

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

<i>Unità Funzionale</i>	COLLEGAMENTI CALABRIA	<b>CS0501_F0</b>
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	SOVRAPPASSO VIA CAMPIDOGLIO	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE GEOTECNICA	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	R	B	D	C	S	C	0	0	S	V	C	3	0	0	0	0	0	1	F0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

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



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/09/2011

## 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 travi precomprese\prefabbricate.....	11
3.1.7 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate .....	12
3.2 Acciaio per cemento armato .....	12
3.3 Acciaio per trefoli da precompressione .....	12
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA .....	13
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO .....	14
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO.....	29
5 ANALISI DELLA STRUTTURA.....	37
5.1 ANALISI DEI CARICHI.....	37
5.1.1 Peso proprio e carichi permanenti portati ( $g_1 + g_2$ ) .....	37
5.1.2 Spinta del terreno ( $g_3$ ) .....	37
5.1.3 Precompressione .....	38
5.1.3.1 Perdite di precompressione.....	39
5.1.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore ( $q_1$ ).....	42
5.1.5 Incremento dinamico ( $q_2$ ) .....	45
5.1.6 Frenatura ( $q_3$ ) .....	45
5.1.7 Azione sismica ( $q_6$ ).....	45
5.2 MODELLO DI CALCOLO.....	47
5.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO.....	47

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/09/2011

5.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	50
5.2.2.1	Modello di calcolo per la soletta superiore (1° e 2° fase) .....	51
5.2.2.2	Modello di calcolo per l'interazione terreno struttura (3° fase) .....	51
5.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI .....	56
5.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	59
5.3.1	Sollecitazioni di prima e seconda fase .....	59
5.3.2	Sollecitazioni di terza fase.....	62

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del Sovrappasso ubicato alla PK. 0+090 denominato "Sovrappasso via Campidoglio" (altezza max. trave 80 cm e luce 17 m), nell'ambito del progetto Definitivo per la realizzazione del "Ponte sullo Stretto di Messina".

### 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [NT\_1]. D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT\_2]. C.M. 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT\_3]. UNI EN 1990: 2006 "Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale"
- [NT\_4]. UNI EN 1991-1-1: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici"
- [NT\_5]. UNI EN 1991-1-4: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"
- [NT\_6]. UNI EN 1991-1-5: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche"
- [NT\_7]. UNI EN 1991-2: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti"
- [NT\_8]. UNI EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [NT\_9]. UNI EN 1992-2: 2006 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi"
- [NT\_10]. UNI EN 1993-1-5: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra"
- [NT\_11]. UNI EN 1993-1-9: 2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica"
- [NT\_12]. UNI EN 1993-2: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio"
- [NT\_13]. UNI EN 1994-2: 2006 "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti"
- [NT\_14]. UNI EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

generali”

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<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"
- [B22]. ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- [B23]. IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [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" - 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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 lateralli 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 DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<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	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \alpha_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
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	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \alpha_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
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	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \alpha_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \alpha_c$	= 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	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \alpha_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \alpha_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
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	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \alpha_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \alpha_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S4

### 3.1.6 Conglomerato cementizio per travi precomprese/prefabbricate

Classe	C45/55
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 55 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \alpha_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 25,500 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,657 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \alpha_c = 1,771 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Classe di esposizione XS1– XF1  
 Classe di consistenza S4

### 3.1.7 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate

Classe C35/45  
 Resistenza caratteristica cubica  $f_{ck,cube} = 45 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck,cyl} = 35 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \alpha_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,833 \text{ N/mm}^2$   
 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  $f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \alpha_c = 1,498 \text{ N/mm}^2$   
 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  $f_{yk} \square 450 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} \square 540 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo  $f_{yd} = f_{yk} / \alpha_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$   
 Deformazione caratteristica al carico massimo  $\alpha_{uk} = 7,5 \%$   
 Deformazione di progetto  $\alpha_{ud} = 6,75 \%$

### 3.3 Acciaio per trefoli da precompressione

Si adottano trefoli da 0,6" in acciaio controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

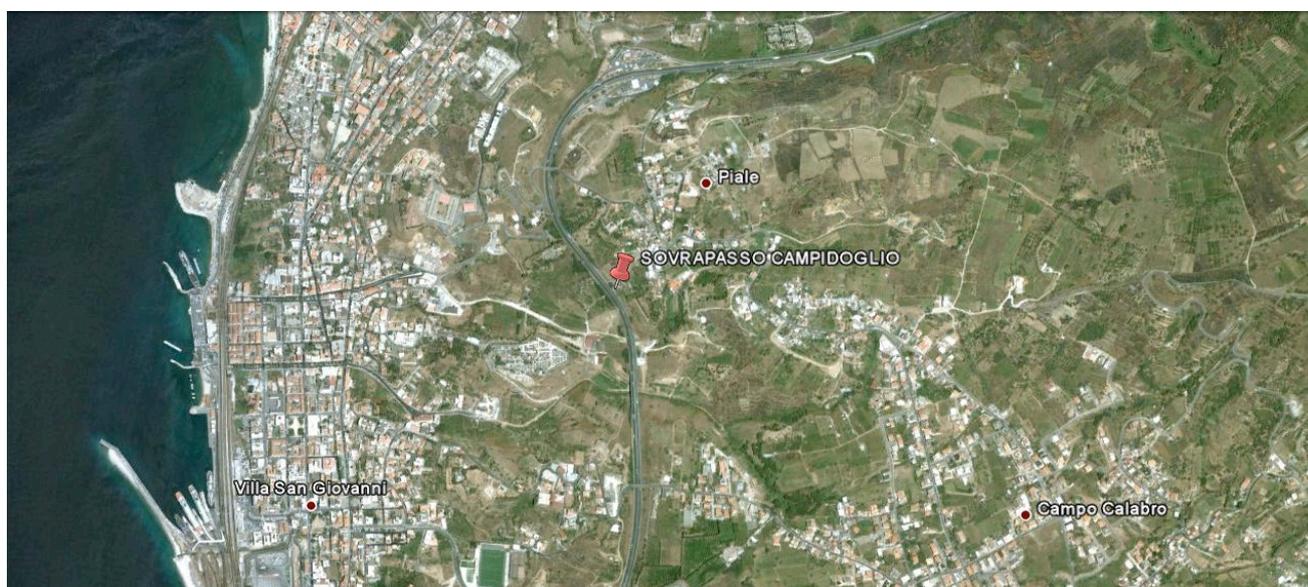
Tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua  $f_{p(0,1)k} \square 1600 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione caratteristica allo 1% di deformazione totale  $f_{p(1)k} \square 1670 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} \square 1860 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo  $f_{yd} = f_{p(0,1)k} / \alpha_s = 1600 / 1,15 = 1391,30 \text{ N/mm}^2$   
 Deformazione caratteristica al carico massimo  $\alpha_{uk} = 3,5 \%$   
 Area nominale  $A_{nom} = 139 \text{ mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<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 38,222692 e Longitudine di 15,647053.



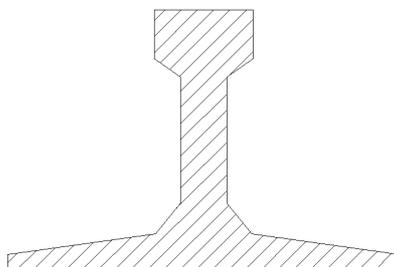
F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica via di corsa di larghezza massima  $B = 7,20$  m (con ricoprimento massimo pari a 55 cm e ricoprimento minimo pari a 45 cm) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della viabilità; l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a  $90^\circ$ . Da un punto di vista statico, la struttura è a telaio (struttura iperstatica) con luce di calcolo pari a 17 m:

<b>Campata</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Spalla A – Spalla B	17,00

L'impalcato è realizzato mediante 9 travate in c.a.p. 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). Le travi hanno altezza costante pari a 80 cm lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse pari a 0,8 m:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F2. Sezione trasversale delle travi utilizzate

La struttura sarà composta da diaframmi in c.a. spessore di 1,2 m accostati. I diaframmi sono collegati in testa da una trave di correa in c.a. dello spessore si 1,5 m che fungerà anche da sella d'appoggio per la sovrastruttura.

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 travi di correa si attestano a una profondità media da p.c. di circa 6,0 m. Al di sotto si estendono le fondazioni profonde (paratia di diaframmi h=120 cm) per una lunghezza di circa 27 m.

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia caratterizzata da "sabbie e ghiaie di Messina".

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

### GHIAIE E SABBIE DI MESSINA

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18±20
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	70±25
c' piccolo (kPa)	0±10
$\phi'$ piccolo (°)	38±40 (p'ff=0-272KPa) / 35±38 (p'ff=272-350KPa)
C <sub>cv</sub> ' (kPa)	0
$\phi'_{cv}$ (°)	33±35
k <sub>0</sub> (-)	0.45-0.55
V <sub>s</sub> (m/sec)	V <sub>s</sub> =200+7·z (m/s)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

<b>G'<sub>o</sub> (MPa)</b>	$G_o = 1780 p_a \frac{p'_o}{p_a}^{0.65}$
<b>E' (MPa)*</b>	$E' = (17 \text{ -- } 40) z^{0.7}$
<b>ν' (-)</b>	0.2
<b>G<sub>0</sub>, G/G<sub>0</sub></b>	curve teoriche
<b>D<sub>0</sub>, D/D<sub>0</sub></b>	curve teoriche
<b>K(m/s)</b>	$10^{-4} \text{ -- } 10^{-5}$

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

NSPT = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$\alpha'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\alpha'_r$  = 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

Non è stata riscontrata la falda nei sondaggi, pertanto nel proseguo della relazione si considererà

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

assente la falda in quanto ininfluyente nei dimensionamenti. Nel modello di calcolo viene indicata a quota -30 m da p.c., simulando l'assenza di spinta idraulica sugli elementi resistenti.

Per un maggior dettaglio della caratterizzazione geotecnica dei suoli si rimanda alla relazione generale CG0800PRBDCSBC8G000000001B.

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

Profilo geologico-geotecnico      1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 03 B  
 Profilo idrogeologico              1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 04 B

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

### Descrizione delle litologie prevalenti

Le litologie prevalenti sono costituite dalle formazioni dei Sabbie e Ghiaie di Messina.

Le Sabbie e Ghiaie di Messina sono granulometricamente descritte come ghiaie e ciottoli da sub arrotondati ad appiattiti con matrice di sabbie grossolane.

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

Si è fatto quindi riferimento ai due sondaggi presenti in zona (C411 e SG\_15), i valori di  $N_{spt}$  rinvenuti variano tra 46 e 100 negli strati di terreno tra -5 e -30 m da p.c.:

C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	1.50	6
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	3.00	27
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	4.50	46
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	6.00	78
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	7.50	100
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	9	100
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	16	95

SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	5.50	87
SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	10.40	100
SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	15.50	46
SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	20.10	100

Pertanto si assume la categoria "B" di suolo, per la classificazione sismica.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La falda non risulta interferente con le opere.

### Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (C411), si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

#### Sabbie e Ghiaie di Messina

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa B dal km 0+800 al km 1+300 e della rampa M.

- prove SPT (C411, C414, C415, SN11, Svar1)
- 2 prove sismiche (C414, C415)
- 3 prove Le Franc (C411, C414, C415)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed delle caratteristiche di resistenza (TD, sondaggio C410, Svar1)

### Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

### Sabbie e Ghiaie di Messina

Per le caratteristiche fisiche da un'analisi statistica delle caratteristiche granulometriche emerge, un andamento che conferma che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 36%), sia di materiali intermedi (sabbie 52%). Il contenuto di fino è mediamente del 11%.

Con riferimento al fuso medio si ha:

- ▣ Il valore di  $D_{50}$  è pari a 0.8mm
- ▣ Il valore di  $D_{60}$  è pari a 1.2 mm
- ▣ Il valore di  $D_{10}$  è pari a 0.025 mm

Il peso di volume dei grani medio  $\rho_s$  è risultato pari a circa 26 kN/m<sup>3</sup>;

In base a dati di letteratura il valore di  $\rho_{dmax}$  risulterebbe mediamente pari a circa 21 KN/m<sup>3</sup> mentre  $\rho_{dmin}$  mediamente pari a circa 16 KN/m<sup>3</sup>.

Per lo stato iniziale si ha:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- ▣ **Dr:** I valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con il fattore correttivo  $C_{sg}=0.75$  corrispondente al  $d_{50}=0.8\text{mm}$ .
- ▣  **$e_o$ :** a partire dal  $d_{50}$  stimato si ottiene di  $e_{max}-e_{min}$  pari a 0.31, non dissimile dai valori reperibili in letteratura ( $0.17 < e_{max}-e_{min} < 0.29$ ) e da quanto misurato in laboratorio (SG10DG42) con valore medio pari a 0.33. Stimando per  $e_{max}$  un valore pari a 0.7 a partire dai valori di  $Dr$  è stato possibile determinare i valori di  $e_o$  in sito.
- ▣  **$\sigma_d$ :** in base a tali valori di  $e_o$  e da  $\sigma_s$  si può stimare  $\sigma_d$ .
- ▣  **$K_0$ :** si considera la relazione di Mesri (1989) per tenere conto degli effetti di "aging".

Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	$\sigma_d(\text{KN/m}^3)$	$K_0$
<b>80-90</b>	<b>60-70</b>	<b>18-20</b>	<b>0.45-0.5</b>

Per i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di  $41^\circ$ , per  $z > 5\text{m}$ .

