ ) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In particolare, per le curve p-y relative a carichi orizzontali, vengono utilizzate le correlazioni riportate nel paragrafo seguente.

Per quanto riguarda le curve carico – cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

### 5.2.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La valutazione dei parametri necessari ad individuare il comportamento di un palo libero di ruotare in testa, soggetto a carico orizzontale e momento flettente applicati in testa, è effettuata attraverso la risoluzione del problema di un palo infisso in un semispazio elastico sollecitato da una forza concentrata  $H_t$  agente in sommità del palo ed una coppia  $M_t$ ; tale problema è governato dalla risoluzione dell'equazione differenziale:

$$E_P J \frac{d^4 y}{dx^4} + Q \frac{d^2 y}{dx^2} = p$$

con:

$p$  =  $-E_s y$  reazione orizzontale del terreno per unità di lunghezza

$E_s$  = modulo di reazione orizzontale del terreno (modulo secante della curva di reazione del terreno p-y)

$E_P$  = modulo elastico del palo

$J$  = modulo di inerzia della sezione del palo

$y$  = spostamento orizzontale del palo alla quota  $x$  lungo il fusto del palo

$Q$  = carico assiale agente sul palo

Per pali caricati lateralmente di rigidità flessionale  $E_P J$  costante con la profondità e immersi in terreni caratterizzati dalle seguenti tre possibili diverse leggi di variazione del modulo  $E_s$  con la profondità:

- $E_s = k$             modulo di reazione costante
- $E_s = k x$         modulo di reazione variabile linearmente con la profondità
- $E_s = k_1 + k_2 x$     variazione del modulo di reazione con legge polinomica

si può fare riferimento alle soluzioni in forma chiusa individuate da Matlock-Reese [1960].

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In questo caso, la valutazione dei parametri:

y = spostamento orizzontale

s = rotazione

M = momento flettente

T = taglio

p = reazione orizzontale

si può effettuare con riferimento alle seguenti formule:

$$y = \left( \frac{H_t \cdot T^3}{E \cdot J} \right) \cdot A_y + \left( \frac{M_t \cdot T^2}{E \cdot J} \right) \cdot B_y$$

$$s = \left( \frac{H_t \cdot T^2}{E \cdot J} \right) \cdot A_z + \left( \frac{M_t \cdot T}{E \cdot J} \right) \cdot B_z$$

$$M = (H_t \cdot T) \cdot A_m + M_t \cdot B_m$$

$$H = H_t \cdot A_s + \left( \frac{M_t}{T} \right) \cdot B_s$$

$$p = \left( \frac{H_t}{T} \right) \cdot A_p + \left( \frac{M_t}{T^2} \right) \cdot B_p$$

dove:

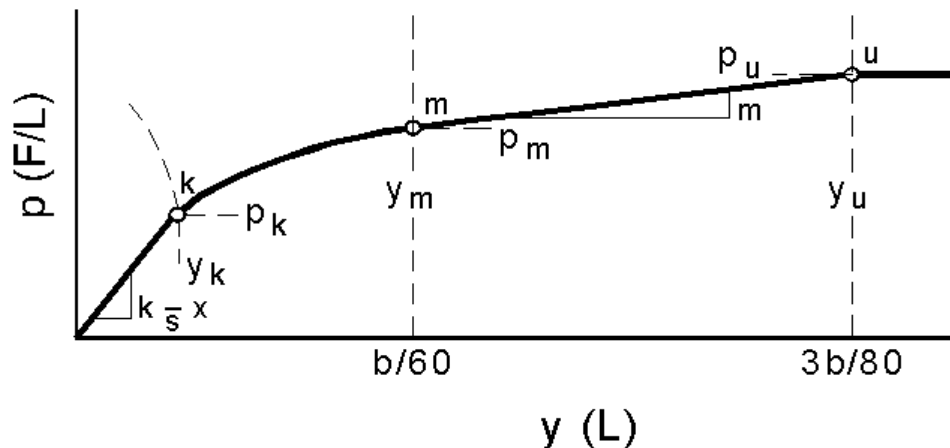
$A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$  = coefficienti adimensionali, funzione di:

- andamento con la profondità del modulo di reazione orizzontale del terreno;
- flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti  $L/T$  e  $z/T$ , con  $L$  pari alla lunghezza del palo e  $z$  pari alla profondità generica dal piano campagna, dove  $T = (E_p J / k_1)^{0.2}$

In modo più rigoroso, l'equazione differenziale che descrive il comportamento del palo sottoposto a carico orizzontale può essere risolta iterativamente con un metodo di calcolo alle differenze finite, suddividendo il palo in conci di lunghezza  $h$  ed assegnando le adeguate condizioni al contorno alla testa del palo.

Le curve  $p$ - $y$  di risposta del terreno, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà geo-meccaniche che li caratterizzano.

Per i terreni incoerenti presenti nella zona di intervento, si fa riferimento alle curve definite da Reese, Cox e Koop.



1- calcolo di  $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$y$  spostamento orizzontale

$\gamma$  peso di volume efficace

$z$  profondità da p.c.

