



# 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	CF0074_F0
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	VIADOTTO ACCESSO FERROVIARIO	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE GEOTECNICA	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	R	B	D	C	F	C	0	0	V	I	X	2	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>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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 e cordoli .....	11
3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate e baggioli .....	11
3.2 Acciaio per cemento armato.....	12
3.3 Acciaio per carpenteria metallica .....	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 .....	28
5 ANALISI DELLE FONDAZIONI .....	36
5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA A .....	36
5.1.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE .....	40
5.1.2 Combinazioni per gli S.L.U.....	42
5.1.2.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max) .....	44
5.1.2.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min).....	48
5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	52
5.1.3.1 Verifica a scorrimento.....	52
5.1.3.2 Verifica a ribaltamento.....	54
5.1.3.3 Verifica di capacità portante .....	56

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.1.3.4 Calcolo dei cedimenti indotti..... 63

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del ponte ubicato alla PK. 0+273 denominato "Viadotto di Accesso Ferroviario" (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 – Pesì per unità di volume, pesì 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> CF0074_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 1104-2004 “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”
- [NT\_21]. RFI DTC-ICI-PO SP INF 001 A - Istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari
- [NT\_22]. ISTRUZIONE 44 A -- Istruzioni tecniche per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle sulla sede ferroviaria
- [NT\_23]. ISTRUZIONE 44 B -- Istruzioni tecniche per la progettazione di manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
- [NT\_24]. ISTRUZIONE N. 44 D -- Istruzione tecnica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio t incorporate nel calcestruzzo
- [NT\_25]. ISTRUZIONE N. 44 E -- Istruzione tecnica per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia
- [NT\_26]. ISTRUZIONE N. 44 F -- Verifiche a fatica dei ponti ferroviari
- [NT\_27]. ISTRUZIONE N. 44G – Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.08 alla progettazione geotecnica delle opere ferroviarie

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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 SABBARELLA [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>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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 e cordoli

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 e baggioli

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> CF0074_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

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	$f_{tk} \geq 470-630 \text{ N/mm}^2$

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

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

- 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	$f_{tk} \geq 470-630 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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.

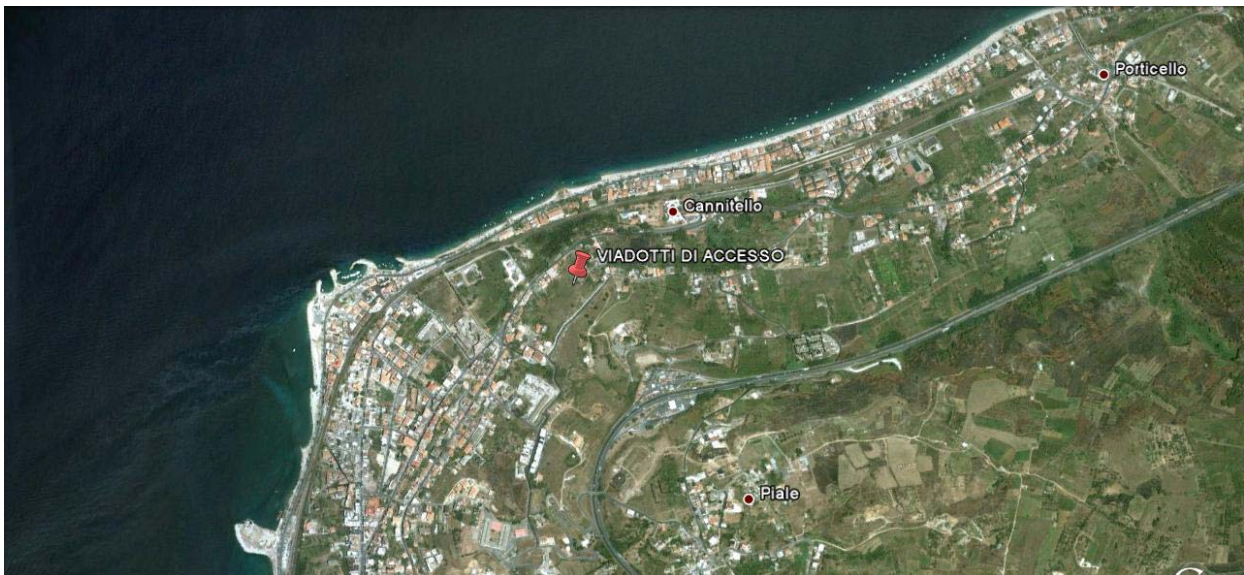
Dove non diversamente specificato, si prevedono saldature a cordone d'angolo di lato pari a 0.7 per lo spessore minimo da collegare se su entrambi i lati, e di lato pari allo spessore minimo da collegare se su un solo lato. Tutti i cordoni devono essere sigillati sul contorno. Per i giunti a piena penetrazione 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> CF0074_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 38,231286 e Longitudine di 15,644657.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica via di corsa di larghezza complessiva  $B = 12,60$  m (dei quali 4,00 m occupati da 2 binari di corsa) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della linea; 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 – Asse appoggi viadotto terminale	40,00

L'impalcato è a graticcio, realizzato mediante 3 travi 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 a parete



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

piena. Le travi in acciaio hanno altezza costante lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse di 3,50 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)	1000x60
Anima (mm)	30
Piattabanda inf. (mm)	1200x80

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 diretto. 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. 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 A = 2 appoggio unidirezionale trasversali + 1 appoggio fisso
- su struttura terminale (asse appoggi viadotto terminale) = 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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato 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. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Le fondazioni si attestano a una profondità media da p.c. di circa 10 m.

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia uniforme caratterizzata dai "conglomerati di pezzo".

Più in dettaglio tale litologia presenta le seguenti caratteristiche:

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20÷22
$c'_{\text{picco}}$ (kPa)	0÷100 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella seguente
$\phi'_{\text{picco}}$ (°)	38-42 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella seguente
$C_{\text{residuo}}$ (kPa)	vedi tabella seguente
$\phi_{\text{residuo}}$ (°)	vedi tabella seguente
$k_o$ (-)	0.7-0.9
$V_s$ (m/sec)	$V_s = 280 \cdot (z)^{0.2}$
$G'_o$ (MPa)	$G_o = 3000 \cdot p_a \cdot \left( \frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.50}$
$E'$ (MPa) *	$E'=150-300$ (0 -20m) $E'=300-500$ (20 - 35m) $E'=500-900$ (35 - 65m) $E'=900 -1500^*$ (>65m)



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0

<b>v' (-)</b>	0.2-0.3
<b>K(m/s)</b>	$10^{-7}$

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

- del valore GSI;
- 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 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)	$\phi'$ (°)	c' (MPa)	$\phi'$ (°)
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

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$\varphi'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\varphi_r'$  = angolo di attrito residuo;

$c_r'$  = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

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

$\sigma_{vmax}'$  = 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 individuata a -19 m da piano campagna. Nel proseguo della relazione si

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

considererà quindi assente la falda in quanto ininfluenza nei dimensionamenti, in quanto le calcolazioni saranno effettuate assumendo i parametri di calcolo minimi nei range proposti (vedi §5).

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 TF 00 00 00 01  
 Profilo idrogeologico 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 TF 00 00 00 02

Nel seguito si porta un estratto di dettaglio per la zona in esame.

### **Descrizione delle litologie prevalenti**

La litologia prevalente è costituita dalla formazione del Conglomerato di Pezzo.

Il Conglomerato di Pezzo, di età tortoniana, è la litologia stratigraficamente più bassa della successione sedimentaria. La sua potenza è superiore ai 200 m.

Il conglomerato è composto prevalentemente da clasti di graniti e gneiss cementati in matrice prevalentemente composta da frazioni arenacee fini e limose.

Le dimensioni dei clasti sono eterogenee e variabili da pochi mm fino a blocchi superiori al metro, interpretati come grossi trovanti inglobati nel conglomerato.

Negli affioramenti la formazione presenta un aspetto litoide con scarpate stabili.

Il Conglomerato di Pezzo ha quindi generalmente caratteristiche assimilabili a quelle di rocce tenere.

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo. La prova sismica nel vicino sondaggio CS103 fornisce una Vs30 di cat. B.

### **Indagini previste**

Si considerano i sondaggi e le prove localmente disponibili.