$\sigma'_p$ (pff=0-272KPa) ( $^\circ$ )	$\sigma'_p$ (pff=272-350KPa) ( $^\circ$ )	$\sigma'_{cv}$ ( $^\circ$ )
<b>40-43</b>	<b>38-40</b>	<b>33-35</b>

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

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

$\sigma'_p = 38 \text{ kPa} =$  angolo di resistenza al taglio

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

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

$\sigma'_r = 33 \text{ kPa} - 35 \text{ kPa} =$  angolo di resistenza al taglio

Per le caratteristiche di deformabilità dalle prove sismiche in foro (C415, SG15) si ottengono valori di  $V_s$  che mostrano valori che vanno mediamente da 170 m/s a 600 m/s fino a 25m di profondità. Ai valori delle velocità di taglio  $V_s$  corrispondono moduli di taglio iniziali  $G_0$  che mostrano un andamento crescente con la profondità, da circa 100MPa a circa 500MPa a 25m di profondità.

 <b>Stretto di Messina</b>		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Una stima con la profondità si rende difficoltosa per la dispersione di  $G_0$  che si rende particolarmente evidente con il valore normalizzato della pressione efficace media.

Tenendo conto delle prove SPT si ottiene una stima cautelativa:

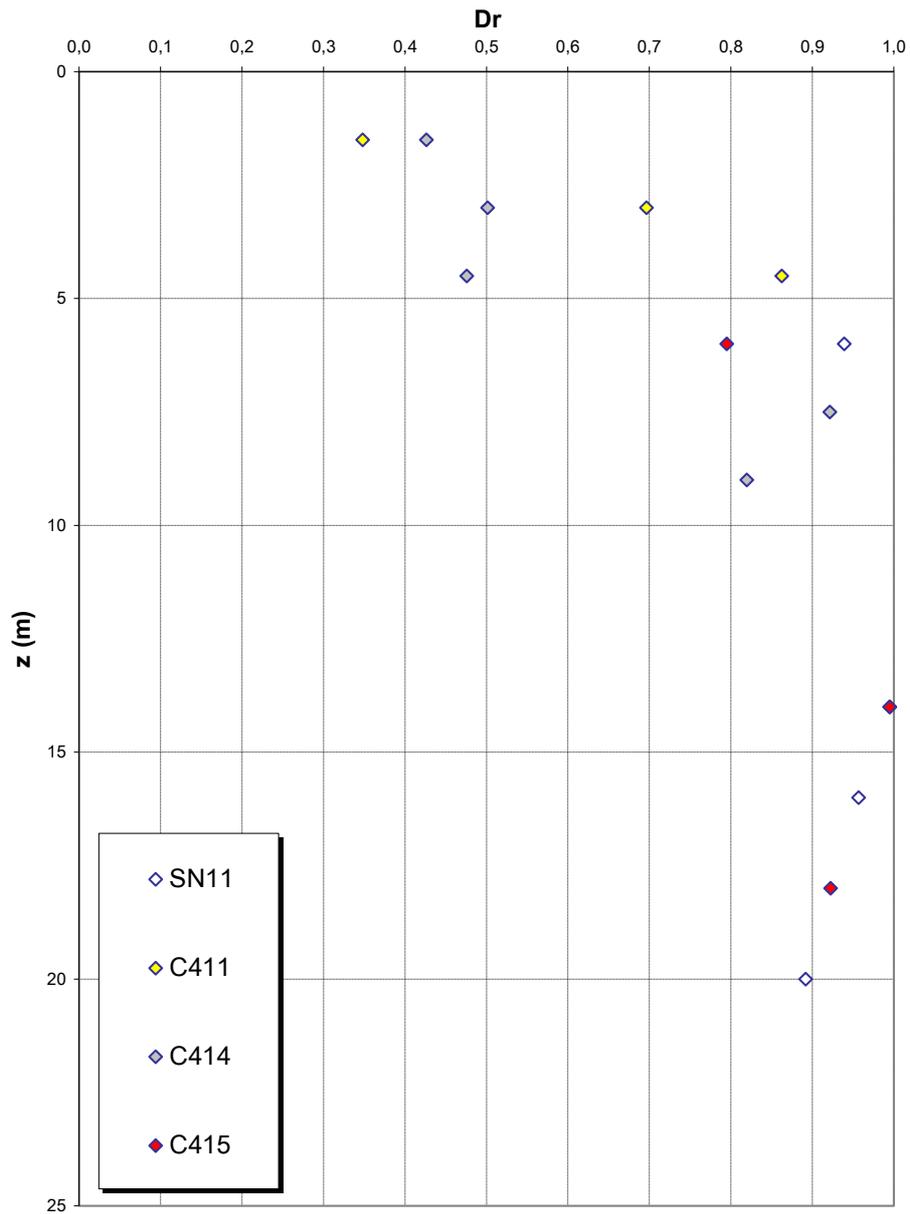
z(m)	$G_0$ (MPa)	$E_0$ (MPa)	$E'$ (MPa)
<b>0-25</b>	<b><math>40 z^{0.7}</math></b>	<b><math>96 z^{0.7}</math></b>	<b><math>(14-33) z^{0.7}</math></b>

pari rispettivamente a circa  $1/5 \div 1/10$  (medio-grandi deformazioni) ed a  $1/3$  di quelli iniziali (piccole deformazioni).

Le 4 prove pressiometriche forniscono invece valori variabili compresi fra 140 e 340 MPa fra 35 ed 85m di profondità.



**Dr Skempton (1986)**  
**Componente sabbiosa prevalente**  
**SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



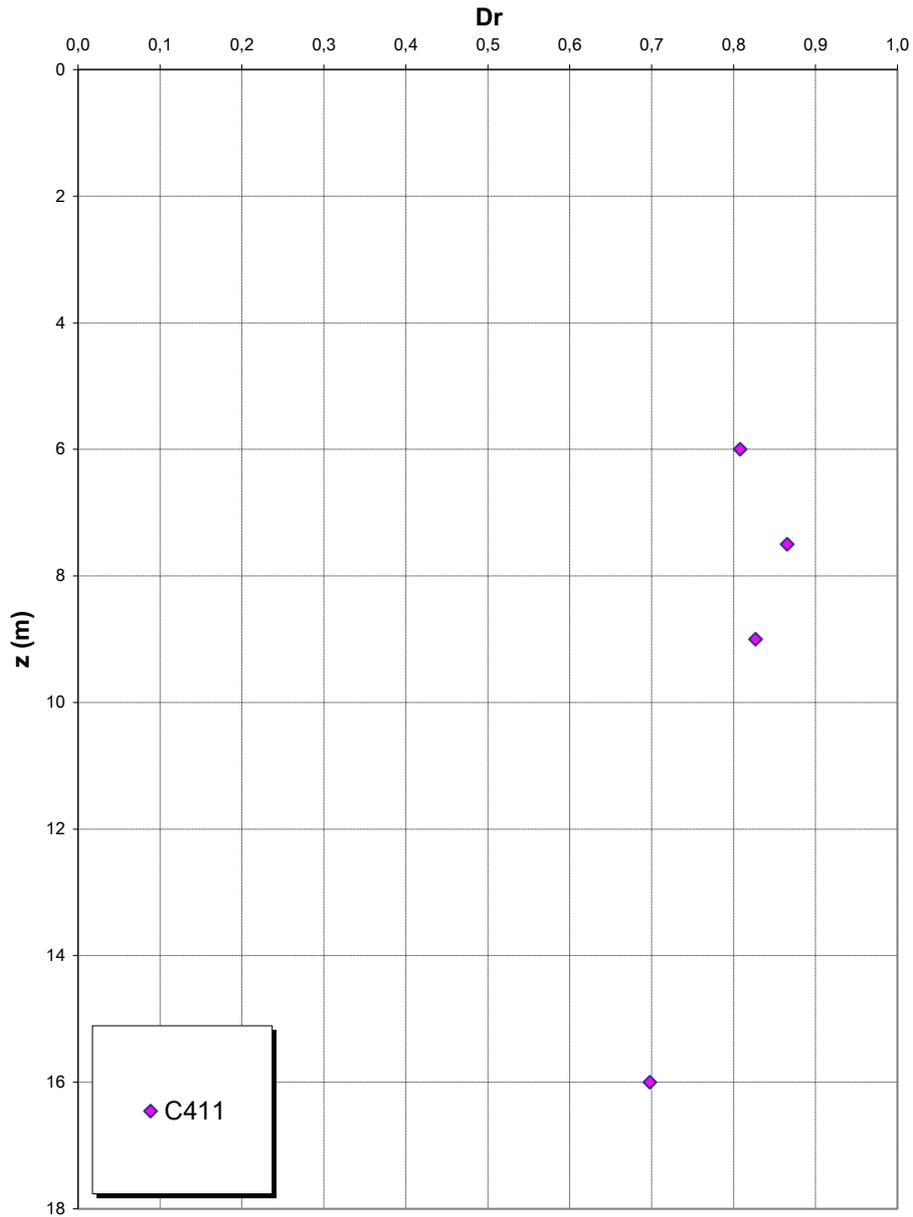
RELAZIONE DI CALCOLO

*Codice documento*  
CS0501\_F0.doc

*Rev*  
F0

*Data*  
20/06/2011

**Dr Cubrinovski e Ishihara (1999)  
Componente ghiaiosa e sabbiosa  
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



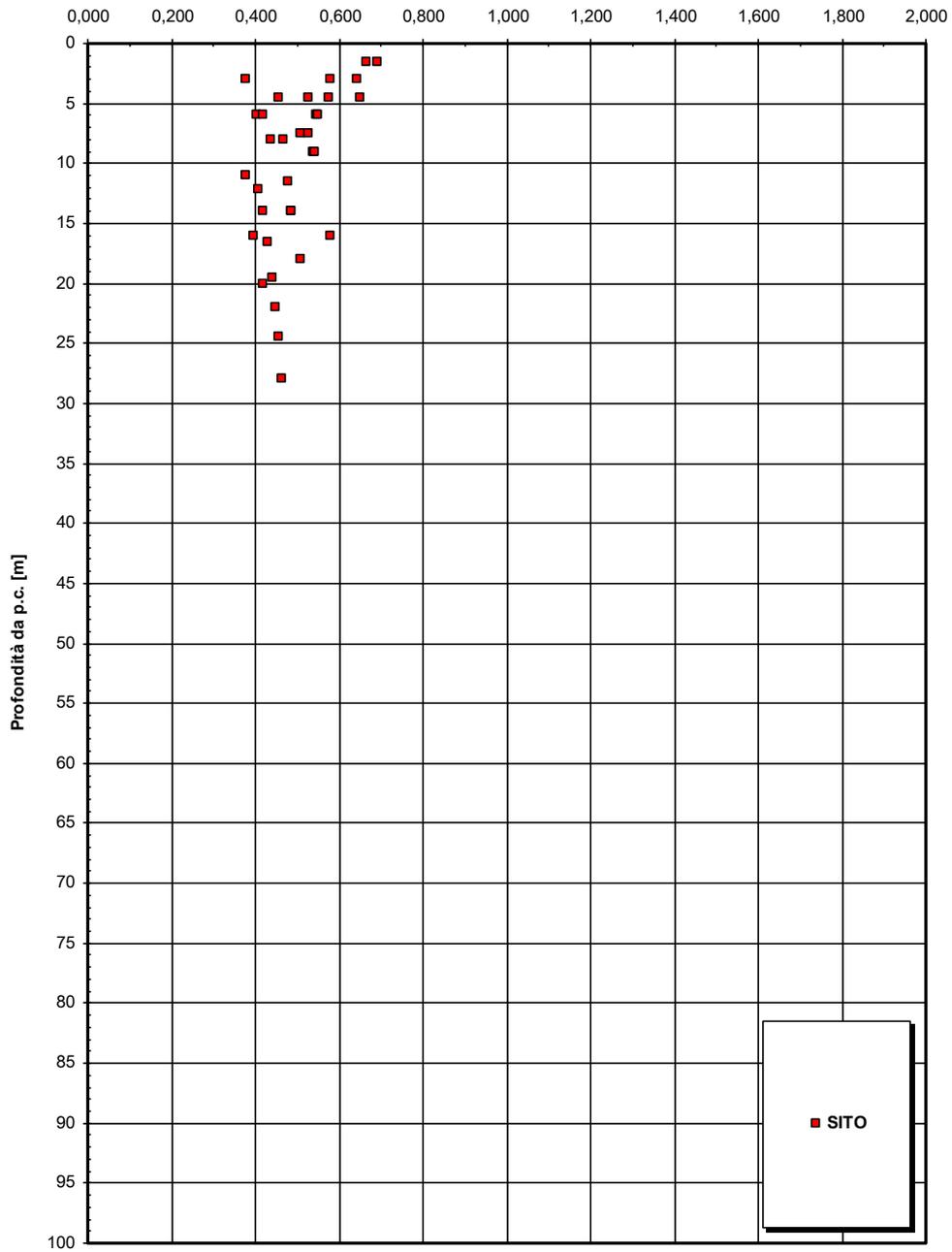
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