$K_0$  coefficiente di spinta a riposo

$\phi$  angolo di attrito

$\beta$   $45 + \phi/2$

$\alpha$   $\phi/2$

$D$  diametro del palo

$K_a$   $\tan^2(45 + \phi/2)$

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di  $p_u = A_i \cdot p$  (Figura F5)

3- calcolo di  $p_m = B_i \cdot p$  (Figura F5)

4- definizione del tratto iniziale della curva  $p-y$

5- definizione del tratto parabolico della curva  $p-y$

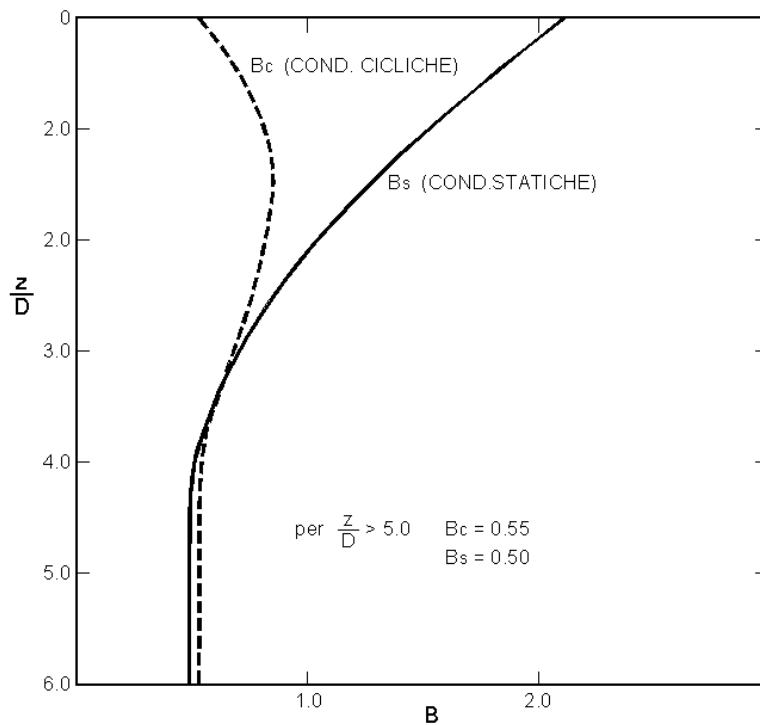
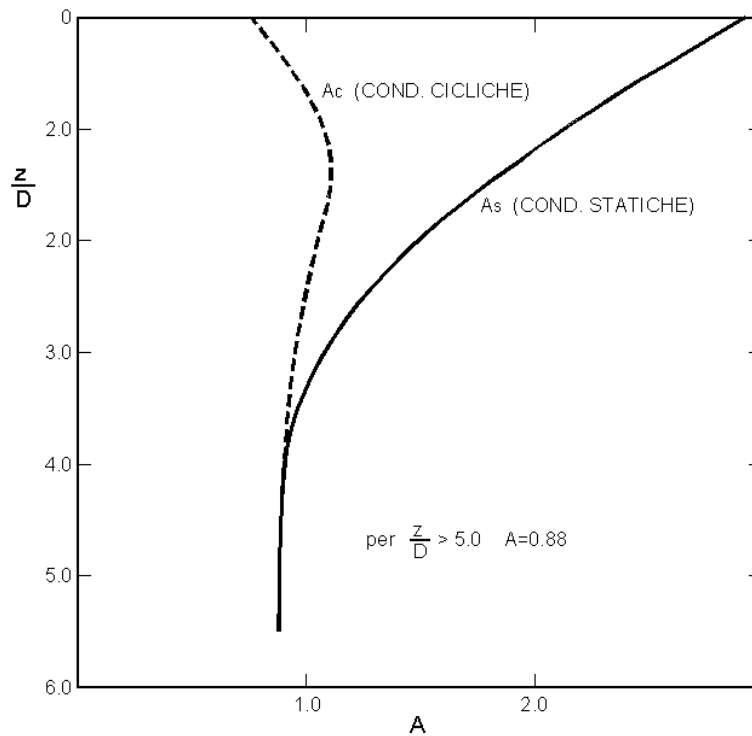
$$p = C y^{1/n}$$

dove:

$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$

F4. Curva  $p-y$  per SABBIE – carichi statici e ciclici

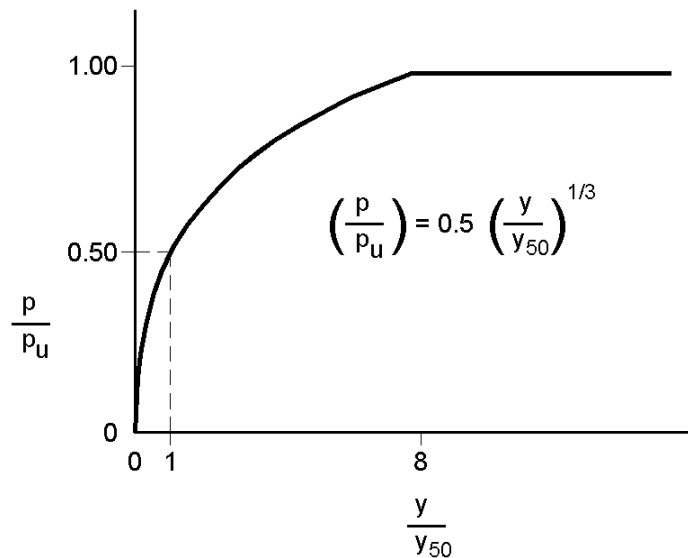


F5. Parametri A e B per definire la curva p-y per SABBIE – carichi statici e ciclici



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Mentre per la definizione del comportamento dei due strati compressibili si fa riferimento alle curve di Welch e Reese, valide per argille tenere.



$$p_{u1} = [3 + \sigma'/c_u + (J/D)z]c_u D \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1 + \tan \delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$\sigma'$  pressione geostatica verticale efficace alla quota  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

$y_{50}$  spostamento orizzontale per  $p=0.5 p_u$

$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

F6. Curva p-y per ARGILLE TENERE SOTTO FALDA – carichi statici

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Nella definizione delle curve t-z, si è definito il valore limite di attrito laterale in funzione della relazione valida per terreni granulari, dato dall'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi) < 150 \text{ kPa}$$

dove:

k = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo.