- prove di carico su piastra (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500)
- 3 prove sismiche (CS103,C423BIS,OTCCH1501)
- Prove pressiometriche e dilatometriche (C403BIS, C404, C423, C423BIS,OTCSPT504)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici e meccanici (CS103,

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

FCBH1512, OTCLPT1505, FCCH2509, OTCSPT504, FCBH1501, OTCLPT2503

### Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

### Conglomerato di Pezzo

Per quanto riguarda gli spezzoni di roccia o di conglomerato prelevati nei sondaggi il peso di volume totale  $\gamma$  è risultato mediamente pari a 23 kN/m<sup>3</sup> con i valori più bassi di 20 -21 kN/m<sup>3</sup> rappresentativi degli spezzoni conglomeratici:

Per lo stato iniziale poiché la litologia in esame è quella, della successione sedimentaria, più vecchia, è difficile tenere in conto in modo sintetico della storia tensionale del deposito che è stato caratterizzato da fenomeni di preconsolidazione e cementazione. La stima può in prima approssimazione essere effettuata: considerando un età di almeno 10 milioni di anni, che  $K_{oc}=0.35\div 0.5$  ( $\phi'=30^\circ\div 40^\circ$ ) e che  $K_{oc}=0.5\div 0.6$ , tenendo dell'erosione (si stima un fattore minimo pari a 1.4 corrispondente ad OCR=2) ed infine considerando gli effetti di "aging" con la correlazione di (Mesri (1989)), si ottiene un valore compreso approssimativamente fra 0.7 e 0.9.

Per i parametri di resistenza al taglio nell'ambito dello strato superficiale più alterato ( $z<25\div 30m$ ), si fa riferimento alla caratterizzazione geotecnica generale che si basa sull'esito delle prove di carico su piastra, ritenute maggiormente rappresentative del comportamento d'insieme dell'ammasso: si considerano quelle ubicate in prossimità del blocco di ancoraggio lato Calabria (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500) ed al proposito si è ripreso lo studio effettuato nel Progetto preliminare ("Le basi del progetto – Geotecnica" – Elab. PP2RA24) (Vd.Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001).

In corrispondenza di un valore medio di  $\phi'=40^\circ$  (ottenuto anche da prove pressiometriche) i valori di  $c'$  ottenuti variano linearmente, tra 0 e circa 25m di profondità, da 0 a 100 KPa circa.

La resistenza a compressione monoassiale ottenuta invece da prove di laboratorio LPT ha fornito valori molto variabili da qualche MPa ad un max di 30-40MPa.

Per i parametri di deformabilità nel contesto in esame le simiche di riferimento sono CS103, C423bis, OTCCH1501 che evidenziano una certa variabilità, si può porre:  $G_0=400-800$  MPa e

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

quindi  $E_0=960-1920\text{MPa}$ .

Le pressiometriche nei fori C403bis (carico), C404 (carico e scarico-ricarico), C423 (carico e scarico-ricarico), C423bis (carico), OTCSPT504 (scarico-ricarico) forniscono un range di valori variabilissimo fra 15m e 35m di profondità compreso fra 75 e 220 MPa, mediamente pari a 150 MPa.

Facendo riferimento all'esito delle prove sismiche ed al valore medio dei valori scaturiti dalle prove dilatometriche e pressiometriche si ritiene che il range  $E'=150\div 300\text{MPa}$ , nei primi 20m di spessore del Conglomerato di Pezzo, possa considerarsi adeguato per la tratta in esame.

In particolare il valore minimo di  $E'=150\text{MPa}$  si ritiene mediamente rappresentativo del contesto geotecnico in esame in cui sono previste opere che mobilitano medie e grandi deformazioni.

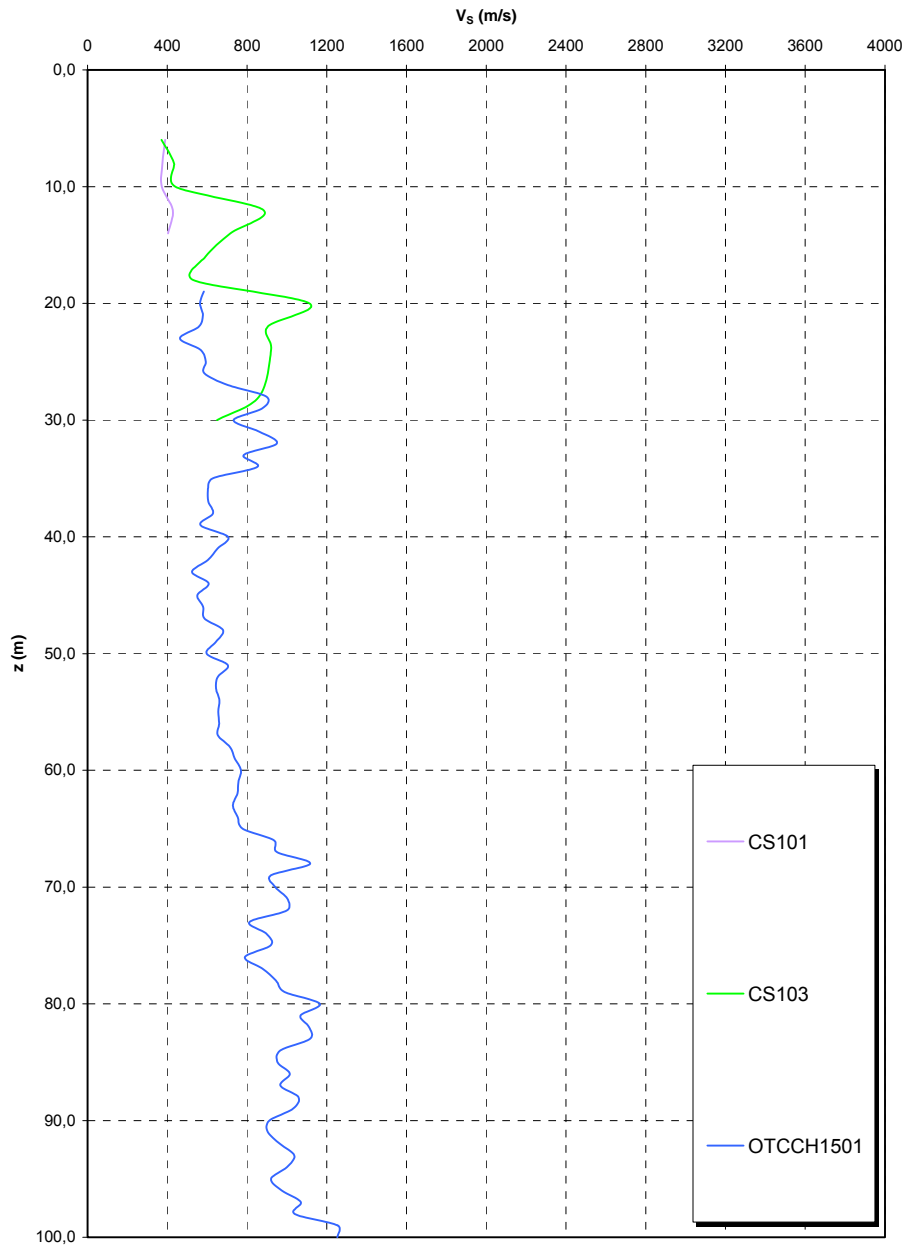
RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CF0074\_F0