e

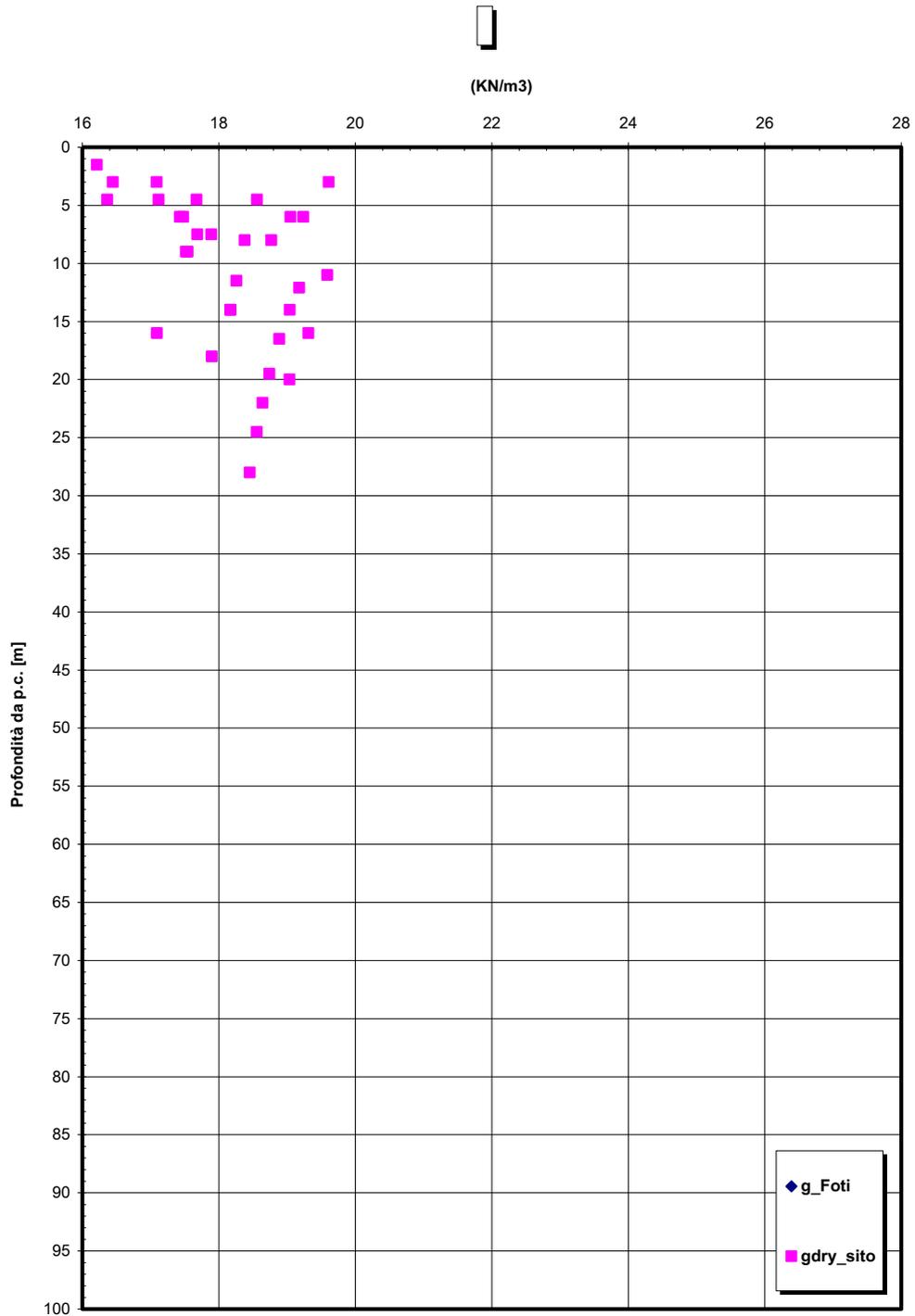


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011



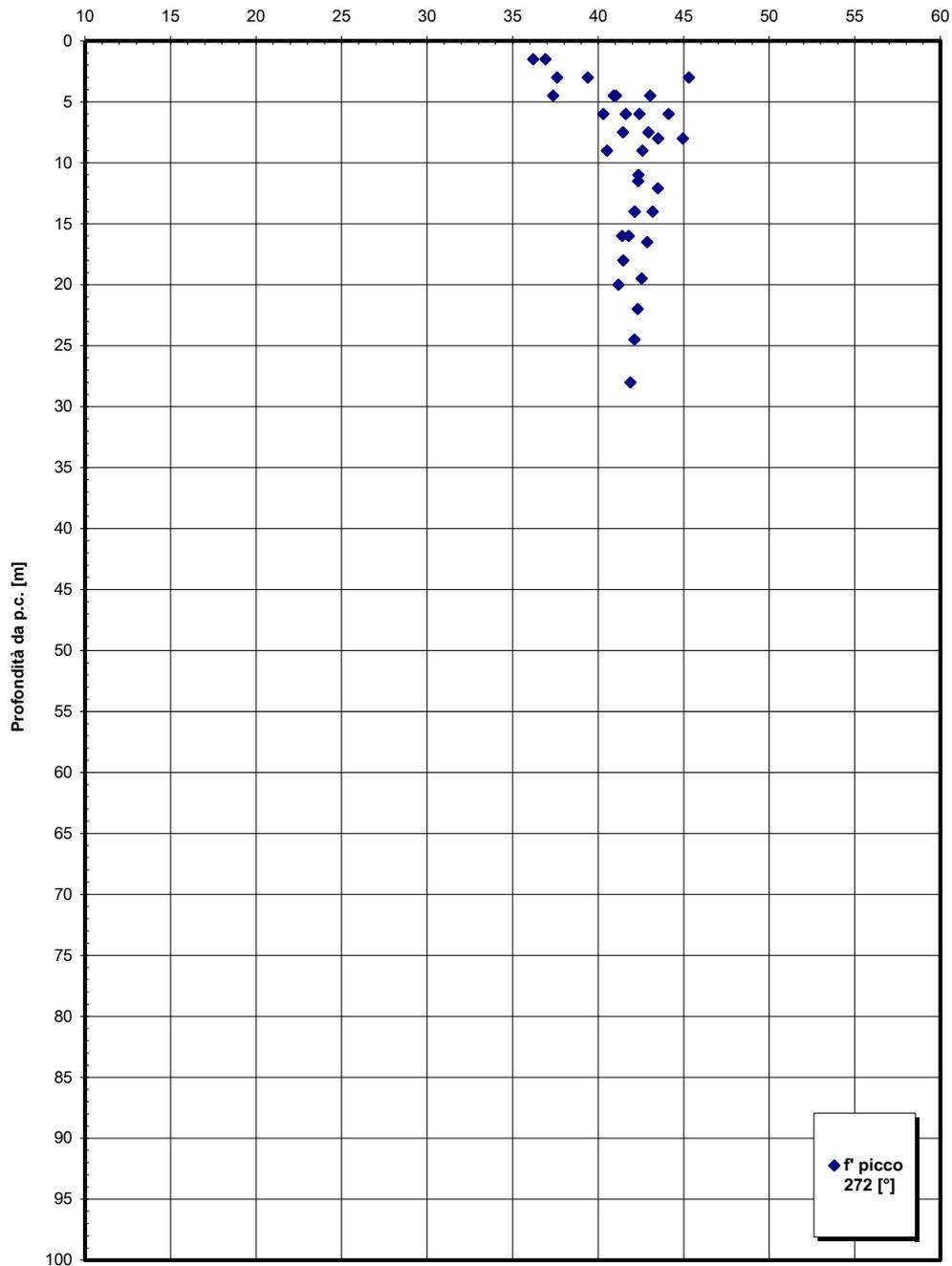
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