$\sigma'_v$  = pressione geostatica verticale efficace;

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno naturale.

Per i pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

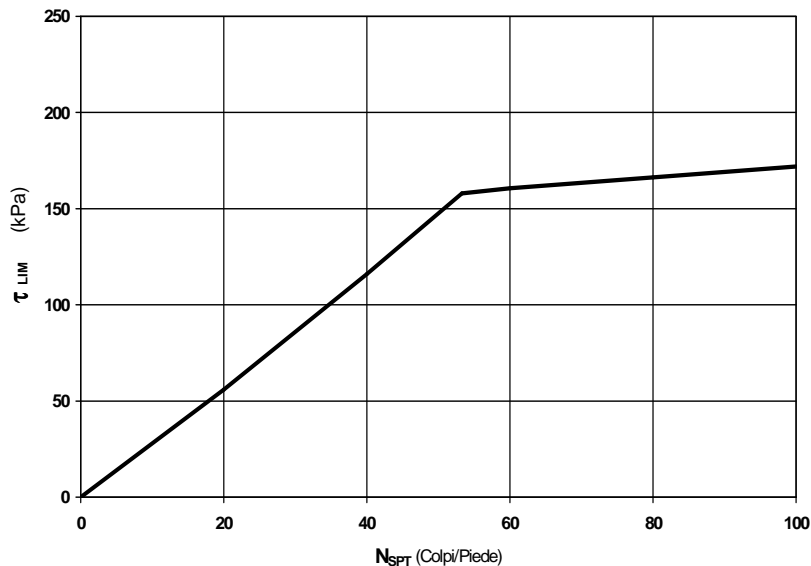
k = 0.7 in compressione

k = 0.5 in trazione

Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT}) \quad , \quad \text{con } N_{SPT} = \text{numero di colpi/piede in prova SPT}$$

Nella figura seguente è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della  $\tau_{lim}$  e il valore di  $N_{SPT}$ :



Mentre per i terreni coesivi si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_U \leq 150 \text{ kPa}$$

dove:

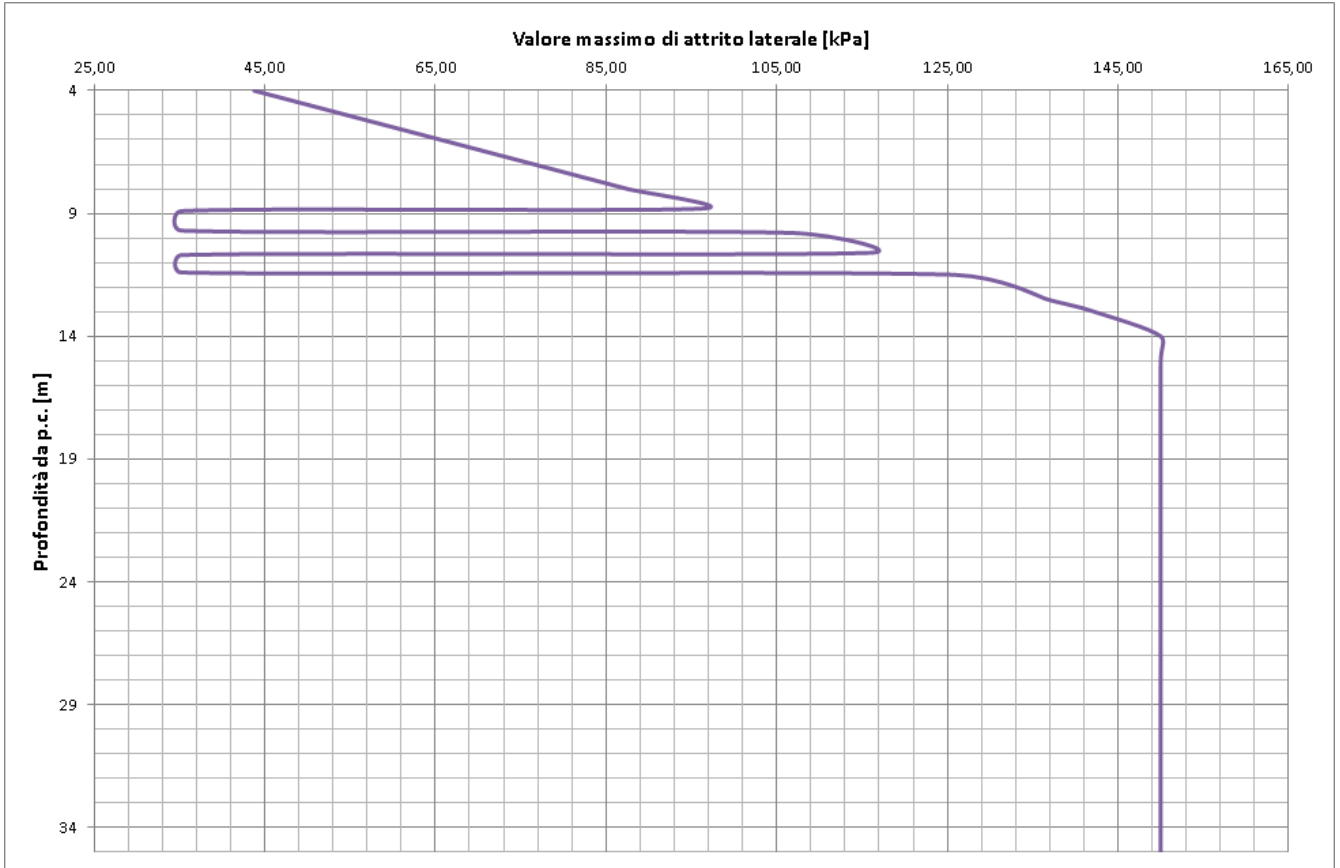
$\alpha$  = coefficiente riduttivo, assunto per pali trivellati, pari a:

$\alpha = 0.9$  per  $c_U \leq 25$  kPa;  $0.8$  per  $25 < c_U \leq 50$  kPa;  $0.6$  per  $50 < c_U \leq 75$  kPa;  $0.4$  per  $c_U > 75$  kPa; AGI [1984])

$c_U$  = resistenza al taglio non drenata (kPa).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

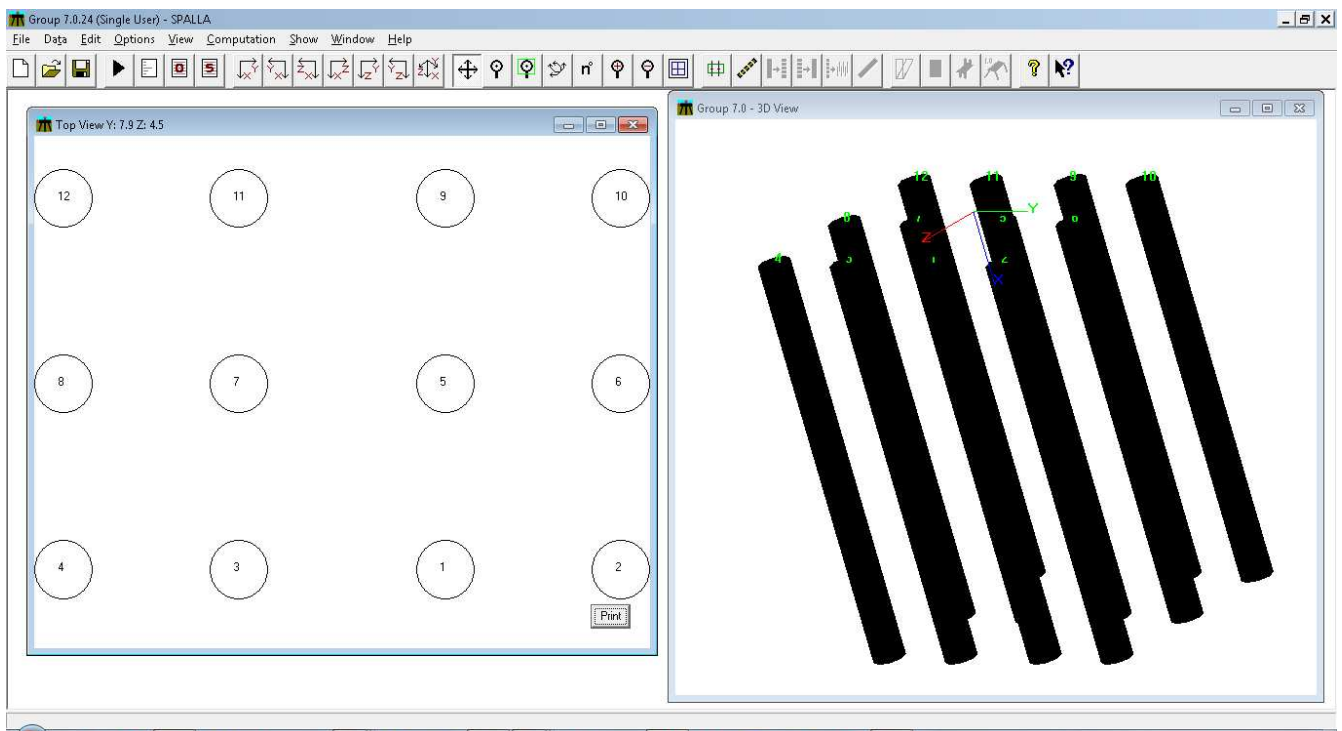
Con le ipotesi assunte si ottiene la seguente curva di attrito massimo laterale attivabile:



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.2.3 Risultati delle analisi delle palificate delle Spalle

Le spalle sono fondate su n. 12 pali trivellati di diametro  $D=1500$  mm, disposti come in figura sottostante, a una distanza minima di  $3d$ .



Si riportano i risultati più significativi dedotti dall'analisi. In particolare si riportano:

- le azioni in testa a ciascun palo
- le deformazioni lungo l'asse longitudinale per ciascun palo
- le deformazioni lungo l'asse trasversale per ciascun palo
- le azioni taglianti lungo l'asse longitudinale per ciascun palo
- le azioni taglianti lungo l'asse trasversale per ciascun palo
- le azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse longitudinale per ciascun palo
- le azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse trasversale per ciascun palo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.2.3.1 Azioni in testa a ciascun palo

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 1 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00362	Axial Force (kN)	6720
Displacement Y (m)	0.00089	Shear Y (kN)	454
Displacement Z (m)	0.00588	Shear Z (kN)	3080
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-5530
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	791

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 2 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.0039	Axial Force (kN)	7100
Displacement Y (m)	0.00089	Shear Y (kN)	458
Displacement Z (m)	0.00604	Shear Z (kN)	3210
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-5760
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	797

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 3 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00329	Axial Force (kN)	6270
Displacement Y (m)	0.00089	Shear Y (kN)	459
Displacement Z (m)	0.00569	Shear Z (kN)	3000
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-5340
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	797

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 4 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.003	Axial Force (kN)	5880
Displacement Y (m)	0.00089	Shear Y (kN)	471
Displacement Z (m)	0.00554	Shear Z (kN)	2980
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-5230
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	810

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 5 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00196	Axial Force (kN)	4320
Displacement Y (m)	0.00106	Shear Y (kN)	404
Displacement Z (m)	0.00588	Shear Z (kN)	2250
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4440
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	797