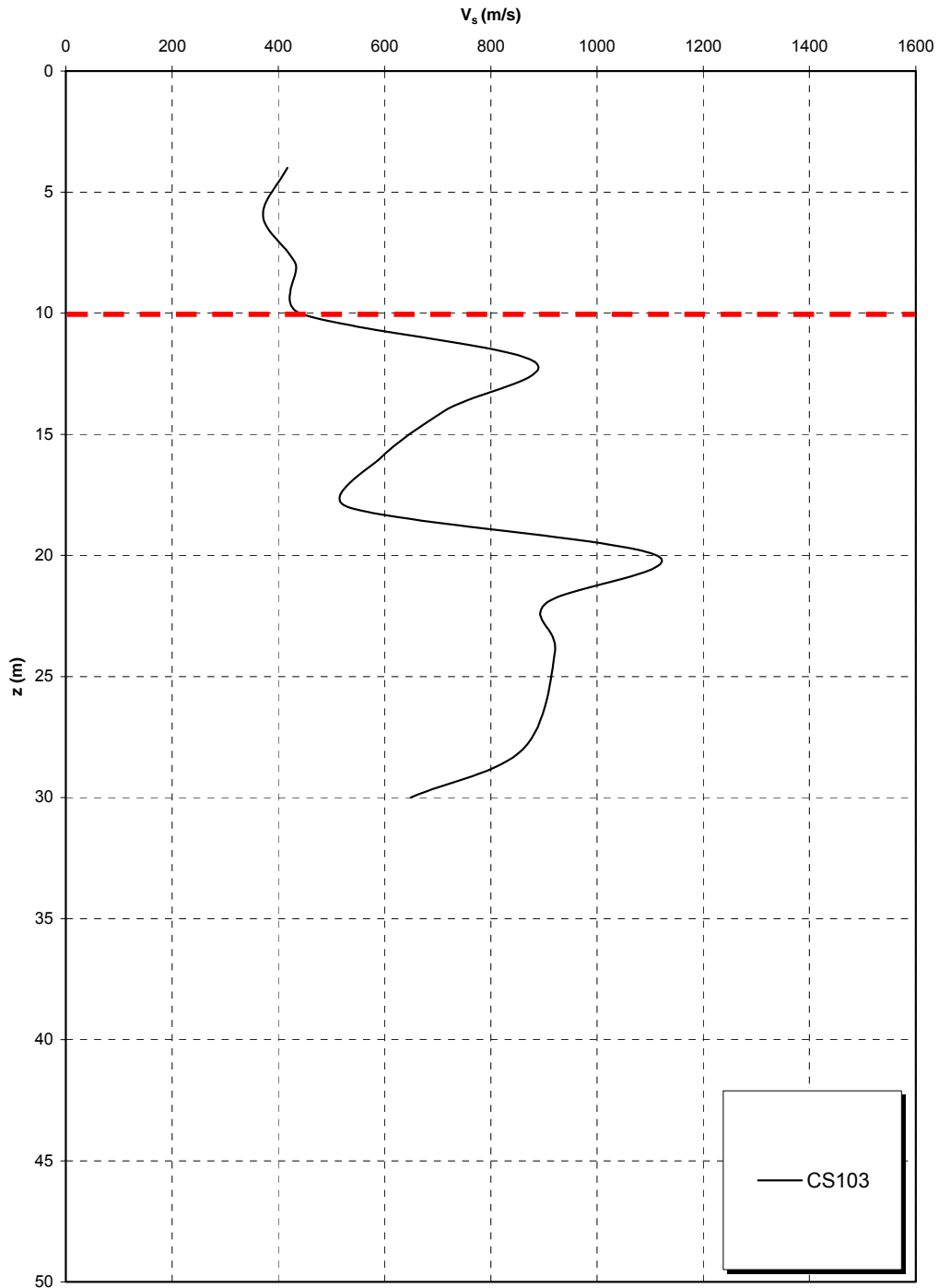
Rev	Data
F0	20/06/2011

SONDAGGIO	N° PROVINO	OPERA	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
FCBH6	4-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	50,65	26,60	26,60
FCBH6	4-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	51,00	26,50	26,50
FCBH6	5-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	56,00	23,40	23,20
FCBH6	5-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	56,50	23,40	23,20
CS103	4	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	14,20	26,00	25,90
CS103	5	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	16,95	25,60	25,50
CS103	6-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	19,55	26,50	26,40
CS103	6-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	19,55	26,50	26,40
CS102	1-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	15,85	26,6	26,5
CS102	1-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	15,85	26,6	26,5
CS102	2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	17,75	26,3	26,2
FCBH1512	10	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	35,3	26,5	
FCBH1512	16	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	41	22,8	
FCBH1512	4NK3	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,00	24,57	
FCBH1512	28	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	56,00	25,93	
FCBH1512	30	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	59,00	24,50	
OTCLPT1505	C4	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	40,50	24,40	
FCCH2509	C9	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	92,20	24,00	
FCCH2509	C11	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	51,50	23,65	
OTCSPT504	C16	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	29,80	23,20	
OTCSPT504	C17	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	37,60	26,70	
OTCSPT504	C18	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	35,60	20,70	
OTCSPT504	C24	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	52,80	21,87	
FCBH1501	1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	43,65	21,58	
FCBH1501	2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	45,60	21,63	
FCBH1501	3	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	47,55	23,61	
FCBH1501	7	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	52,80	20,71	
FCBH1501	9	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	55,62	19,96	
FCBH1501	11	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,80	21,31	
OTCLPT2503	1L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	7,67	20,9	
OTCLPT2503	2L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	9,93	22,68	
OTCLPT2503	4L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	13,70	21,2	
OTCLPT2503	6L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	19,17	20,4	
OTCLPT2503	8L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	25,80	21,82	
OTCLPT2503	9L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	27,48	22,68	
OTCLPT2503	12L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	36,20	19,51	
OTCLPT2503	13L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	39,69	21,67	
OTCLPT2503	15L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	45,72	23,05	
OTCLPT2503	16L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	47,83	22,49	
OTCLPT2503	17L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	51,10	21,76	
OTCLPT2503	18L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	53,44	22,79	
OTCLPT2503	19L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	55,53	20,7	
OTCLPT2503	20L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,05	22,37	
FCCH2509	5L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	34,40	21,80	
FCCH2509	6L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	35,60	19,00	
FCCH2509	8L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	40,50	20,90	
FCCH2509	11L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	50,30	20,18	
FCCH2509	13L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,00	21,24	
FCCH2509	15L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	64,70	22,11	
FCCH2509	16L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	71,10	20,53	
FCCH2509	17L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	73,40	21,88	
FCCH2509	18L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	74,50	20,83	
FCCH2509	19L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	75,80	21,95	
FCCH2509	21L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	84,00	21,18	
FCCH2509	23L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	92,80	20,73	