**' picco**

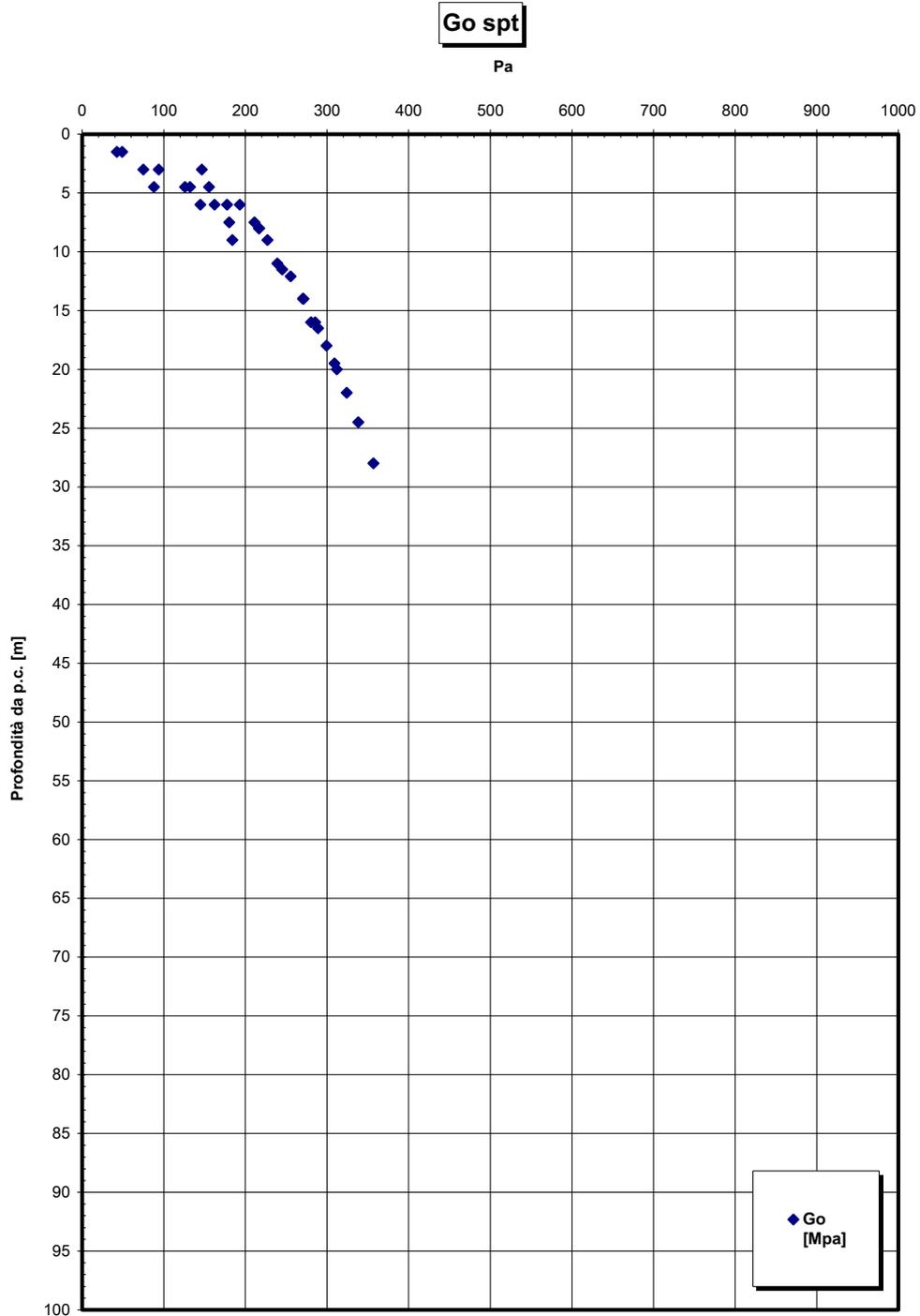


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

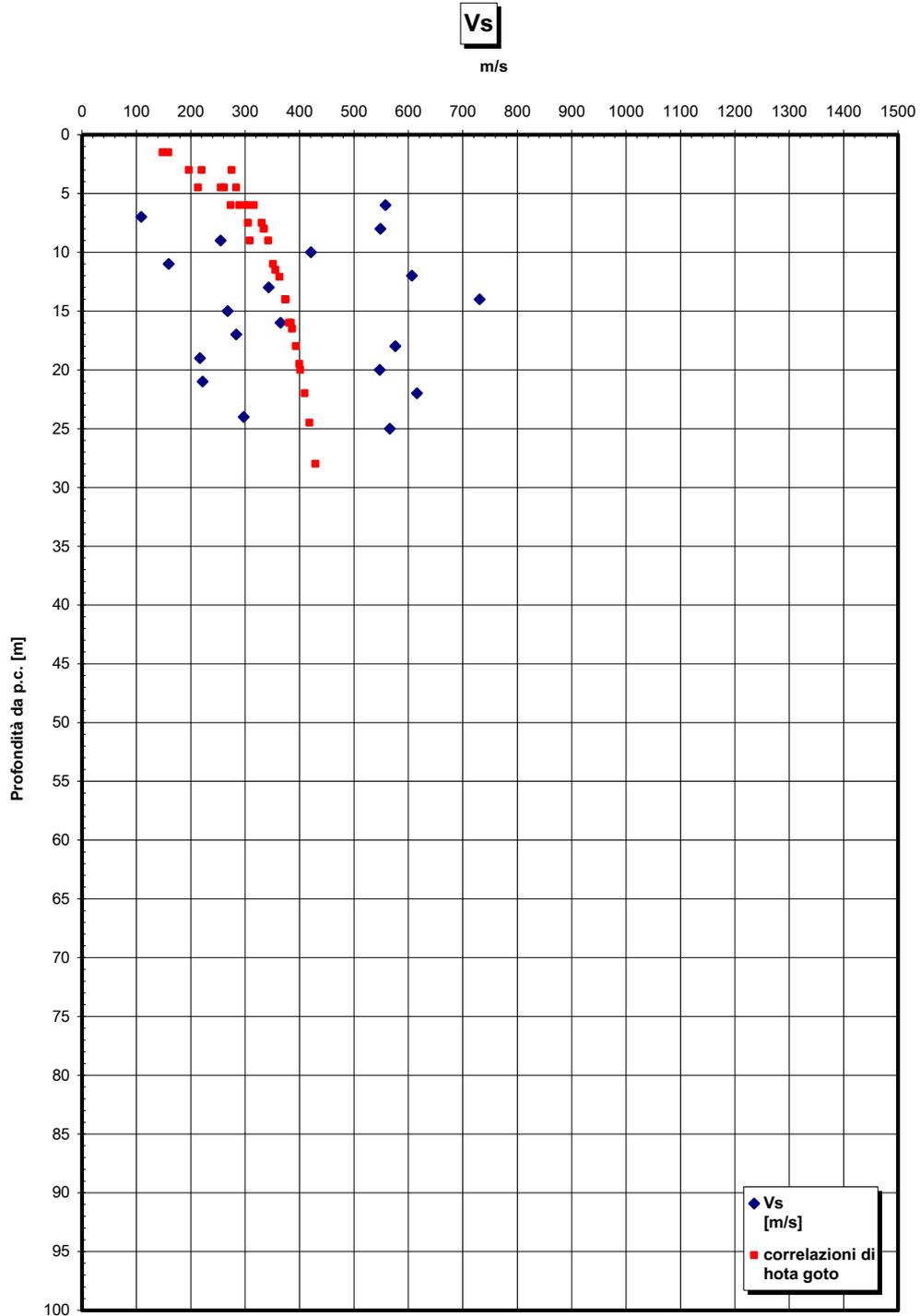


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011



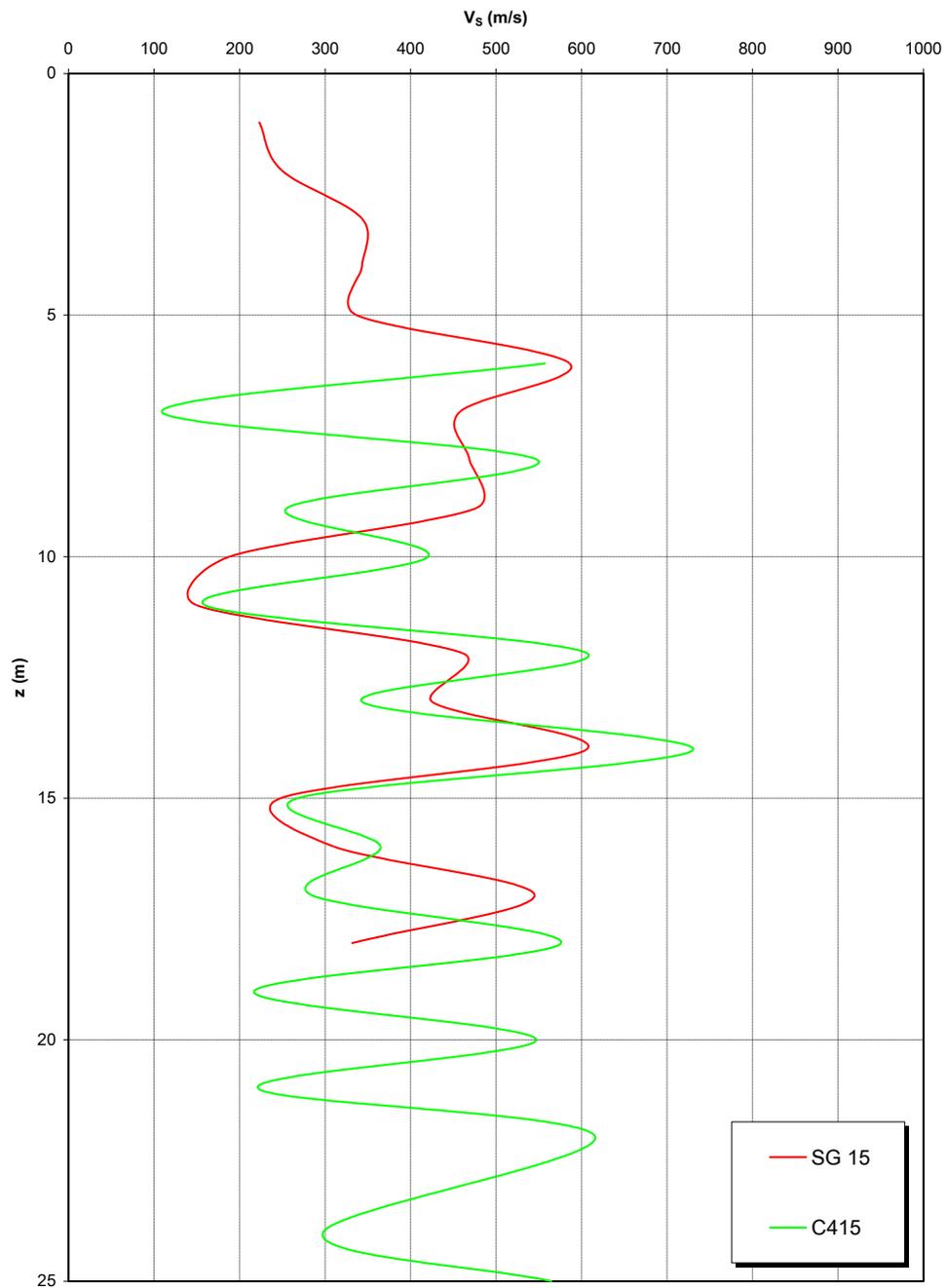
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

**Prove sismiche  
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



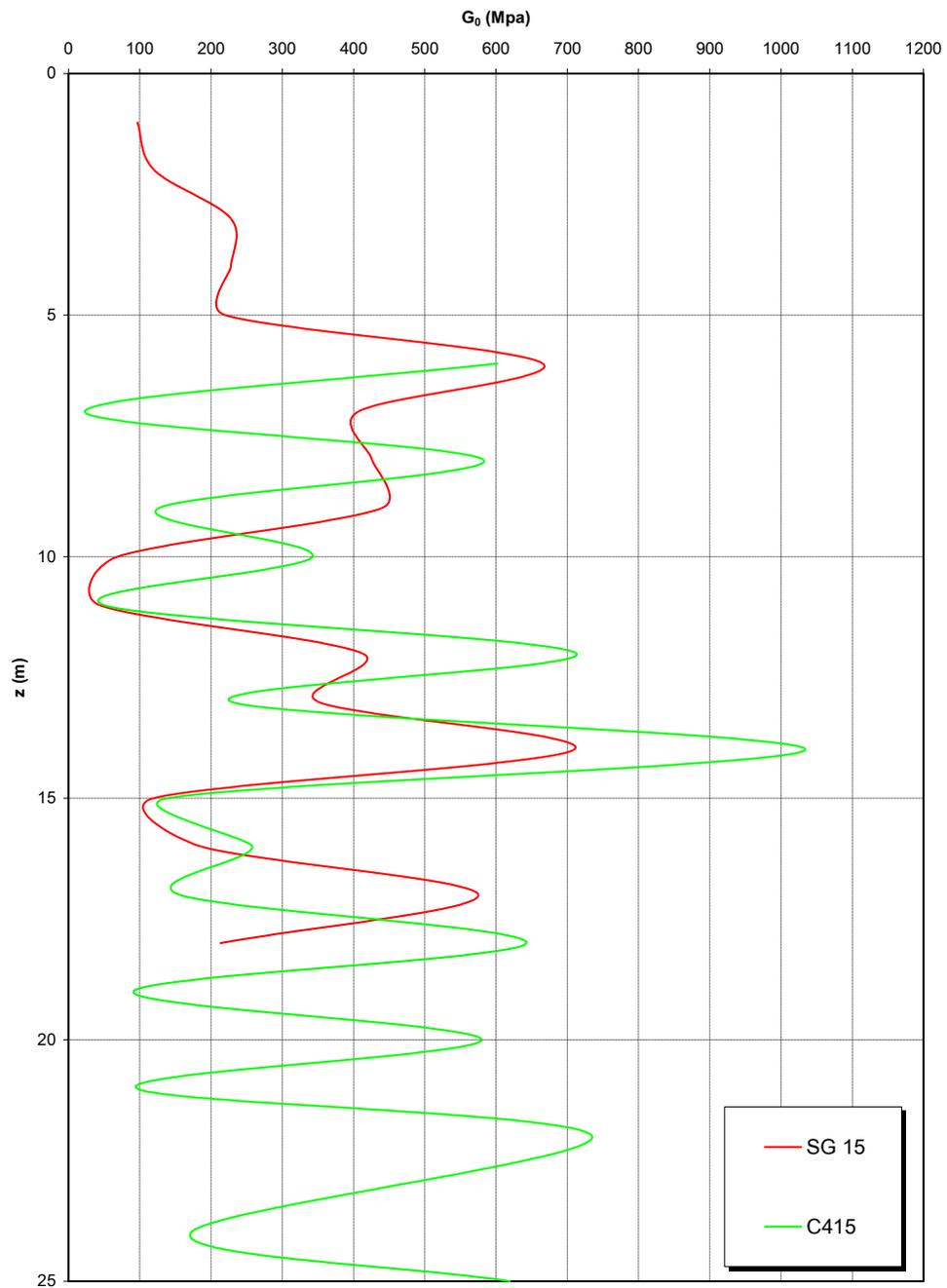
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

**Prove sismiche  
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<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:

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

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

l'azione sismica agente è:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per SLV → ( $a_g=0,440g$  ;  $F_0=2,489$  ;  $T^*_c=0,422s$ )

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLD) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,238 \text{ essendo il valore } > 1,2 \text{ si assume } S_s(SLD) = 1,2$$

$$S_s(SLV) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 0,962 \text{ essendo il valore } < 1 \text{ si assume } S_s(SLV) = 1,0$$

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

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(SLD) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,171g = 0,206g$$

$$a_{\max}(SLV) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,440g = 0,440g$$

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

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,171 g
$F_0$	2,358
$T_C$	0,337 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,367
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,154 s
$T_C$	0,461 s
$T_D$	2,286 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	0,206
0,154	0,485
0,461	0,485
0,548	0,408
0,635	0,352
0,722	0,310
0,809	0,276
0,895	0,250
0,982	0,228
1,069	0,209
1,156	0,193
1,243	0,180
1,330	0,168
1,417	0,158
1,504	0,149
1,590	0,141
1,677	0,133
1,764	0,127
1,851	0,121
1,938	0,115
2,025	0,110
2,112	0,106
2,199	0,102
2,286	0,098
2,367	0,091
2,449	0,085
2,530	0,080
2,612	0,075
2,694	0,070
2,775	0,066
2,857	0,063
2,939	0,059
3,020	0,056
3,102	0,053
3,184	0,050
3,265	0,048
3,347	0,046
3,429	0,043
3,510	0,041
3,592	0,040
3,673	0,038
3,755	0,036
3,837	0,035
3,918	0,033
4,000	0,032

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

**Parametri indipendenti**

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

**Parametri dipendenti**

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

**Punti dello spettro di risposta**

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

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

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

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

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

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

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,440 g
$F_o$	2,489
$T_C$	0,422 s
$S_S$	1,000
$C_C$	1,307
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,000
$\eta$	1,000
$T_B$	0,184 s
$T_C$	0,551 s
$T_D$	3,358 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)

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

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

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

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

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	0,440
$T_B \leftarrow$	0,184	1,094
$T_C \leftarrow$	0,551	1,094
	0,685	0,881
	0,819	0,737
	0,952	0,633
	1,086	0,555
	1,220	0,495
	1,353	0,446
	1,487	0,406
	1,621	0,372
	1,754	0,344
	1,888	0,320
	2,022	0,298
	2,155	0,280
	2,289	0,264
	2,423	0,249
	2,556	0,236
	2,690	0,224
	2,824	0,214
	2,957	0,204
	3,091	0,195
	3,225	0,187
$T_D \leftarrow$	3,358	0,180
	3,389	0,176
	3,419	0,173
	3,450	0,170
	3,481	0,167
	3,511	0,164
	3,542	0,162
	3,572	0,159
	3,603	0,156
	3,633	0,153
	3,664	0,151
	3,694	0,148
	3,725	0,146
	3,756	0,144
	3,786	0,141
	3,817	0,139
	3,847	0,137
	3,878	0,135
	3,908	0,133
	3,939	0,131
	3,969	0,129
	4,000	0,127

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,393 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	2,227
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,393
$T_B$ ←	0,050	0,979
$T_C$ ←	0,150	0,979
	0,235	0,625
	0,320	0,459
	0,405	0,363
	0,490	0,300
	0,575	0,255
	0,660	0,223
	0,745	0,197
	0,830	0,177
	0,915	0,161
$T_D$ ←	1,000	0,147
	1,094	0,123
	1,188	0,104
	1,281	0,089
	1,375	0,078
	1,469	0,068
	1,563	0,060
	1,656	0,054
	1,750	0,048
	1,844	0,043
	1,938	0,039
	2,031	0,036
	2,125	0,033
	2,219	0,030
	2,313	0,027
	2,406	0,025
	2,500	0,023
	2,594	0,022
	2,688	0,020
	2,781	0,019
	2,875	0,018
	2,969	0,017
	3,063	0,016
	3,156	0,015
	3,250	0,014
	3,344	0,013
	3,438	0,012
	3,531	0,012
	3,625	0,011
	3,719	0,011
	3,813	0,010
	3,906	0,010
	4,000	0,009

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

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

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

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

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'applicazione delle azioni sismiche alle sottostrutture 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.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

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

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

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta_m$  = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$ , assume il valore 1.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$P_d = S a_g / g h_{tot}^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto  $h_{scat}/2$ , con "h<sub>tot</sub>" altezza dal piano stradale alla fondazione dello scatolare e  $h_{scat}$  l'altezza dello scatolare (fuori terra).