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 6 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00224	Axial Force (kN)	4840
Displacement Y (m)	0.00106	Shear Y (kN)	428
Displacement Z (m)	0.00604	Shear Z (kN)	2460
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4790
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	831

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 7 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00162	Axial Force (kN)	3690
Displacement Y (m)	0.00106	Shear Y (kN)	409
Displacement Z (m)	0.00569	Shear Z (kN)	2190
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4280
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	803

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 8 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00134	Axial Force (kN)	3080
Displacement Y (m)	0.00106	Shear Y (kN)	436
Displacement Z (m)	0.00554	Shear Z (kN)	2260
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4310
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	840



**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 9 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00029	Axial Force (kN)	740
Displacement Y (m)	0.00123	Shear Y (kN)	487
Displacement Z (m)	0.00588	Shear Z (kN)	2290
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4490
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	977

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 10 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.000575	Axial Force (kN)	1420
Displacement Y (m)	0.00123	Shear Y (kN)	516
Displacement Z (m)	0.00604	Shear Z (kN)	2500
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4850
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	1020

**PileTopResults**

Cap Results      Pile Group: 11 (12)       Local Axes  
 Global Axes

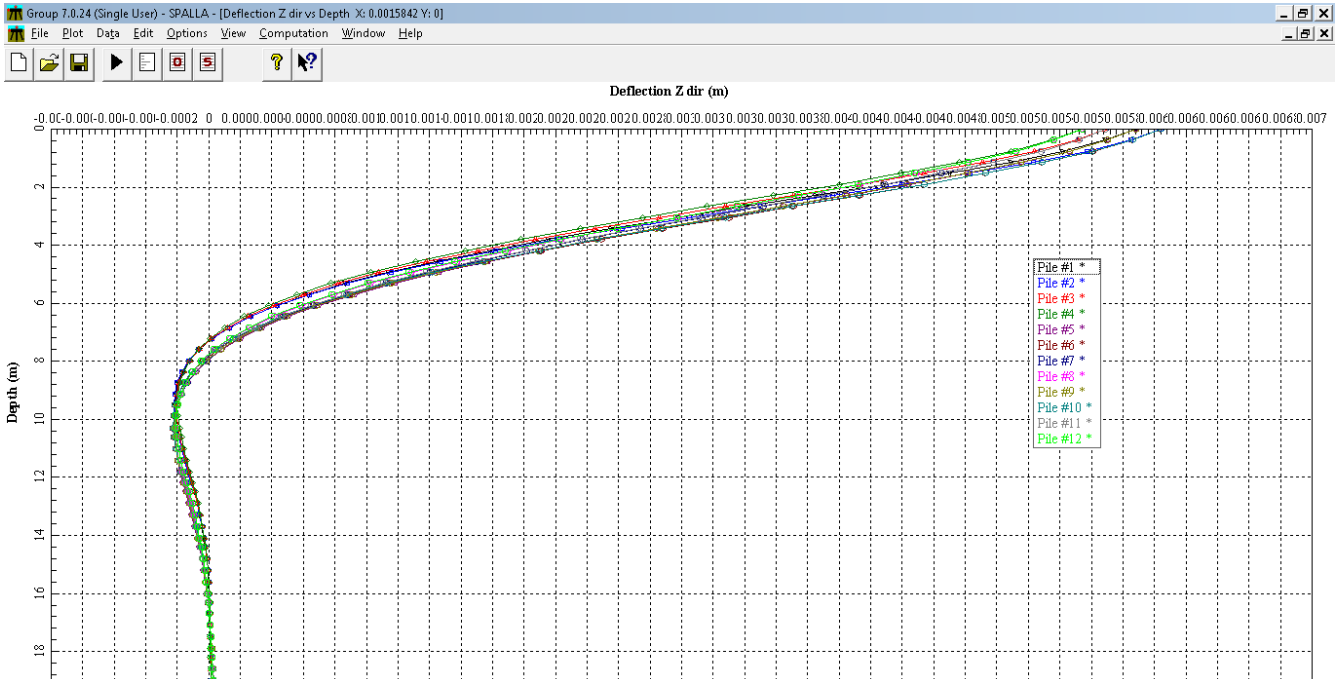
Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-4.28E-5	Axial Force (kN)	-63.9
Displacement Y (m)	0.00123	Shear Y (kN)	493
Displacement Z (m)	0.00569	Shear Z (kN)	2230
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4340
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	984