**Prove sismiche  
CONGLOMERATO DI PEZZO**

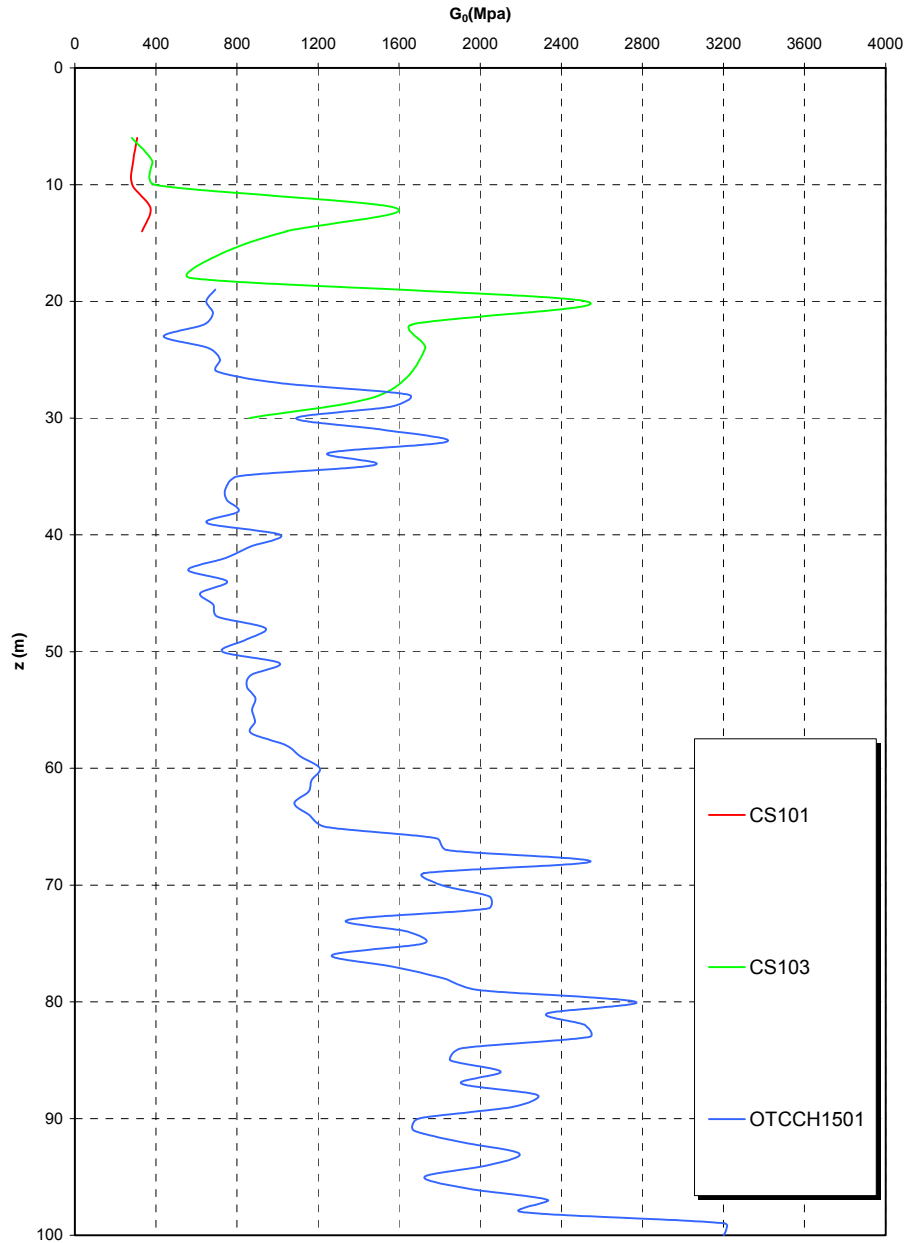


**Prove sismiche  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI**





**Prove sismiche  
CONGLOMERATO DI PEZZO**

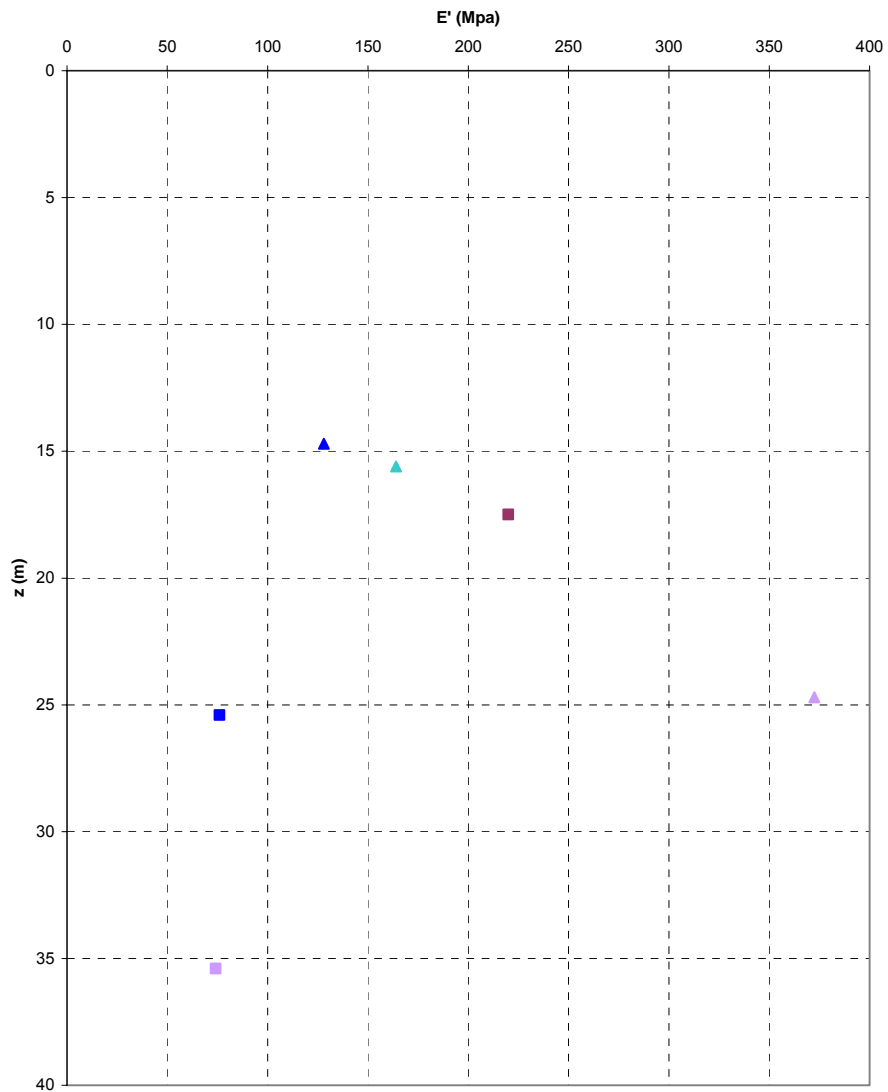


RELAZIONE GEOTECNICA

*Codice documento*  
CF0074\_F0

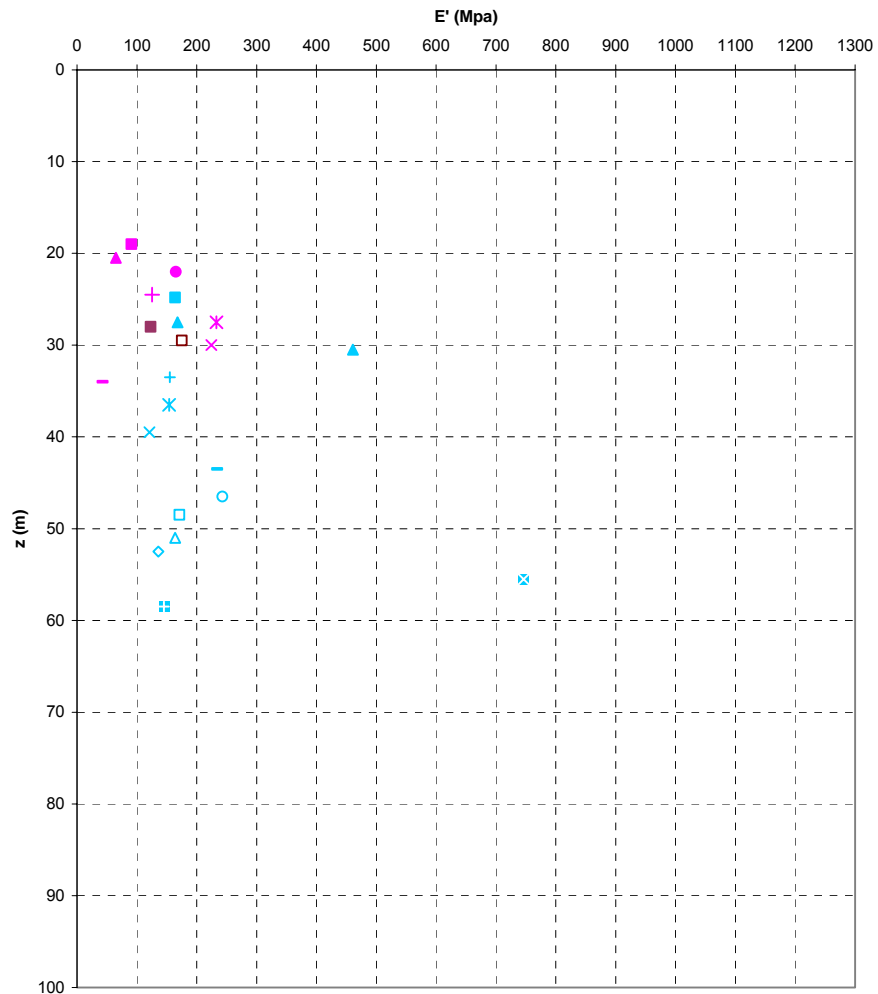
<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

**Prove pressiometriche  
CONGLOMERATO DI PEZZO**



▲ C403bis\_1MPT ■ C403bis\_2MPT ■ C404\_2MPT ▲ C423\_1MPT ▲ C423bis\_1MPT ■ C423bis\_2MPT

**Prove dilatometriche  
CONGLOMERATO DI PEZZO**



■ C404_3DRT	□ C423bis_2DRT	■ OTCSPT504_1DRT
▲ OTCSPT504_2DRT	● OTCSPT504_3DRT	+ OTCSPT504_4DRT
✖ OTCSPT504_5DRT	✖ OTCSPT504_6DRT	- OTCSPT504_7DRT
■ OTCLPT2503_1DRT	▲ OTCLPT2503_2DRT	▲ OTCLPT2503_3DRT
+ OTCLPT2503_4DRT	✖ OTCLPT2503_5DRT	✖ OTCLPT2503_6DRT
- OTCLPT2503_7DRT	○ OTCLPT2503_8DRT	□ OTCLPT2503_9DRT
△ OTCLPT2503_10DRT	◇ OTCLPT2503_11DRT	✖ OTCLPT2503_12DRT
■ OTCLPT2503_13DRT		

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) 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>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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 d'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 → ( $a_g=0,168g$  ;  $F_0=2,359$  ;  $T_c^*=0,337s$ )

Per SLV → ( $a_g=0,433g$  ;  $F_0=2,488$  ;  $T_c^*=0,421s$ )

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLD) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,241 \text{ essendo il valore } > 1,2 \text{ si assume } S_s(SLD) = 1,2$$

$$S_s(SLV) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 0,969 \text{ essendo il valore } < 1 \text{ si assume } S_s(SLV) = 1,0$$

L'opera è collocata in una zona che presenta un pendio con pendenza maggiore di  $15^\circ$ , e pertanto le caratteristiche della superficie topografica possono essere assunte come categoria T2 per la classificazione sismica; la sommità del pendio presenta una quota assoluta di circa 82 m s.l.m., mentre il piede è a una quota di circa 42 m s.l.m.