Essendo "P<sub>d</sub>" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

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, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 ANALISI DELLA STRUTTURA

### 5.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli SLS, SLU ed in presenza dell'evento sismico.

#### 5.1.1 Peso proprio e carichi permanenti portati ( $g_1 + g_2$ )

I pesi propri sono calcolati in automatico dal programma sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi del modello.

I pesi specifici dei materiali considerati sono:

- cemento armato                      25 kN/m<sup>3</sup>
- acciaio                                78,5 kN/m<sup>3</sup>
- terreno di riporto                    19 kN/m<sup>3</sup>

Il peso dovuto al ricoprimento (altezza  $hr$ ) è applicato come carico uniforme pari a:

$$- hr \cdot \rho = 0,55 \cdot 19 = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.1.2 Spinta del terreno ( $g_3$ )

La spinta delle terre viene valutata sulla base di un'analisi elasto-plastica che tiene conto dei parametri con cui il terreno viene definito (vedi paragrafo 4.2).

Oltre a quanto già indicato in precedenza, si riporta la funzione esponenziale con cui è definito il modulo di deformazione del terreno al variare della profondità:

$$E(z) = E_{vc} \cdot [(\sigma'_h \cdot \alpha_h + \sigma'_v \cdot \alpha_v) / P_{ref}]^{EXP}$$

$$E_{ur} = 1,5 \cdot E_{vc}$$

Dove:

$E_{vc}$  = Modulo elastico in compressione vergine assunto pari a 140,21 Mpa (alla quota  $z=6$  m)

$EXP$  = Esponente del parametro di sforzo assunto pari a 0,4

$\alpha_v$  = Coefficiente moltiplicativo dello sforzo verticale efficace assunto pari a 0

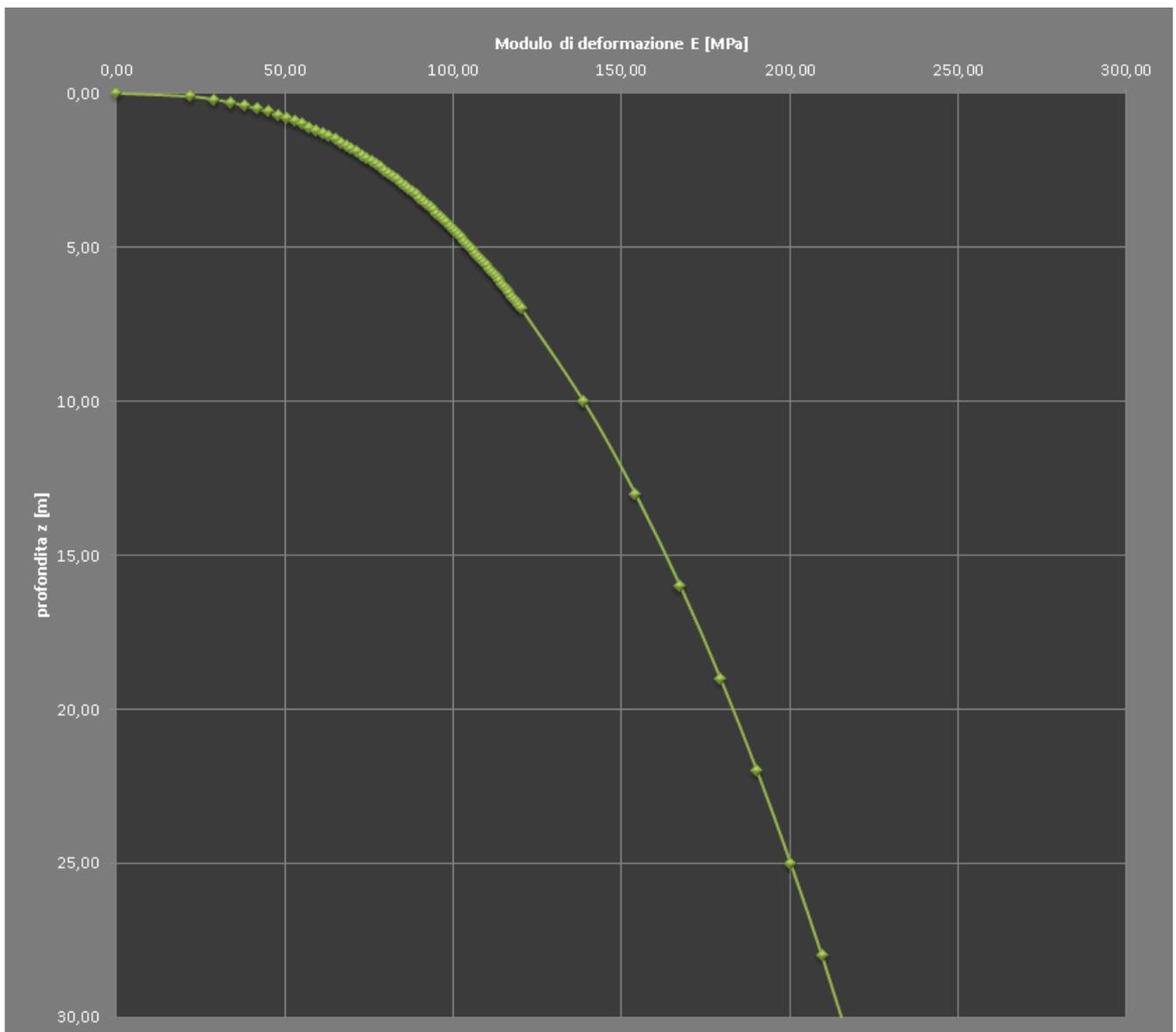
$\alpha_h$  = Coefficiente moltiplicativo dello sforzo orizzontale efficace assunto pari a 1

$P_{ref}$  = Pressione di normalizzazione, assunto pari a 1 atm

$E_{ur}$  = Modulo elastico in scarico – ricarico

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

Si riporta l'andamento grafico della variazione del modulo di deformazione per il terreno modellato in questa analisi:



F3. andamento del modulo di deformazione del terreno  $E(z)$

### 5.1.3 Precompressione

Per determinare la forza di precompressione  $P_0$  da applicare la martinetto, è stato eseguito un pre-dimensionamento, tenendo conto dei carichi di prima e seconda fase che agiranno sulla struttura.

Il procedimento è stato svolto utilizzando il metodo grafico di Magnel, che permette di tarare la

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

precompressione sfruttando al meglio le caratteristiche della trave di prima e seconda fase. La seconda incognita da definire è l'eccentricità e l'andamento dei cavi di precompressione. Questa viene valutata considerando la massima eccentricità applicabile in mezzeria tenendo conto del ricoprimento minimo da garantire e delle dimensioni reali delle barre d'armatura. Infine sono da definire la tipologia e il numero di trefoli da impiegare per la precompressione; questi vengono definiti ipotizzando di far lavorare l'acciaio alla tensione massima consentita da normativa, riducendo al minimo la quantità di materiale "non sfruttata". Tale procedura ha condotto al valore di precompressione iniziale da applicare ai martinetti pari a  $P_0 = 4000$  kN.

Il pre-dimensionamento è stato eseguito nella ipotesi che le tensioni agenti sul calcestruzzo rientrino nei limiti da normativa. Per determinare l'area dell'acciaio da precompressione occorre tenere conto che la tensione iniziale di precompressione deve essere minore di:

$$\text{Tensione iniziale } \sigma_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ N/mm}^2 \\ 0,9 \cdot f_{p01k} = 0,9 \cdot 1600 = 1440 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

Per tali limitazioni l'area minima di acciaio da precompressione deve essere maggiore di 2778 mm<sup>2</sup>. Ipotizzando di utilizzare trefoli da 0,6" (con area nominale di 139 mm<sup>2</sup>) ne occorrono come minimo 20.

Si decide di utilizzare 22 trefoli con area totale di 3058 mm<sup>2</sup> e tensione iniziale di 1308 N/mm<sup>2</sup>.

### 5.1.3.1 Perdite di precompressione

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 3.1.4, 7.4.3 e APPENDICE B) i valori e i coefficienti da utilizzare sono riportati di seguito:

$A_c = 210000$	mm <sup>2</sup>	area dell'elemento soggetto a ritiro
$u = 3230$	mm	perimetro esposto dell'elemento soggetto a ritiro
$h_0 = 130,03$	mm	dimesione convenzionale $2 \cdot A_c / u$
$\sigma_c = 15$	N/mm <sup>2</sup>	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
RH = 65%		percentuale di umidità relativa
$t_0 = 8$	gg	tempo all'applicazione del carico
$t = 36500$	gg	tempo al momento considerato
$f_{ck} = 45$	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica cls
$f_{cm} = 53$	N/mm <sup>2</sup>	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$a_1 = 0,748$	$a_{ds1} = 4$	classe N	$s = 0,25$	classe N
$a_2 = 0,920$	$a_{ds2} = 0,12$	classe N	$b_{cc}(t) = 1,275$	
$a_3 = 0,813$	$k_h = 0,9550$		$f_{cm}(t) = 67,584$	N/mm <sup>2</sup>
$f_{RH} = 1,476$	$b_{RH} = 1,124$		$b_{cc}(t_0) = 0,804$	
$b_{(fcm)} = 2,308$	$b_{ds}(t, t_0) = 0,998$		$f_{cm}(t_0) = 42,631$	N/mm <sup>2</sup>
$b_{(t_0)} = 0,619$	$e_{cd,0} = 0,000334$		$E_{cm} = 36,283$	GPa
$f_0 = 2,107$	$e_{cd} = 0,000318$		$E_c = 38,097$	GPa
$b_H = 400,433 \leq 1500$	$b_{as}(t) = 1$		$E_{cm}(t) = 39,028$	GPa
$b_c(t, t_0) = 0,997$	$e_{ca}(\infty) = 0,0000875$		$E_{c,\infty} = 11,702$	GPa
$f(t, t_0) = 2,101$	$e_{cs} = 0,00040586$			
$f_k(t, t_0) = 2,101$				

Dai dati riportati si evince che la dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato ipotizzato di classe N, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di 65% e avente dimensione fittizia  $h_0 = 2A_c/u \approx 130$  (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = 0,405 \cdot 10^{-3}$$

Mentre il coefficiente di viscosità da impiegare nella valutazione delle perdite differite, risulta:

$$\eta(t, t_0) = 2,101$$

### Perdite istantanee

Nel caso di pre-compressione le perdite da considerare sono quelle per rientro delle testate d'ancoraggio. La formulazione per definire tale valore è data da:

$$P_0 = \frac{P_i}{1 + \frac{E_p A_p}{E_c A_c} + e^2 \frac{E_p A_p}{E_c I_c} + \frac{8feE_p A_p}{24E_c I_c}}$$

Da cui:

$P_i = 4000$	kN	precompressione iniziale a istante $t_0$
$f = 0$	mm	freccia della parabola (in caso di cavo curvo)
$e_1 = -183$	mm	eccentricità in prima fase del cavo all'estremità della trave
$E_p = 195000$	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione acciaio
$A_p = 2778$	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$E_c = 38097,35$	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione istantaneo del cls
$A_{c1} = 689399,5$	mm <sup>2</sup>	area della sezione in calcestruzzo iniziale
$I_{c1} = 1,57E+10$	mm <sup>4</sup>	momento d'inerzia sezione in calcestruzzo
$P_0 = 3806,06$	kN	precompressione a istante $t_{0+1}$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

□P' =	193,94	kN	perdite istantanee
□P' % =	4,85	%	percentuale di perdite istantanee

### Perdite a lungo termine

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 5.10.6), le perdite da considerare sono quelle dovute a ritiro e viscosità del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio.