**PileTopResults**

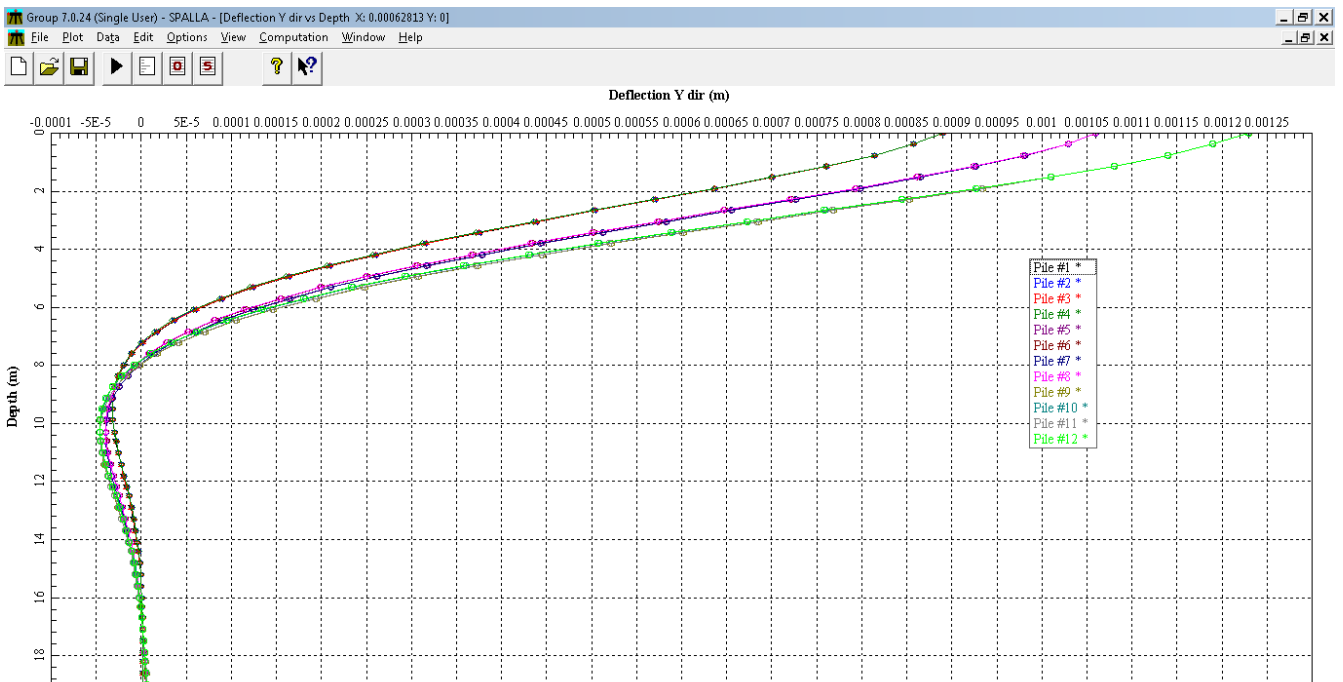
Cap Results      Pile Group: 12 (12)       Local Axes  
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-0.000327	Axial Force (kN)	-477
Displacement Y (m)	0.00123	Shear Y (kN)	526
Displacement Z (m)	0.00554	Shear Z (kN)	2310
Rotation X (rad)	3.53E-5	Moment X (kN-m)	14.2
Rotation Y (rad)	0.00035	Moment Y (kN-m)	-4370
Rotation Z (rad)	-6.31E-5	Moment Z (kN-m)	1030

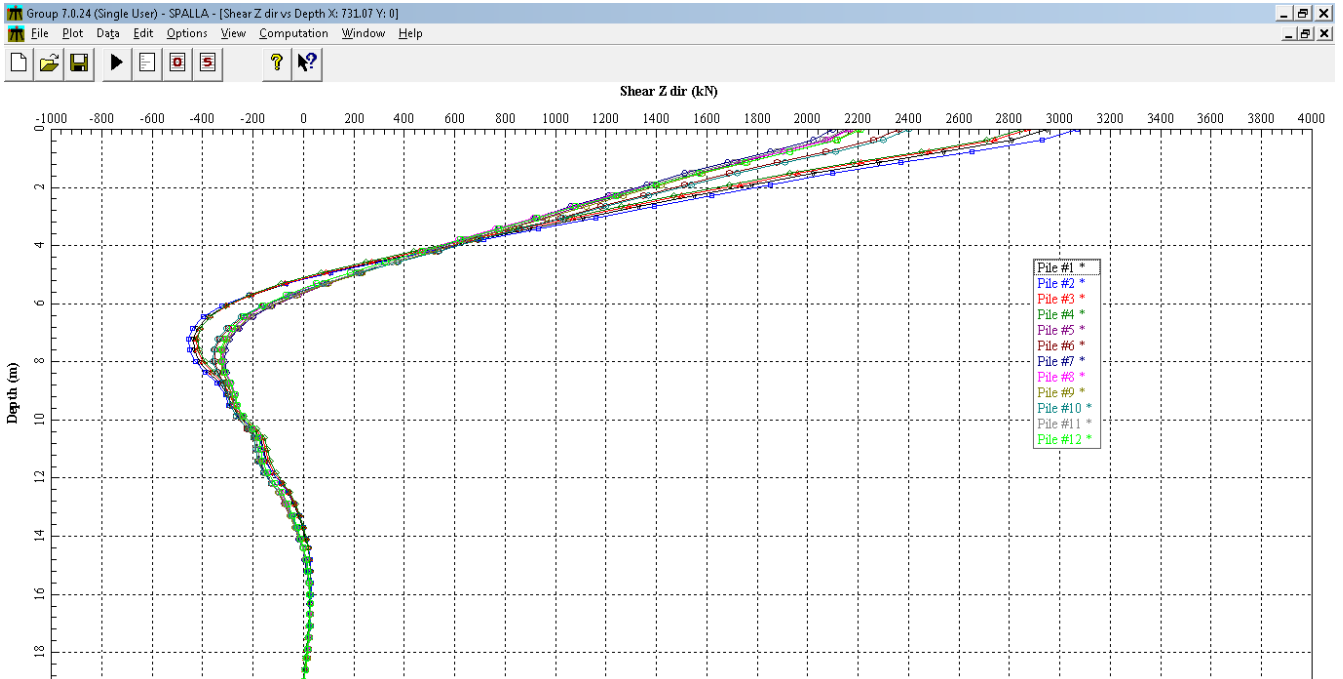
### 5.2.3.2 Deformazioni lungo l'asse longitudinale per ciascun palo