L'opera si colloca a un'altezza sul livello del mare di circa 62 m; il rapporto  $h/H$  tra la quota di progetto dell'opera e la sommità del pendio è quindi circa 0,5.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il valore di amplificazione topografica risulta  $S_T = 1,1$ ; in via cautelativa si adotta  $S_T = 1,2$ .

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,168g = 0,242g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,433g = 0,520g$$

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

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,168 g
$F_0$	2,359
$T_C$	0,337 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,367
$S_T$	1,200
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,440
$\eta$	1,000
$T_B$	0,154 s
$T_C$	0,461 s
$T_D$	2,272 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)**

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

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

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

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

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	0,242
$T_B$ ←	0,154	0,571
$T_C$ ←	0,461	0,571
	0,547	0,481
	0,633	0,415
	0,719	0,365
	0,806	0,326
	0,892	0,295
	0,978	0,269
	1,064	0,247
	1,151	0,228
	1,237	0,213
	1,323	0,199
	1,409	0,187
	1,496	0,176
	1,582	0,166
	1,668	0,158
	1,754	0,150
	1,841	0,143
	1,927	0,136
	2,013	0,131
	2,099	0,125
	2,186	0,120
$T_D$ ←	2,272	0,116
	2,354	0,108
	2,436	0,101
	2,519	0,094
	2,601	0,088
	2,683	0,083
	2,766	0,078
	2,848	0,074
	2,930	0,070
	3,012	0,066
	3,095	0,062
	3,177	0,059
	3,259	0,056
	3,342	0,053
	3,424	0,051
	3,506	0,049
	3,589	0,046
	3,671	0,044
	3,753	0,042
	3,835	0,041
	3,918	0,039
	4,000	0,037

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_{qv}$	0,093 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,200
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,305
$S$	1,200
$\eta$	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	0,111
$T_B \leftarrow$	0,050	0,263
$T_C \leftarrow$	0,150	0,263
	0,235	0,168
	0,320	0,123
	0,405	0,097
	0,490	0,081
	0,575	0,069
	0,660	0,060
	0,745	0,053
	0,830	0,048
	0,915	0,043
$T_D \leftarrow$	1,000	0,039
	1,094	0,033
	1,188	0,028
	1,281	0,024
	1,375	0,021
	1,469	0,018
	1,563	0,016
	1,656	0,014
	1,750	0,013
	1,844	0,012
	1,938	0,011
	2,031	0,010
	2,125	0,009
	2,219	0,008
	2,313	0,007
	2,406	0,007
	2,500	0,006
	2,594	0,006
	2,688	0,005
	2,781	0,005
	2,875	0,005
	2,969	0,004
	3,063	0,004
	3,156	0,004
	3,250	0,004
	3,344	0,004
	3,438	0,003
	3,531	0,003
	3,625	0,003
	3,719	0,003
	3,813	0,003
	3,906	0,003
	4,000	0,002



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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,433 g
$F_o$	2,488
$T_C$	0,421 s
$S_S$	1,000
$C_C$	1,308
$S_T$	1,200
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,184 s
$T_C$	0,551 s
$T_D$	3,332 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)**

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

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

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

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

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	0,520
$T_B$ ←	0,184	1,293
$T_C$ ←	0,551	1,293
	0,683	1,042
	0,816	0,873
	0,948	0,751
	1,081	0,659
	1,213	0,587
	1,345	0,529
	1,478	0,482
	1,610	0,442
	1,743	0,409
	1,875	0,380
	2,008	0,355
	2,140	0,333
	2,273	0,313
	2,405	0,296
	2,537	0,281
	2,670	0,267
	2,802	0,254
	2,935	0,243
	3,067	0,232
	3,200	0,223
$T_D$ ←	3,332	0,214
	3,364	0,210
	3,396	0,206
	3,427	0,202
	3,459	0,198
	3,491	0,195
	3,523	0,191
	3,555	0,188
	3,587	0,184
	3,618	0,181
	3,650	0,178
	3,682	0,175
	3,714	0,172
	3,746	0,169
	3,777	0,166
	3,809	0,164
	3,841	0,161
	3,873	0,158
	3,905	0,156
	3,936	0,153
	3,968	0,151
	4,000	0,148

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{qv}$	0,385 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,200
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	2,210
$S$	1,200
$\eta$	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	0,462
$T_B \leftarrow$	0,050	1,148
$T_C \leftarrow$	0,150	1,148
	0,235	0,733
	0,320	0,538
	0,405	0,425
	0,490	0,352
	0,575	0,300
	0,660	0,261
	0,745	0,231
	0,830	0,208
	0,915	0,188
$T_D \leftarrow$	1,000	0,172
	1,094	0,144
	1,188	0,122
	1,281	0,105
	1,375	0,091
	1,469	0,080
	1,563	0,071
	1,656	0,063
	1,750	0,056
	1,844	0,051
	1,938	0,046
	2,031	0,042
	2,125	0,038
	2,219	0,035
	2,313	0,032
	2,406	0,030
	2,500	0,028
	2,594	0,026
	2,688	0,024
	2,781	0,022
	2,875	0,021
	2,969	0,020
	3,063	0,018
	3,156	0,017
	3,250	0,016
	3,344	0,015
	3,438	0,015
	3,531	0,014
	3,625	0,013
	3,719	0,012
	3,813	0,012
	3,906	0,011
	4,000	0,011

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_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  $\beta = 0,35$ ).

L'assunzione del  $\beta$  ridotto è supportata dalla "nota tecnica viadotti" (vedi elaborato CS0288).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 ANALISI DELLE FONDAZIONI

### 5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA A

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 per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con un muro di sostegno riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno..

Tutte le azioni agenti sul muro di sostegno possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancole, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione. Per l'opera in oggetto, a favore di sicurezza, si trascura sia il contributo del terreno a valle della spalla, sia del terreno lungo le pareti laterali

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC).

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Nell'impiego dell'espressione trinomia per la valutazione del carico limite, i valori di progetto dei parametri di resistenza ( $c_d'$ ,  $\phi_d'$ ) sono impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante,  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_s$ , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

intervengano.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

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 del muro (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+M2+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> CF0074_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 del muro (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 l'opera in oggetto, si esegue la verifica secondo l'**Approccio 1** come precedentemente descritto.

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni vengono riportati di seguito per completezza (vedi tabella 5.2.V).

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0

**Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	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> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

in sintesi al § 4.2.

Infine si riportano nel seguito i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le opere di sostegno quali muri o spalle da ponte in funzione del tipo di verifica e del tipo di approccio considerato.

**Tabella 6.4.I** - *Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### 5.1.1 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> CF0074_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	$g_1$	0,00	0,00	-39.842,13	-0,91	0,00	4,90	0,00	-15.344,90	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-3.000,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	4.301,78	0,00	0,00			3,99	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	5.386,20	0,00	0,00			5,99	0,00	32.263,32	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	2.630,69	0,00	0,00			5,99	0,00	15.757,83	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				0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	-87,00				0,00	553,50	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1$ - $q_2$	0,00	0,00	-5.310,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	28.939,50	0,00
frenamento	$q_3$	2.625,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	23.861,25	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	370,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	-2.674,70	0,00	2.016,50
sisma (direzione X)	$q_6$	13.975,67	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	99.158,91	0,00
sisma (direzione Y)	$q_6$	0,00	3.093,95	0,00	-0,91	0,00	4,90	-30.507,39	0,00	20.479,20
sisma (direzione Z)	$q_6$	0,00	0,00	-1.870,78	-0,91	0,00	4,90	0,00	16.811,18	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	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

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> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CF0074_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

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

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

La Tab. 5.2.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 5.2.V** – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	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> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CF0074_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

I valori dei coefficienti  $\phi_{0j}$ ,  $\phi_{1j}$  e  $\phi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.2.VI di [NT\_1] e riportati nel seguito per completezza.

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.**

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>Wk</sub>	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.**

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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.