La formulazione per definire le perdite a lungo termine è data da:

- perdite per rilassamento

$$\Delta\sigma_r = A \cdot B \cdot e^{C \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1 - \mu)} \cdot \sigma_{pi} \cdot 10^{-5}$$

- perdite per ritiro

$$\Delta P_s'' = \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p$$

- perdite per viscosità

$$\Delta P_c'' = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{E_p}{E_c} \cdot A_p \cdot \sigma_c$$

Da cui:

#### **PERDITE A LUNGO TERMINE PER RILASSAMENTO**

classe	<b>2</b>		
P <sub>0</sub> =	3806,06	kN	precompressione a istante t <sub>0+1</sub>
A <sub>p</sub> =	2778	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
f <sub>pk</sub> =	1860	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a trazione del cavo
□ <sub>pi</sub> =	1370,07	N/mm <sup>2</sup>	tensione nelle armature all'istante t <sub>0+1</sub>
t =	876000	ore	tempo della messa in tensione delle armature
A =	0,66		
B =	2,5		
C =	9,1		
μ =	0,74		
Δ□ <sub>r</sub> =	70,25	N/mm <sup>2</sup>	valore assoluto delle perdite dovute a rilassamento
ΔP'' <sub>r</sub> =	<b>195,14</b>	kN	perdite per rilassamento differite al tempo t
ΔP'' <sub>r</sub> % =	<b>4,88</b>	%	percentuale perdite per rilassamento differite al tempo t

#### **PERDITE A LUNGO TERMINE PER RITIRO**

e <sub>cs</sub> =	0,00040586	valore assoluto del ritiro del cls
-------------------	------------	------------------------------------

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$E_p =$	195000	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione acciaio
$A_p =$	2778,00	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$\Delta P''_s =$	<b>219,86</b>	kN	perdite per ritiro differite al tempo t
$\Delta P''_s \% =$	<b>5,50</b>	%	percentuale perdite per ritiro differite al tempo t

#### PERDITE A LUNGO TERMINE PER VISCOSITA'

$\xi(t, t_0) =$	2,101		coefficiente di viscosità al tempo t
$E_p =$	195000	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione acciaio
$A_p =$	2778	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$E_c =$	38097,35	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione istantaneo del cls
$s_c =$	15,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
$\Delta P''_c =$	<b>448,03</b>	kN	perdite per ritiro differite al tempo t
$\Delta P''_c \% =$	<b>11,20</b>	%	percentuale perdite per viscosità differite al tempo t

#### TOTALE PERDITE A LUNGO TERMINE

$\Delta P''_{c+s+r} =$	<b>863,03</b>	kN	perdite differite al tempo t
$\Delta P''_{c+s+r} \% =$	<b>21,58</b>	%	percentuale perdite differite al tempo t

Poiché lo sforzo di precompressione a lungo termine risulta essere  $P_\infty = P_0 - \Delta P' - \Delta P'' = 2943$  kN, avendo predisposto l'utilizzo di 22 trefoli con area totale di 3058 mm<sup>2</sup> la tensione nel singolo trefolo risulta essere:

$$\sigma_t = 2943 \cdot 10^3 / 3058 = \mathbf{962 \text{ N/mm}^2} < \sigma_i$$

Dove  $\sigma_i$  è la tensione massima da normativa pari a:

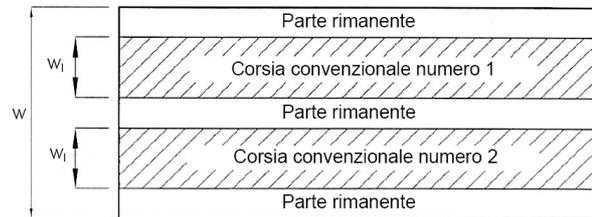
$$\text{Tensione iniziale } \sigma_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2 \\ 0,85 \cdot f_{p01k} = 0,85 \cdot 1600 = 1360 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

#### 5.1.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore ( $q_1$ )

La disposizione del carico da traffico è svolta in accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.3 D.M. 14 -01-2208 e § 4.3 UNI EN 1991-2:2005).

La definizione delle corsie convenzionale secondo il D.M. 14 gennaio 2008 è stabilita in base al prospetto seguente:

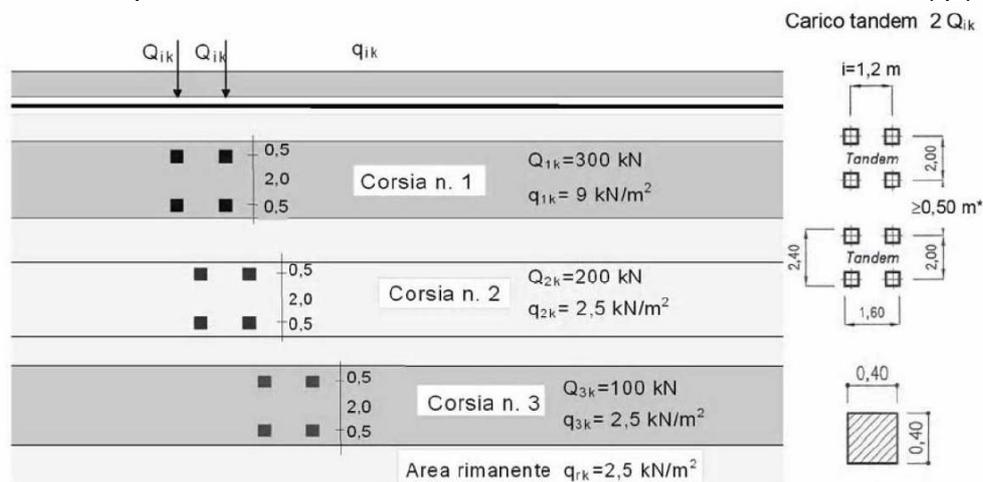
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La disposizione e la numerazione delle corsie è in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. La corsia che produce l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo schema di carico 1 (LM1), costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{ik}$ ), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti ( $q_{ik}$ ):



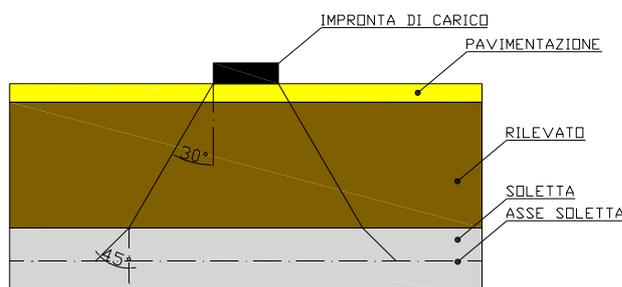
Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1ª Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m. Il numero di colonne di carico e la distribuzione trasversale e longitudinale sono svolti in accordo con § 5.1.3.3 D.M. 14 -01-2208 e § 4.2 UNI EN 1991-2:2005, valutando di volta in volta la condizione

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

più gravosa per la verifica e la sezione in esame. La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata sono tali da determinare le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Per i ponti di 1<sup>a</sup> categoria si considerano, compatibilmente con le larghezze di carreggiata definite, le seguenti intensità dei carichi:

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Per la struttura in esame si considera agente sulla soletta superiore lo schema di carico 1; tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito, sia in direzione longitudinale che trasversale, con un angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale, e 45° sino al piano medio della soletta superiore.

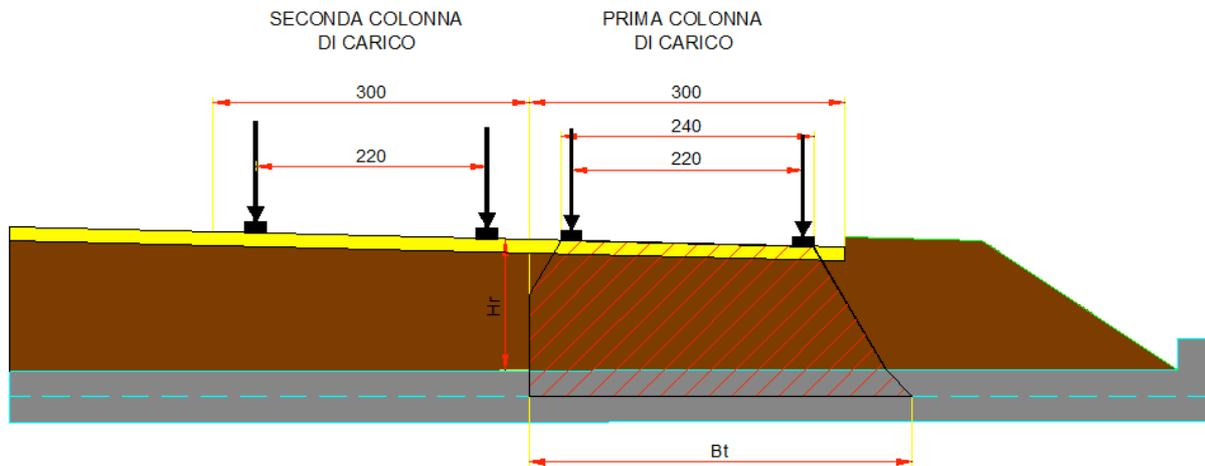


F4. Diffusione impronta di carico

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro dello schema di carico uguale a 2,40m aumentata dello spessore di diffusione del carico. Limitando la diffusione del carico lato seconda colonna di carico a 0,30m (come in figura seguente) si ottengono:

diffusione trasversale:	$B_T = 2,40 + 0,3 + (0,55 * \text{tg}30^\circ + 0,30/2) = \mathbf{3,17m}$
diffusione longitudinale:	$L_L = 1,60 + 2 \square (0,55 * \text{tg}30^\circ + 0,30/2) = \mathbf{2,53m}$
Carico medio uniforme:	$Q_{1k,dis} = 600/(3,17 \square 2,53) = \mathbf{74,80kN/m^2}$
Carico ripartito:	$q_{1k,dis} = \mathbf{9 kN/m^2}$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F5. Diffusione trasversale del carico mobile

Durante la fase di lavoro si considera, in via cautelativa, un sovraccarico pari a **20 kN/m<sup>2</sup>**.

### 5.1.5 Incremento dinamico ( $q_2$ )

I carichi mobili definiti nel D.M. 14 gennaio 2008 includono gli effetti dinamici.

### 5.1.6 Frenatura ( $q_3$ )

In accordo con il § 5.1.3.5 del D.M. 14-01-2008 e § 4.4.1 di UNI EN 1991-2:2005, Il valore caratteristico  $Q_{1k}$ , limitato a 900 kN come valore massimo applicabile all'intera lunghezza della struttura, può essere calcolato come una frazione del valore massimo del carico verticale agente, corrispondente allo schema LM1 applicato a una corsia.

Da cui:

$$Q_{1k} = 0,6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L$$

con

$$180 \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

L luce di calcolo;

$w_1$  larghezza della colonna di carico.

Per la struttura in esame l'azione di frenamento, applicata a livello del piano viabile, vale:

$$Q_{1k} = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 20,00 = 414 \text{ kN}$$

### 5.1.7 Azione sismica ( $q_6$ )

L'azione sismica viene applicata secondo il metodo di Wood. La risultante delle forze inerziali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:  $F_h = P \cdot k_h$ ,

dove:

P = peso proprio

k = coefficienti sismici:

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,440$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,220$$

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot h_{tot}^2 = 0,44 \cdot 19 \cdot 8,5^2 = \mathbf{604 \text{ kN}}$$

Vengono inoltre considerate le azioni orizzontali e verticali dovute alle inerzie sismiche. Le azioni conseguenti alle inerzie sismiche sono calcolate in automatico dal programma sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi del modello e sulla base dei valori di  $a_g / g$  definito.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5.2 MODELLO DI CALCOLO

### 5.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 8.18) prodotto dalla “CeAs” – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l’ausilio del programma di calcolo per l’analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus 2010.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l’accento sull’aspetto dell’interazione “locale” fra parete e terreno.

PARATIE Plus® non permette lo studio di problematiche che coinvolgano un movimento esteso del versante di scavo, in quanto PARATIE Plus® non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno. Scopo precipuo di PARATIE Plus® è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l’effettivo comportamento dell’opera di sostegno.

La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

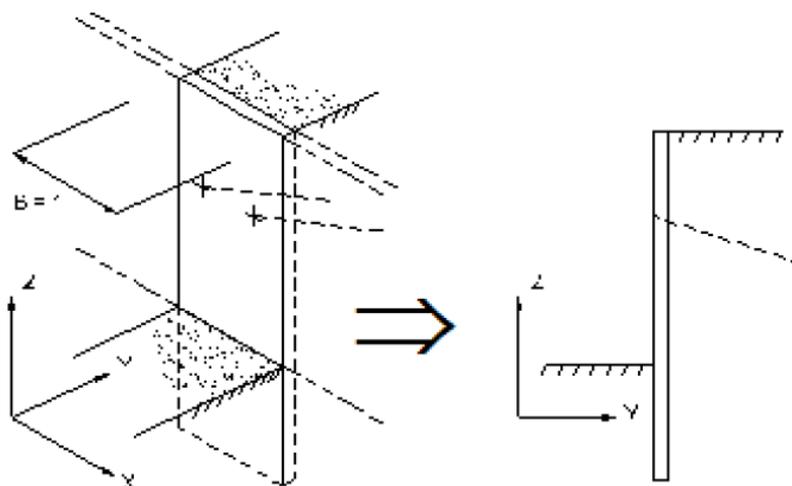
- ▣ Analisi classica = viene eseguita una analisi all'equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teoria classiche . Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un’analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall'Utente.
- ▣ Analisi non lineare secondo un modello “a molle” elasto plastiche” per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:
  - si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

calcolate);

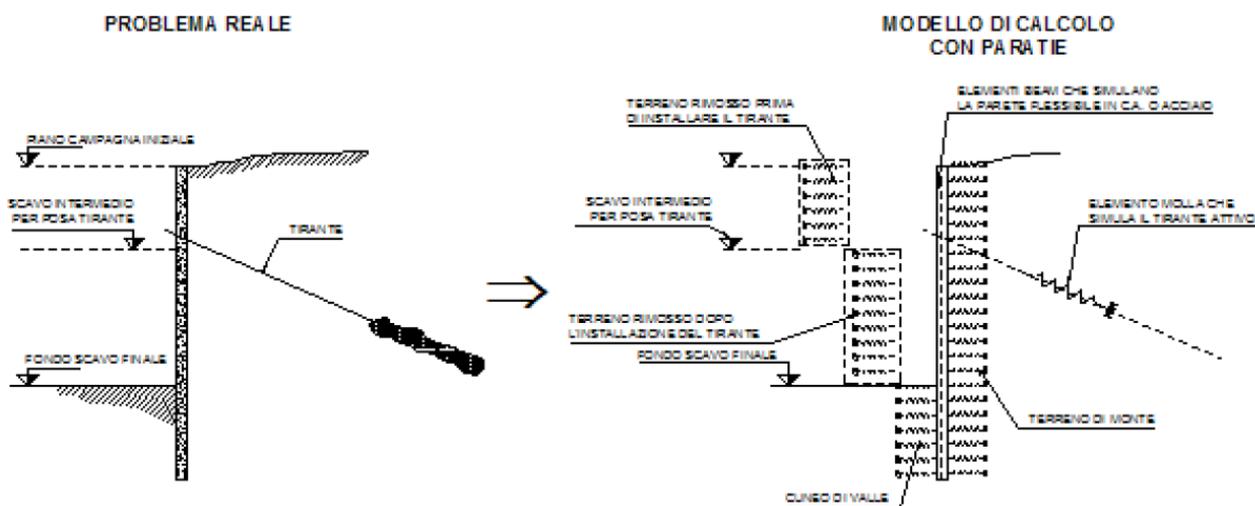
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo “TRAVE SU SUOLO ELASTICO”: le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						



Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- ▣ cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- ▣ condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica della rigidità globale della struttura (matrice di rigidità assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidità del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidità. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

PARATIE Plus® non è solo un programma di analisi, ma dispone di una serie di procedure utili alla generazione degli approcci di progetto previsti dalle principali Normative e consente di eseguire le seguenti verifiche:

- ▣ verifiche strutturali (STR) dei principali elementi strutturali (diaframma, tiranti, solette, puntoni, ecc)
- ▣ verifiche tipo GEO (pull-out tirante, stabilità fondo scavo, ecc)

## 5.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'opera verrà realizzata in per fasi e l'oggetto di questa trattazione è valutare l'evolversi delle tensioni durante lo "stage construction" della struttura.