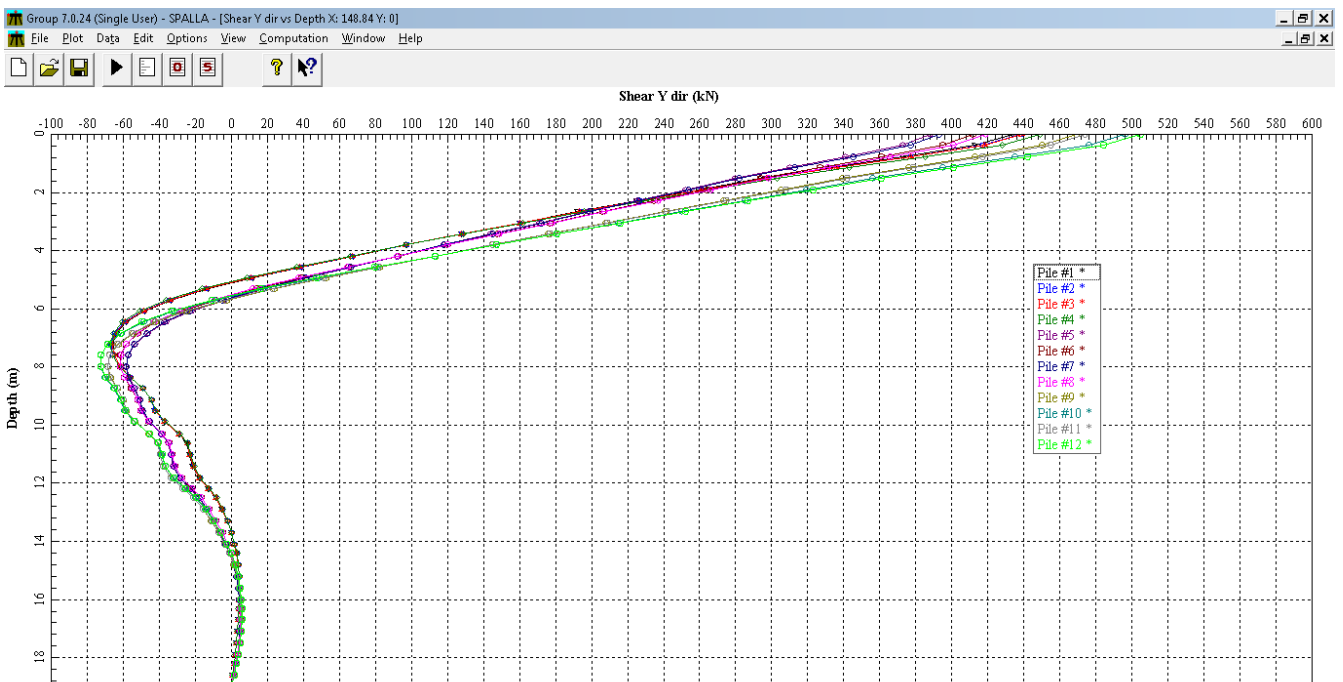
### 5.2.3.3 Deformazioni lungo l'asse trasversale per ciascun palo



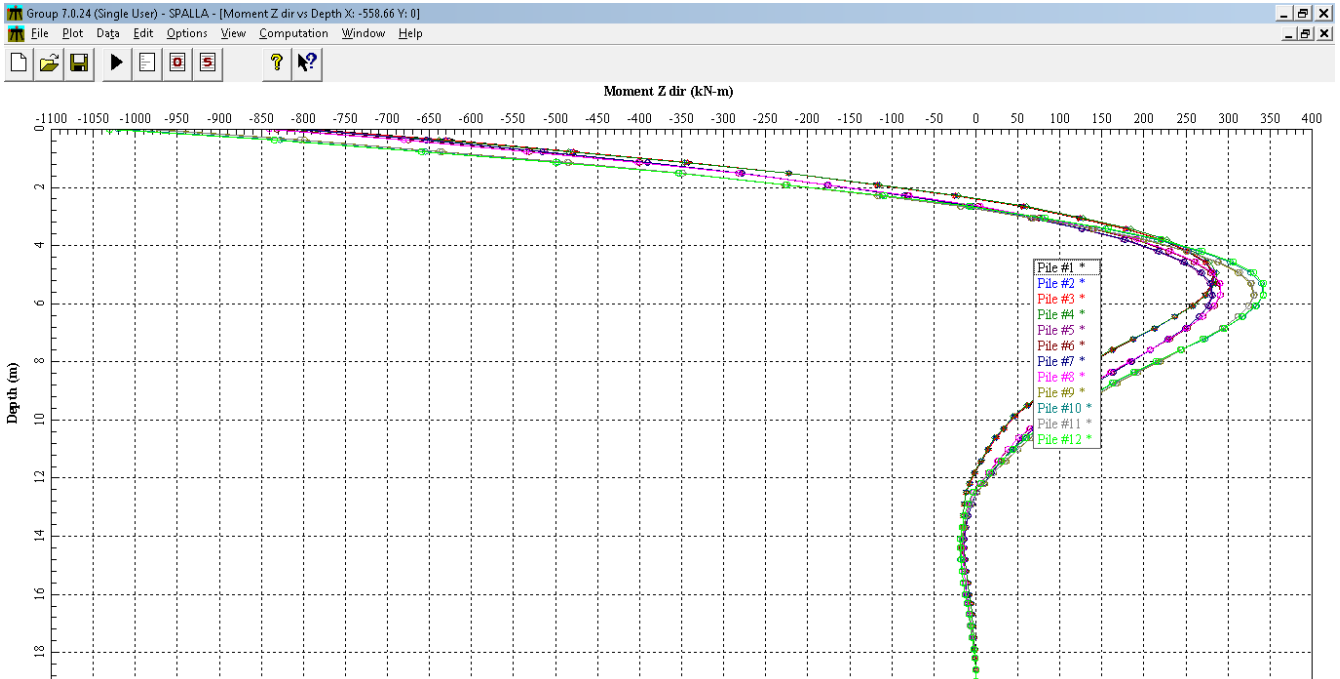
### 5.2.3.4 Azioni taglianti lungo l'asse longitudinale per ciascun palo