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

<b>RARA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-87,00	0,00	553,50	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	-5.310,00	0,00	28.939,50	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	2.100,00	0,00	0,00	0,00	19.089,00	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	222,00	0,00	-1.604,82	0,00	1.209,90
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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	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	-4.248,00	0,00	23.151,60	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

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CF0074\_F0

Rev  
F0  
Data  
20/06/2011

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

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	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	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	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	-53.786,87	0,00	-20.715,61	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	-4.050,00	0,00	22.072,50	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	5.807,40	0,00	0,00	0,00	23.190,87	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	7.809,98	0,00	0,00	0,00	46.781,81	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	0,00	366,46	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-62,64	0,00	398,52	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CF0074\_F0

Rev F0  
Data 20/06/2011

carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-7.699,50	0,00	41.962,28	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	3.045,00	0,00	0,00	0,00	27.679,05	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	333,00	0,00	-2.407,23	0,00	1.814,85
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

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-43.826,34	0,00	-16.879,38	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	-3.300,00	0,00	17.985,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	6.111,96	0,00	0,00	0,00	24.407,11	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	10.087,66	0,00	0,00	0,00	60.425,10	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	0,00	366,46	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-62,64	0,00	398,52	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	-7.699,50	0,00	41.962,28	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	3.045,00	0,00	0,00	0,00	27.679,05	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	333,00	0,00	-2.407,23	0,00	1.814,85
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

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	8.696,26	0,00	0,00	0,00	52.090,60	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CF0074\_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

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	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	-52,20	0,00	332,10	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1$ - $q_2$	0,00	0,00	-6.637,50	0,00	36.174,38	0,00
frenamento	$q_3$	2.625,00	0,00	0,00	0,00	23.861,25	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	288,60	0,00	-2.086,27	0,00	1.572,87
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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	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	$g_3$	2.630,69	0,00	0,00	0,00	15.757,83	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	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1$ - $q_2$	0,00	0,00	-1.062,00	0,00	5.787,90	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)	$q_6$	13.975,67	0,00	0,00	0,00	99.158,91	0,00
sisma (direzione Y)	$q_6$	0,00	3.093,95	0,00	-30.507,39	0,00	20.479,20
sisma (direzione Z)	$q_6$	0,00	0,00	-1.870,78	0,00	16.811,18	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

**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>	10.710,73	222,00	-48.287,13	-1.604,82	92.881,56	1.209,90
<b>COMBINAZIONE FR</b>	8.610,73	0,00	-47.181,63	0,00	67.727,91	0,00
<b>COMBINAZIONE QP</b>	4.301,78	0,00	-42.933,63	0,00	18.765,66	0,00
<b>COMBINAZIONE STR</b>	16.662,38	333,00	-65.656,61	-2.407,23	141.735,87	1.814,85
<b>COMBINAZIONE EQU</b>	19.244,63	333,00	-54.946,08	-2.407,23	156.344,13	1.814,85
<b>COMBINAZIONE GEO</b>	16.877,59	288,60	-49.579,83	-2.086,27	135.957,10	1.572,87
<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>	22.162,69	3.093,95	-45.866,41	-30.507,39	161.291,34	20.479,20

**5.1.2.2 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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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>FR</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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>QP</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	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

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CF0074\_F0

Rev F0  
Data 20/06/2011

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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	5.807,40	0,00	0,00	0,00	23.190,87	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	7.809,98	0,00	0,00	0,00	46.781,81	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>EQU</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-35.857,91	0,00	-13.810,41	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	-2.700,00	0,00	14.715,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	6.111,96	0,00	0,00	0,00	24.407,11	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	10.087,66	0,00	0,00	0,00	60.425,10	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

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CF0074\_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

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

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	8.696,26	0,00	0,00	0,00	52.090,60	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

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	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>	2.630,69	0,00	0,00	0,00	15.757,83	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	0,00	305,38	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	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	-1.062,00	0,00	5.787,90	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)	$q_6$	13.975,67	0,00	0,00	0,00	99.158,91	0,00
sisma (direzione Y)	$q_6$	0,00	3.093,95	0,00	-30.507,39	0,00	20.479,20
sisma (direzione Z)	$q_6$	0,00	0,00	1.870,78	0,00	-16.811,18	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

#### 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>	8.610,73	0,00	-42.842,13	0,00	43.994,18	0,00
<b>COMBINAZIONE FR</b>	8.610,73	0,00	-42.842,13	0,00	43.994,18	0,00
<b>COMBINAZIONE QP</b>	4.301,78	0,00	-42.842,13	0,00	18.183,53	0,00
<b>COMBINAZIONE STR</b>	13.617,38	0,00	-42.842,13	0,00	70.977,78	0,00
<b>COMBINAZIONE EQU</b>	16.199,63	0,00	-38.557,91	0,00	85.736,81	0,00
<b>COMBINAZIONE GEO</b>	14.252,59	0,00	-42.842,13	0,00	75.283,99	0,00
<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>	22.162,69	3.093,95	-42.124,85	-30.507,39	127.668,97	20.479,20

### 5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

- Verifica a scorrimento
- Verifica a ribaltamento
- Verifica di capacità portante

#### 5.1.3.1 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è soddisfatta se:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$E_d = V \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{F_z \cdot \tan \phi}{\gamma_R}$$

dove:

V è l'azione massima di scorrimento pari a  $\sqrt{F_x^2 + F_y^2}$  ;

Fz è l'azione verticale gravante a intradosso fondazione nella combinazione considerata;

tanφ è la tangente dell'angolo di attrito terreno/fondazione, che per l'opera in oggetto è assunto pari a φ'=38°.

#### Massime azioni verticali Fz-max

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	φ °	Rd [kN]	Rd / V -	γ <sub>R</sub> -
<b>SLS</b>	<b>RARA</b>	10.713,03	48.287,13	38	37.726,04	<b>3,52</b>	1,00
	<b>FR</b>	8.610,73	47.181,63	38	36.862,33	<b>4,28</b>	1,00
	<b>QP</b>	4.301,78	42.933,63	38	33.543,43	<b>7,80</b>	1,00
<b>SLU</b>	<b>STR</b>	16.665,71	65.656,61	38	51.296,57	<b>3,08</b>	1,00
	<b>EQU</b>	19.247,51	54.946,08	32	34.334,12	<b>1,78</b>	1,10
	<b>GEO</b>	16.880,06	49.579,83	32	30.980,91	<b>1,84</b>	1,10
<b>SISMICA</b>	<b>SISMICA</b>	22.377,61	45.866,41	32	28.660,51	<b>1,28</b>	1,10

#### Minime azioni verticali Fz-min

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	φ °	Rd [kN]	Rd / V -	γ <sub>R</sub> -
<b>SLS</b>	<b>RARA</b>	8.610,73	42.842,13	38	33.471,94	<b>3,89</b>	1,00
	<b>FR</b>	8.610,73	42.842,13	38	33.471,94	<b>3,89</b>	1,00
	<b>QP</b>	4.301,78	42.842,13	38	33.471,94	<b>7,78</b>	1,00
<b>SLU</b>	<b>STR</b>	13.617,38	42.842,13	38	33.471,94	<b>2,46</b>	1,00
	<b>EQU</b>	16.199,63	38.557,91	32	24.093,66	<b>1,49</b>	1,10
	<b>GEO</b>	14.252,59	42.842,13	32	26.770,73	<b>1,88</b>	1,10
<b>SISMICA</b>	<b>SISMICA</b>	22.377,61	42.124,85	32	26.322,53	<b>1,18</b>	1,10

La verifica risulta soddisfatta.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.1.3.2 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento è soddisfatta se:

$$E_d = M_{INST} \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{M_{STAB}}{\gamma_R}$$

dove:

$M_{INST}$  è l'azione massima di ribaltamento (Momento instabilizzante) rispetto al piede della fondazione;

$M_{STAB}$  è l'azione massima resistente (Momento stabilizzante) rispetto al piede della fondazione.

Si riportano di seguito le sole combinazioni SLU, essendo le combinazioni più sfavorevoli per l'opera in esame. Inoltre verrà preso in esame il caso per cui le azioni verticali sono minime ( $F_z$ -min), essendo la situazione più critica.

#### AZIONI DERIVANTI DALL'IMPALCATO

		Fx	Fz	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	-3.300,00	-0,80	9,09	0,00	2.640,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	-3.000,00	-0,80	9,09	0,00	2.400,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	-48,00	-0,80	9,09	0,00	38,40
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	-87,00	-0,80	9,09	0,00	69,60
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1+q_2$	0,00	-5.310,00	-0,80	9,09	0,00	4.248,00
frenamento	$q_3$	2.625,00	0,00	-0,80	9,09	23.861,25	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
sisma (direzione X)	$q_6$	7.325,00	0,00	-0,80	9,09	66.584,25	0,00
sisma (direzione Z)	$q_6$	0,00	873,18	-0,80	9,09	0,00	-698,54
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00

#### AZIONI DERIVANTI DAL CORPO SPALLA

		Fx	Fz	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$		-36.542,13	-7,16	4,90	0,00	261.718,19
spinta del terreno	$g_3$	4.301,78			3,99	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	5.386,20			5,99	32.263,32	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	2.247,18			5,99	13.460,62	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CF0074_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	6.650,67			4,90	32.574,66	0,00
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>		997,60	-7,16		0,00	-7.144,91

Per le combinazioni EQU, GEO e SIS è stato adottato l'approccio A2+M2, mentre per le combinazioni STR e SIS si è adottato l'approccio A1+M1.