La prima fase schematizza lo stato tensionale delle sole travi precomprese in stabilimento, soggette alla precompressione all'istante  $t_0$  (forza di precompressione letta sul martinetto) e al peso proprio della trave. In questa fase deve essere verificata che la compressione nella trave sia inferiore ai limiti da normativa e che la tensione nei cavi non superi i limiti consentiti. Lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio.

La seconda fase schematizza l'istante  $t_{0+1}$  quando la trave viene posta in cantiere sulle strutture di elevazione, precedentemente realizzate. La trave è in uno schema di semplice appoggio soggetta al peso proprio, al peso del getto di completamento e alla precompressione depurata delle perdite istantanee.

La terza fase schematizza la struttura in esercizio, soggetta a tutti i carichi permanenti portati,

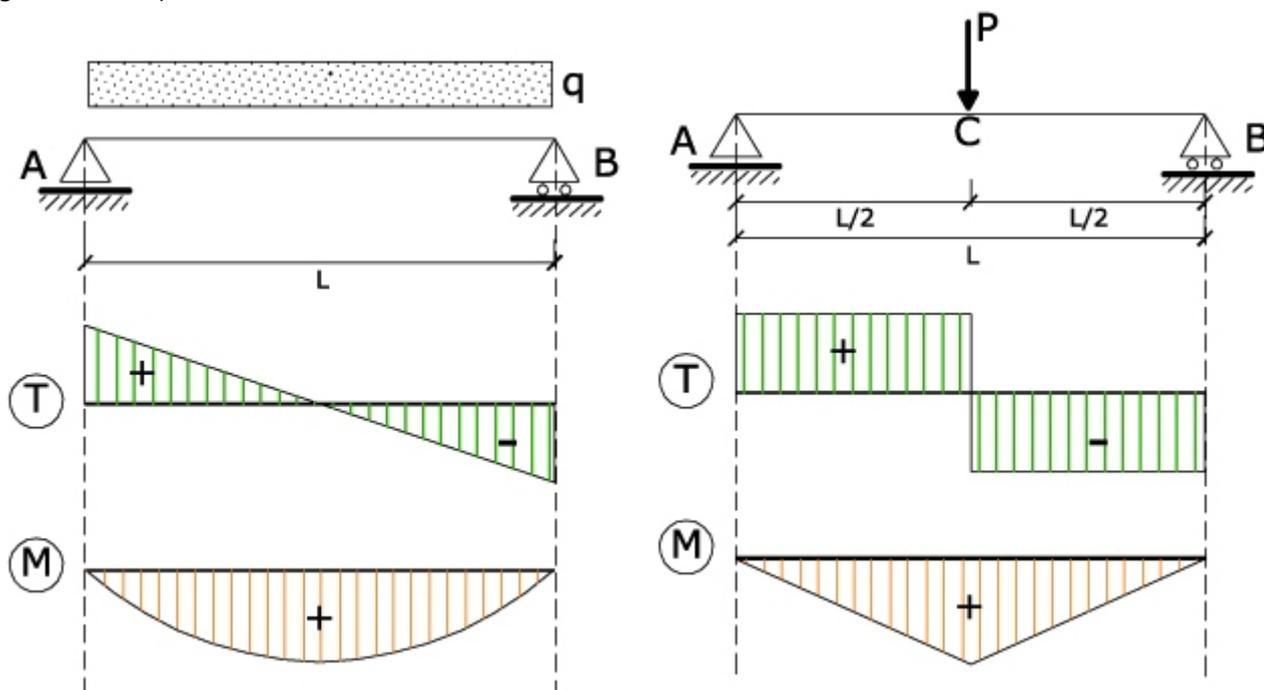
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

accidentali ed eccezionali. Si considerano anche avvenute tutte le perdite a lungo termine. La sezione reagente per la soletta di copertura è costituita dalla trave precompressa più il getto di completamento considerato solidarizzato con la trave mediante opportuna armatura di ripresa e di ancoraggio. Lo schema statico è quello di portale iperstatico

### 5.2.2.1 Modello di calcolo per la soletta superiore (1° e 2° fase)

Nella prima fase di varo, le travi in c.a.p. sono soggette al peso proprio e al successivo getto della soletta per la solidarizzazione con le pareti verticali.

Per valutare le sollecitazioni presenti in questa fase, si considera un modello di trave in doppio appoggio, analizzando una striscia di profondità pari a 80 cm (interasse delle travi) della lunghezza di 20 m, soggetta ai carichi uniformemente distribuiti dovuti ai pesi propri e permanenti portati (getto soletta):



### 5.2.2.2 Modello di calcolo per l'interazione terreno struttura (3° fase)

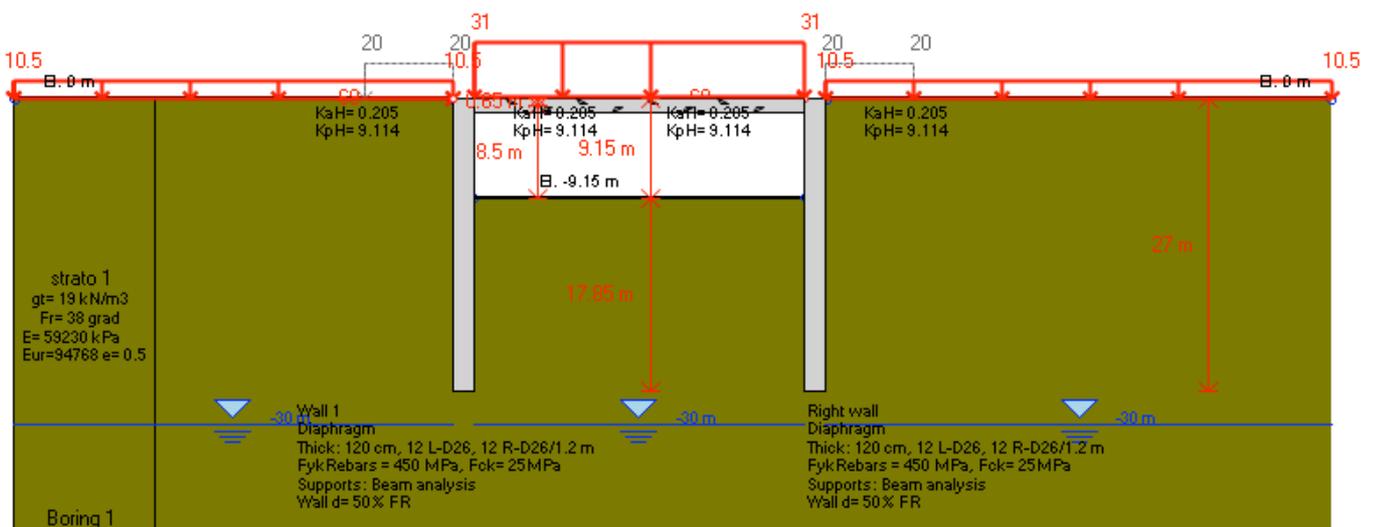
Nella seconda fase, la struttura si comporta come iperstatica a telaio, soggetta alle condizioni di carico di esercizio e lungo termine.

Come già descritto al paragrafo 5.2.1, la simulazione numerica del problema reale è condotta con il metodo degli elementi finiti; in dettaglio:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

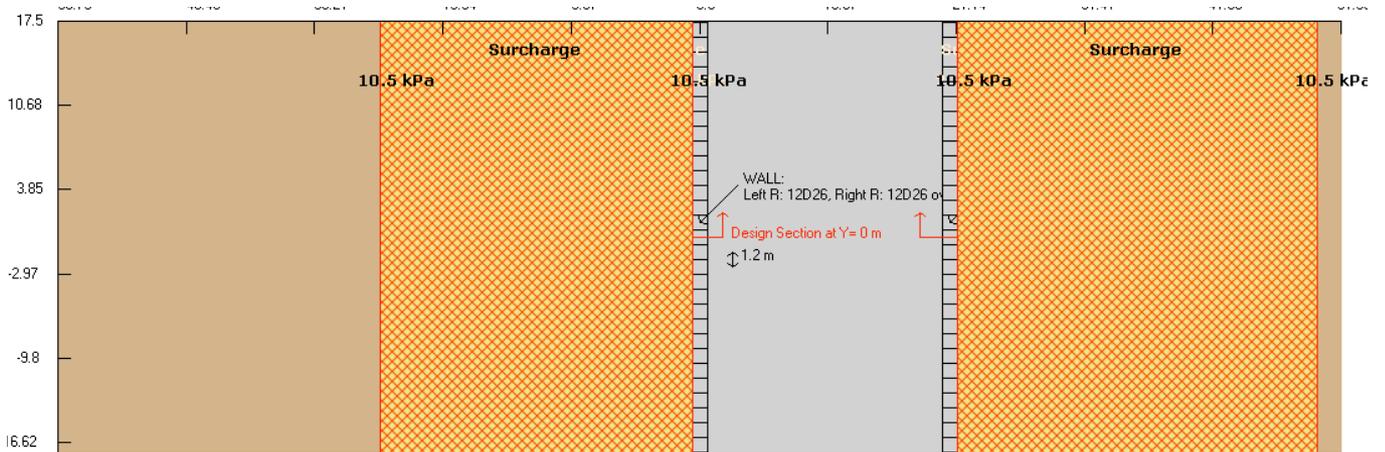
- ▣ si analizza un problema piano (i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano);
- ▣ la schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo 'trave su suolo elastico - alla Winkler': la parete di sostegno è schematizzata da una serie di elementi finiti verticali il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ; il terreno è simulato da elementi finiti monodimensionali (molle) con legge costitutiva di tipo elasto-plastico; gli altri elementi strutturali (tiranti, solette, puntoni...) sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni nodi della parete;
- ▣ l'analisi svolta è una analisi statica incrementale di tipo elasto-plastico: ogni configurazione, quindi, dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

Nella modellazione si sono adottati degli incastri per simulare il vincolo tra la soletta e la berlinese. L'analisi viene condotta su una striscia di profondità unitaria.