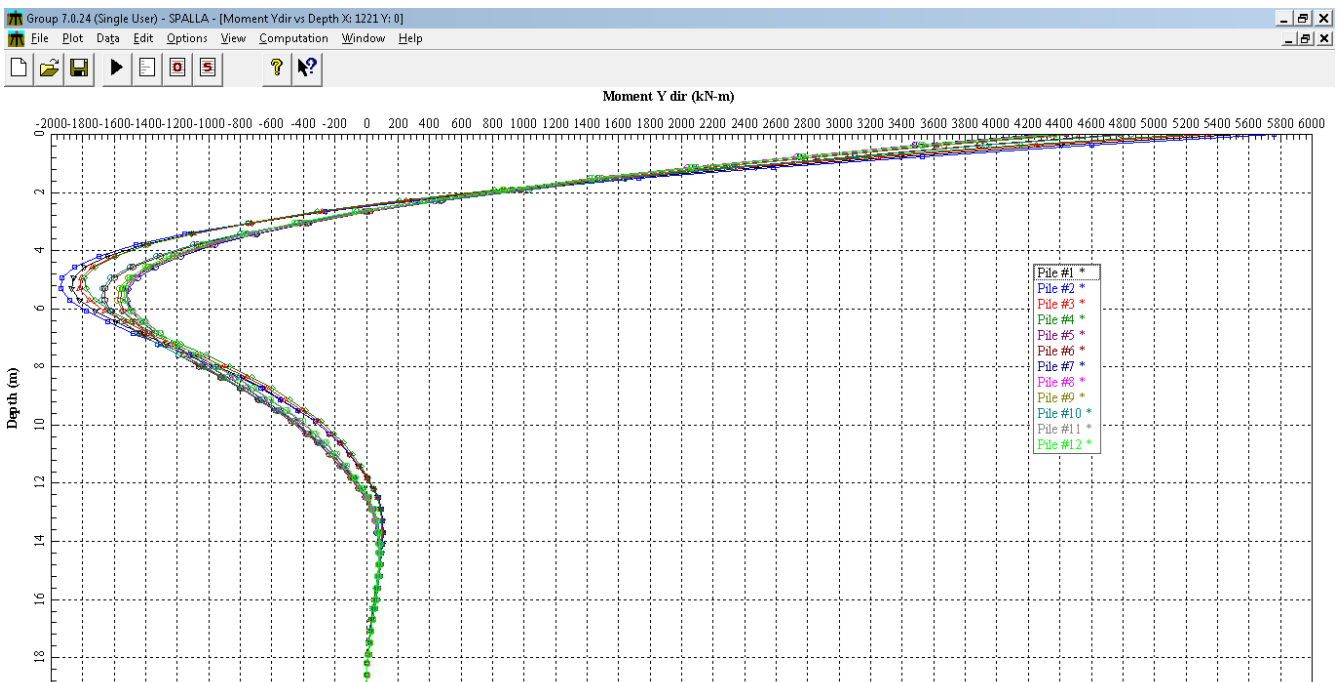
### 5.2.3.5 Azioni taglianti lungo l'asse trasversale per ciascun palo



**5.2.3.6 Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse longitudinale per ciascun palo**



**5.2.3.7 Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse trasversale per ciascun palo**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5.2.4 Conclusione delle analisi svolte

Dalle analisi svolte ai paragrafi precedenti, si ottengono risultati in ottimo accordo che le analisi svolte sui modelli agli EF riportate ai paragrafi 5.1.

Per una maggior comprese delle risultanze nei due modelli si riportano in forma tabellare i valori delle grandezze fondamentali per ciascun modello, e indicando la differenza percentuale ottenuta (se la differenza è positiva, i valori ottenuti nel modello avanzato sono maggiori di quanto analizzato nel modello agli EF).

### ANALISI CONDOTTE SULLA SPALLA

GRANDEZZA INDAGATA	MODELLO AGLI EF	MODELLO CON GROUP	DIFFERENZA %
Azione assiale Nmin [kN]	-1700	-477	-256.39%
Azione assiale Nmax [kN]	8900	7100	-25.35%
Azione tagliante direzione longitudinale [kN]	2570	3100	<b>17.10%</b>
Azione tagliante direzione trasversale [kN]	470	523	<b>10.13%</b>
Azione flettente asse direzione longitudinale [kNm]	870	1100	<b>20.91%</b>
Azione flettente asse direzione trasversale [kNm]	4600	5760	<b>20.14%</b>
Massima deformazione direzione longitudinale [mm]	8.7	6	-45.00%
Massima deformazione direzione trasversale [mm]	1.5	1.25	-20.00%

Dai dati di raffronto riportati, si vede che i dimensionamenti condotti siano corretti; in particolare emerge subito come il modello di calcolo avanzato conduce, come ci si aspettava, a sollecitazioni assiali\deformazioni inferiori rispetto al modello agli EF, in quanto in quest'ultimo non sono stati presi in conto i comportamenti non lineari del terreno.

Le uniche componenti che presentano un incremento sono le massime azioni flettenti e taglianti.

Le azioni taglianti risultano comunque verificate con i dimensionamenti già svolti.

Nel seguito si riporta invece la verifica flessione della sezione del palo, soggetta alle azioni del modello avanzato.

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi$  26 passo 10 cm a 7 cm da esterno sezione (50 barre disposte radialmente)

### 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 princ. d'inertzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inertzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inertzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inertzia

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0356_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-47700	110000	576000	-47718	112461	588863	1,022

**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  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00323	-0,00272	73,7	14,1	0,00258	66,8	12,7	-0,01000	-66,8	-12,7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000090849	0,000017350	-0,003710602		

La verifica risulta soddisfatta.