Azioni elementari		STR		EQU		GEO		SIS	
		Minstab	Mstab	Minstab	Mstab	Minstab	Mstab	Minstab	Mstab
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	264.358,19	0,00	237.922,37	0,00	264.358,19	0,00	264.358,19
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	2.400,00	0,00	2.160,00	0,00	2.400,00	0,00	2.400,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	23.190,87	0,00	24.407,11	0,00	22.188,28	0,00	22.188,28	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	46.781,81	0,00	60.425,10	0,00	52.090,60	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	15.757,83	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	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	0,00	38,40
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	34,80
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1+q2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	849,60
frenamento	q <sub>3</sub>	27.679,05	0,00	27.679,05	0,00	23.861,25	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	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	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	99.158,91	0,00
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-7.843,45
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	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	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STATO LIMITE	COMBO	M <sub>INST</sub> [kNm]	M <sub>STAB</sub> [kNm]	M <sub>STAB</sub> / M <sub>INST</sub> -	γ <sub>R</sub> -
SLU	STR	97.651,73	266.758,19	2,73	1,00
	EQU	112.511,26	240.082,37	2,13	1,00
	GEO	98.140,14	266.758,19	2,72	1,00
SISMICA	SISMICA	137.105,02	259.837,54	1,90	1,00

La verifica risulta soddisfatta.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.1.3.3 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante è soddisfatta se:

$$E_d = q_{\max} \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{q_{adm}}{\gamma_R}$$

dove:

$q_{\max}$  è la pressione sul terreno per effetto dei carichi agenti;

$q_{adm}$  è la portanza ammissibile che il terreno può garantire, valutata come di seguito indicato.

La portanza del terreno viene valutata in accordo con la teoria di Brinch-Hansen (vedi riferimento bibliografico [B32]), mettendo in conto anche l'eccentricità dei carichi e la possibilità di parzializzazione della fondazione.

Essa deriva dallo studio teorico del meccanismo della rottura generale condotto inizialmente da Terzaghi, ma i singoli parametri sono stati ricavati dall'osservazione di casi reali e, quindi, essa può essere generalizzata anche a meccanismi diversi.

La formulazione analitica della teoria di Brinch-Hansen è la seguente:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

se  $\phi=0$ ,  $q_{ult} = 5,14s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$

dove

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \tan \phi$$

$$s'_c = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$d'_c = 0,4k \quad d_c = 1 + 0,4k \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c}} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left( 1 - \frac{0,5H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0,7H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5 \quad \text{se } \eta = 1$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$i_y = \left( 1 - \frac{(0,7 - \eta / 450)H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5 \quad \text{se } \eta \geq 1$$

$$g'_c = \frac{\beta}{147} \quad g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$$

$$b'_c = \frac{\eta}{147} \quad b_c = 1 - \frac{\eta}{147} \quad b_q = \exp(-2\eta \tan \phi) \quad b_\gamma = \exp(-2,7\eta \tan \phi)$$

- Af è l'area efficace di base  
 c è l'aderenza di base  
 D è la profondità della fondazione rispetto a piano campagna  
 B è la dimensione minore della fondazione  
 L è la dimensione maggiore della fondazione  
 H è il carico orizzontale trasmesso dalla fondazione  
 V è il carico verticale trasmesso dalla fondazione  
 η è l'inclinazione del piano della fondazione sull'orizzontale  
 β è l'inclinazione del pendio

La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -3,5 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto; rispetto alla situazione attuale la fondazione si trova mediamente a -10 da p.c.

Per le analisi A1+M1, vengono adottati i seguenti parametri caratterizzanti la formulazione di B.-H.:

- Peso specifico del terreno = 20 kN/mc
- angolo di attrito = 38°
- coesione efficace = 0 MPa
- Profondità del piano di posa (profondità media) = -3,5 m da p.c.

Per le analisi A2+M2, vengono adottati i seguenti parametri caratterizzanti la formulazione di B.-H.:

- Peso specifico del terreno = 20 kN/mc
- angolo di attrito = 32°
- coesione efficace = 0 MPa
- Profondità del piano di posa (profondità media) = -3,5 m da p.c.

Si riportano nel seguito le sole verifiche di capacità portante significative; in particolare si riportano le verifiche nella combinazione GEO, STR e SIS.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per ogni combinazione di verifica sono indicati i parametri geometrici della fondazione, i parametri geotecnici, le azioni agenti e i parametri resistenti.

### **COMBINAZIONE GEO**

B =	12,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x
L =	12,6	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y
D =	3,5	m	profondità della fondazione
$\phi'$ =	32	°	angolo di attrito del terreno,
$c'$ =	0	kPa	coesione efficace del terreno
$\gamma$ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno
$\beta$ =	0	°	inclinazione del pendio, positiva verso il basso
$\eta$ =	0	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto
Fz =	49.579,83	kN	azione verticale agente
Fx =	16.877,59	kN	azione orizzontale agente lungo B
Mxx =	2.086,27	kNm	momento di asse vettore x
Myy =	135.957,10	kNm	momento di asse vettore y
ex =	2,742	m	eccentricità del carico lungo x
ey =	0,042	m	eccentricità del carico lungo y
B' =	7,016	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x
L' =	12,516	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y
Af =	87,806	mq	area della fondazione efficace
qmax =	564,649	kPa	massima pressione agente
qult =	1497,44	kPa	capacità portante agente
$\gamma$ =	<b>2,652</b>		fattore di sicurezza relativo alla capacità portante

Come si evince la verifica risulta soddisfatta.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

### **COEFFICIENTI DI CAPACITÀ PORTANTE**

Nq =	23,177
Nc =	35,490
N $\gamma$ =	20,786

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### FATTORI DI FORMA

s'c =	0,1121
sc =	1,3661
sq =	1,3503
s <sub>γ</sub> =	0,7758

#### FATTORI DI PROFONDITA'

d'c =	0,1996
dc =	1,1996
dq =	1,1378
d <sub>γ</sub> =	1,0000
k =	0,4989

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic =	0,3661
iq =	0,3934
i <sub>γ</sub> =	0,2564

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c =	0,0000
gc =	1,0000
gq = g <sub>γ</sub> =	1,0000

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b'c =	0,0000
bc =	1,0000
bq =	1,0000
b <sub>γ</sub> =	1,0000

#### COMBINAZIONE STR

B =	12,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x
L =	12,6	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y
D =	3,5	m	profondità della fondazione
φ' =	38	°	angolo di attrito del terreno,
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno
γ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno
β =	0	°	inclinazione del pendio, positiva verso il basso
η =	0	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto
Fz =	65.656,61	kN	azione verticale agente
Fx =	16.662,38	kN	azione orizzontale agente lungo B

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Mxx =	2.407,23	kNm	momento di asse vettore x
Myy =	141.735,87	kNm	momento di asse vettore y
ex =	2,159	m	eccentricità del carico lungo x
ey =	0,037	m	eccentricità del carico lungo y
B' =	8,183	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x
L' =	12,527	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y
Af =	102,500	mq	area della fondazione efficace
qmax =	640,555	kPa	massima pressione agente
qult =	4834,94	kPa	capacità portante agente
$\gamma$ =	<b>7,548</b>		fattore di sicurezza relativo alla capacità portante

Come si evince la verifica risulta soddisfatta.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

#### COEFFICIENTI DI CAPACITA' PORTANTE

Nq =	48,933
Nc =	61,352
N $\gamma$ =	56,174

#### FATTORI DI FORMA

s'c =	0,1306
sc =	1,5210
sq =	1,5103
s $\gamma$ =	0,7387

#### FATTORI DI PROFONDITA'

d'c =	0,1711
dc =	1,1711
dq =	1,0987
d $\gamma$ =	1,0000
k =	0,4277

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic =	0,4971
iq =	0,5074
i $\gamma$ =	0,3761

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c =	0,0000
gc =	1,0000

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

gq = gy = 1,0000

**FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE**

b'c = 0,0000

bc = 1,0000

bq = 1,0000

by = 1,0000

**COMBINAZIONE SIS**

B = 12,5 m dimensione della fondazione lungo l'asse x

L = 12,6 m dimensione della fondazione lungo l'asse y

D = 3,5 m profondità della fondazione

$\phi'$  = 32 ° angolo di attrito del terreno, 0,559 rad

c' = 0 kPa coesione efficace del terreno

$\gamma$  = 20 kN/mc peso specifico del terreno

$\beta$  = 0 ° inclinazione del pendio, positiva verso il basso

$\eta$  = 0 ° inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto

Fz = 45.866,41 kN azione verticale agente

Fx = 17.162,69 kN azione orizzontale agente lungo B

Mxx = 30.507,39 kNm momento di asse vettore x

Myy = 161.291,34 kNm momento di asse vettore y

ex = 3,517 m eccentricità del carico lungo x

ey = 0,665 m eccentricità del carico lungo y

B' = 5,467 m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x

L' = 11,270 m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y

Af = 61,611 mq area della fondazione efficace

qmax = 744,457 kPa massima pressione agente

qult = 1341,82 kPa capacità portante agente

$\gamma$  = **1,802** fattore di sicurezza relativo alla capacità portante

Le verifiche risultano soddisfatte, anche se otteniamo coefficienti di sicurezza (in fase SIMSICA) di poco superiori a 1,8, in quanto le ipotesi con cui sono state svolte le analisi sono cautelative:

- si sono eseguite le calcolazioni adottando i valori minimi dei parametri geotecnici all'interno dei range proposti (angolo di attrito compreso tra 38°-42°)
- si è trascurata la presenza di coesione nell'interfaccia fondazione-terreno

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- si è eseguita la verifica di capacità portante in Approccio 1 – combinazione 2
- si è trascurato il contributo dell'attrito sulle pareti laterali della struttura

Per assicurare la corretta adesione tra fondazione e terreno, si prescrive che in fase di costruzione sia realizzato il getto di magro di fondazione dopo aver adeguatamente preparato il piano di posa del terreno naturale (lasciando opportune irregolarità); inoltre si prescrive che il rinterro a valle della fondazione sia adeguatamente compattato e costipato, in modo che possa essere mobilitata la spinta passiva.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

#### COEFFICIENTI DI CAPACITA' PORTANTE

N <sub>q</sub> =	23,177
N <sub>c</sub> =	35,490
N <sub>γ</sub> =	20,786

#### FATTORI DI FORMA

s' <sub>c</sub> =	0,0970
s <sub>c</sub> =	1,3168
s <sub>q</sub> =	1,3031
s <sub>γ</sub> =	0,8060

#### FATTORI DI PROFONDITA'

d' <sub>c</sub> =	0,2561
d <sub>c</sub> =	1,2561
d <sub>q</sub> =	1,1768
d <sub>γ</sub> =	1,0000
k =	0,6402

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

i <sub>c</sub> =	0,3259
i <sub>q</sub> =	0,3550
i <sub>γ</sub> =	0,2190

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g' <sub>c</sub> =	0,0000
g <sub>c</sub> =	1,0000
g <sub>q</sub> = g <sub>γ</sub> =	1,0000

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b' <sub>c</sub> =	0,0000
b <sub>c</sub> =	1,0000
b <sub>q</sub> =	1,0000
b <sub>γ</sub> =	1,0000

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 5.1.3.4 Calcolo dei cedimenti indotti

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo di Burland-Burbidge (vedi riferimento bibliografico[B38]).

Il metodo per la stima del cedimento di fondazioni su sabbie normalmente consolidate (NC) e sovra consolidate (OC) dai risultati di prove SPT si basa su un'analisi statistica di un grande numero casi osservati.

Sia  $w$  il cedimento esprimibile con la relazione:

$$\frac{w}{Z_1} = q' \cdot I_C$$

dove

$Z_1 = B^{0,7}$  zona di influenza del carico che si estende fino ad una profondità dove il cedimento è pari a 25% del cedimento superficiale;

$I_C = 1,7 / N^{1,4}$  indice di compressibilità (anche definibile come variazione d'indice di vuoti su variazione di tensioni efficaci);

$q'$  carico uniforme trasmesso da una fondazione quadrata

Esplicitando i termini, si ottiene il cedimento  $w$  (in mm) di una sabbia normalconsolidata:

$$w = q' \cdot B^{0,7} \cdot I_C$$

Se la fondazione si trova ad una profondità da p.c. ove è presente una tensione litostatica  $\sigma'_{v0}$ , l'equazione diventa, nella sua forma generalizzata:

$$w = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_C$$

Dove il primo termine si riferisce al tratto di ricompressione caratteristico di un comportamento elastico del terreno (finché non raggiunge lo stato tensionale pari a quello litostatico in sito), mentre il secondo termine si riferisce alla curva di carico (per carichi applicati superiori a quelli litostatici a parità di profondità). Se il terreno è sovraconsolidato, l'equazione sopra si mantiene valida, con l'unico accorgimento che al posto di  $\sigma'_{v0}$  si troverà  $\sigma'_p$ , tensione di preconsolidazione (si ricordi il diagramma semilogaritmico delle prove edometriche).

Si riporta nel seguito il calcolo condotto per la determinazione del cedimento indotto per l'opera in esame, assumendo come carico agente, la pressione massima in fondazione conseguente all'applicazione dei carichi nella combinazione allo Stato Limite di Servizio "RARA"; le valutazioni dei cedimenti nelle combinazioni FR e QP risultano superflue in quanto le azioni sono inferiori rispetto alla combinazione RARA. Cautelativamente si assume la condizione che massimizza le

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0

azioni verticali. L'azione verticale agente è pari a circa 49.000 kN, pertanto la pressione media agente in fondazione è pari a 0,44 Mpa.

Dalla relazione geotecnica CG0800PRBDCSBC8G000000001 si sono valutati i valori di  $N_{spt}$  riferiti al conglomerato di Pezzo (vedi ALLEGATI pag. 247 in avanti) e riferendosi ai sondaggi OTCLPT1505, OTCLPT2503 e C210 si sono osservati valori di  $N_{spt}$  che oscillano tra 31 e 100 nei primi 10 m; si assume nel calcolo dei cedimenti il valor medio di lettura pari a 70  $N_{spt}$ :

$$N_{spt(DICALCOLO)} = \frac{60 + 100 + 32 + 100 + 100 + 53 + 79 + 31}{8} \approx 70$$

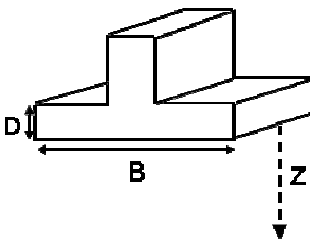
La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -3,5 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto; rispetto alla situazione attuale la fondazione si trova mediamente a -10 da p.c.

Da cui si ottiene:

$$S = F_s \cdot F_h \cdot F_t \cdot \left[ \sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

**Caratteristiche fondali:**

B = 12,50 [m]  
 L = 12,60 [m]  
 D = 3,50 [m]



**Litologia e carichi e prove:**

Z = 8,75 [m]  
 $\gamma = 2,00$  [ $t/m^3$ ]  
 $q' = 44,00$  [ $t/m^2$ ]  
 $N_{spt} = 70,00$  media  
 Carichi Statici     Carichi Dinamici

**Periodo di previsione:**

Tempo = 100 [anni]

$\sigma'_{vo} = 7,00$  [ $t/m^2$ ]

$I_c = 0,0045$

$Z_i = 6,8118$        $F_h = 1,0000$        $F_s = 1,0032$

anni	0	5	10	30	50	70	85	100
Ft	1,2046	1,3444	1,4046	1,5000	1,5444	1,5736	1,5905	1,6046

**CEDIMENTI:**

<b>S [mm]</b>	10,100	13,579	14,187	15,151	15,599	15,894	16,064	16,207
---------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

**LEGENDA:**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CF0074_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

B = Larghezza fondale  
 L = Lunghezza fondale  
 D = Profondità del piano di posa  
 Z = Spessore strato compressibile  
 $\gamma$  = Peso di volume dello strato  
 $q'$  = Pressione efficace lorda  
 Nspt = N. medio di colpi (prove SPT)  
 $\sigma'_{vo}$  = Tensione verticale efficace  
 Ic = Indice di compressibilità  
 Fs, Fh, Ft = Fattori correttivi  
 Zi = Profondità significativa

Dall'analisi si evince quindi che l'entità massima dei cedimenti con le assunzioni fatte è dell'ordine dei 1,6 cm, valore accettabile per le assunzioni fatte.

E' da precisare che tale valore di cedimento è un valore assoluto, che non tiene conto dello sviluppo nel tempo dei cedimenti; per questo tipo di terreni infatti, la parte maggiore dei cedimenti viene scontata in fase di costruzione della spalla, a favore di sicurezza per le analisi svolte in questa fase progettuale.