F6. Modellazione adottata – vista in sezione

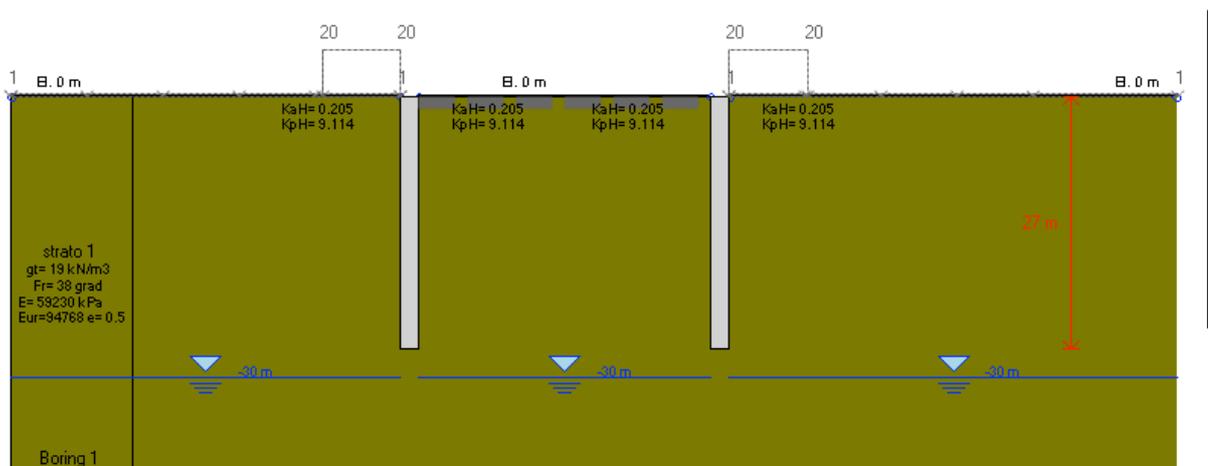
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0501_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <th style="text-align: left;">Rev</th> <th style="text-align: left;">Data</th> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	Rev	Data	F0	20/06/2011
Rev	Data						
F0	20/06/2011						



F7. Modellazione adottata – vista in pianta

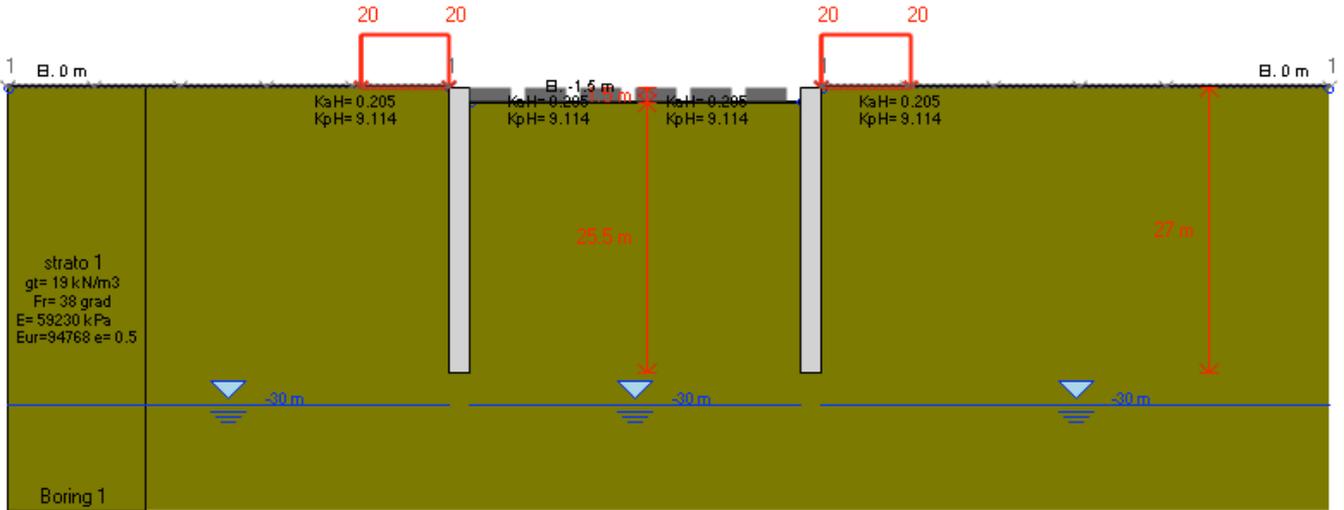
Le fasi di calcolo considerate nella modellazione del sistema terreno-struttura sono 6 e di seguito descritte:

- Fase 0 - coincidente con la configurazione a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero prevede uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota:

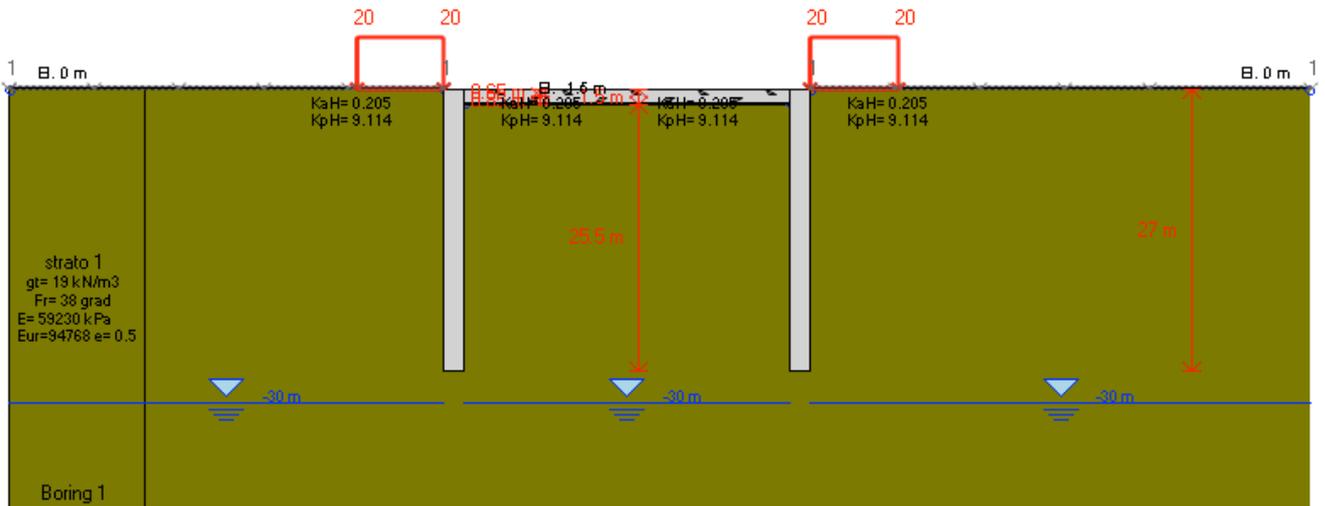


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Fase 1 - scavo fino a quota di lavoro per l'esecuzione della soletta superiore e inserimento del svoraccarico da 20 kPa per la simulazione dei mezzi di lavoro:

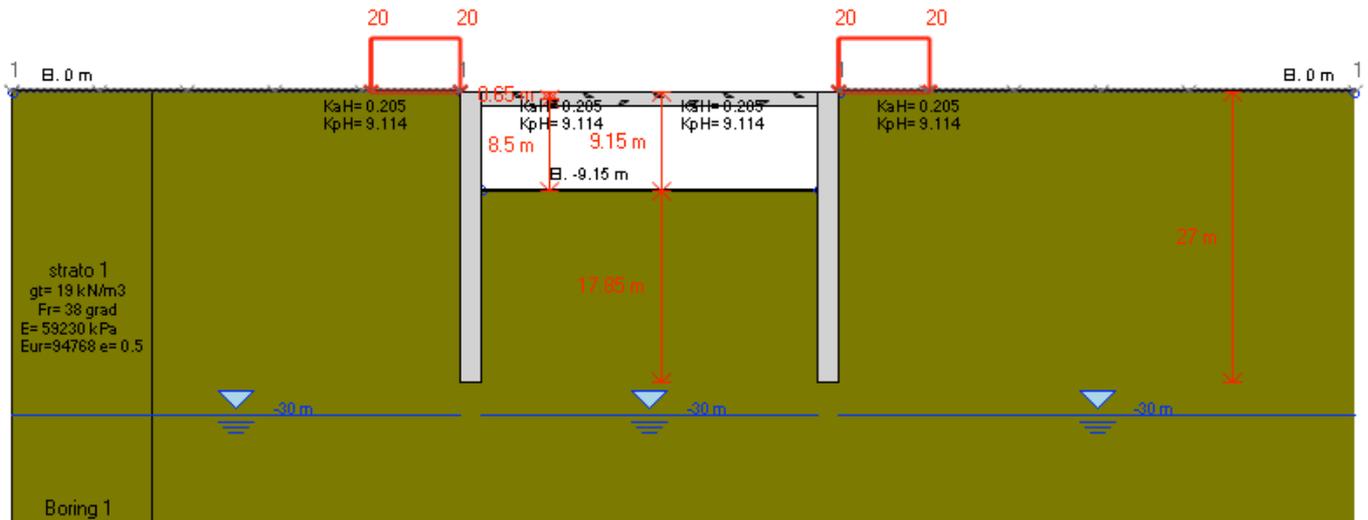


- Fase 2 – getto della soletta superiore:

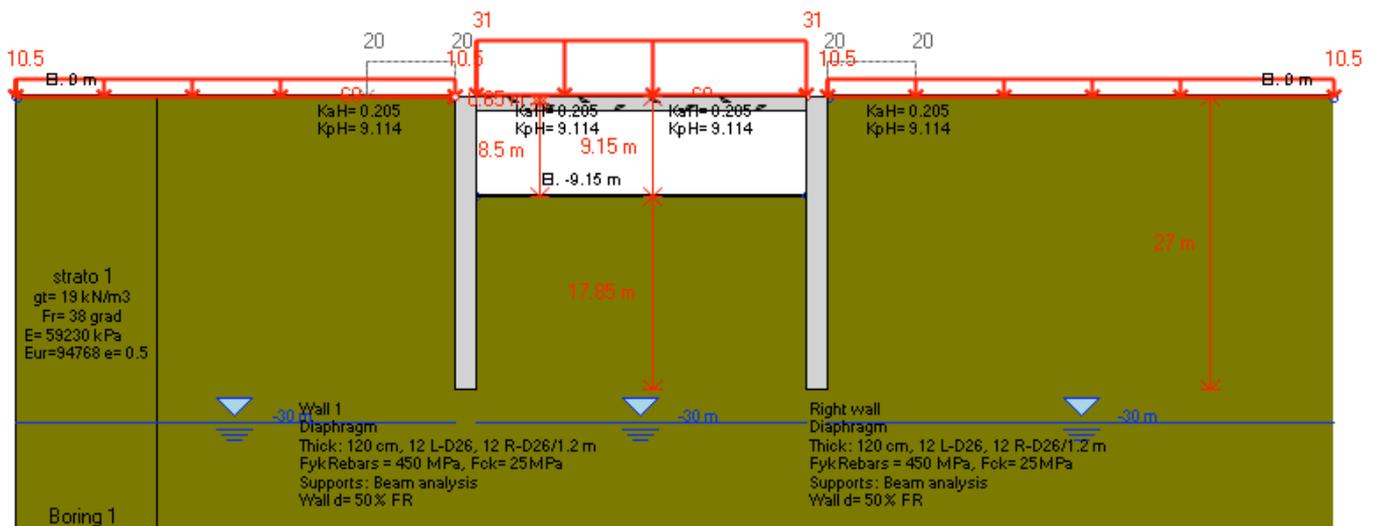


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Fase 3 – scavo sotto copertura fino a quota di fondo:

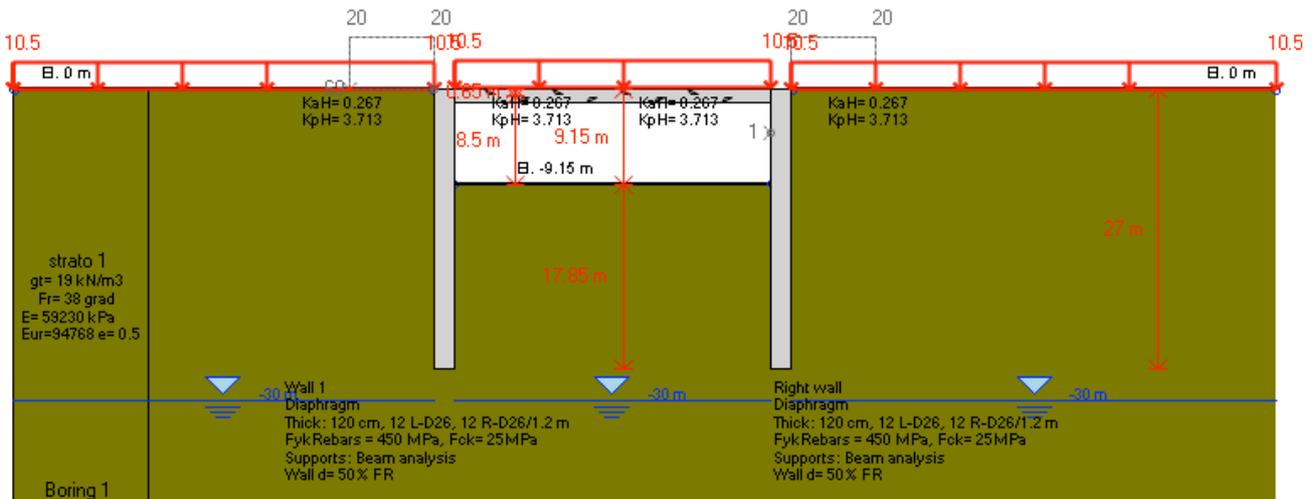


- Fase 4 – rinterro fino a piano viabile (H=0,55 m) e inserimento del sovraccarico accidentale per massimizzare la spinta sulla paratia e dell'azione di frenamento:



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

■ Fase 5 – rimozione del sovraccarico accidentale e inserimento dell'azione sismica

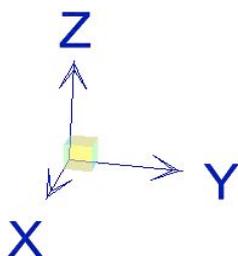


Le fasi non coincidono con l'effettiva costruzione della struttura, ma vengono implementate per massimizzare le reazioni sugli elementi della struttura. In particolare le fasi 0, 1 e 2 sono necessarie per la corretta esecuzione e convergenza del modello, anche se non riconducibili a una reale situazione di "stage construction".

Dalla fase 3 si modella effettivamente il comportamento della struttura durante la fase di cantiere, fino ad arrivare alla fase 4 e 5 che modellano la situazione di esercizio.

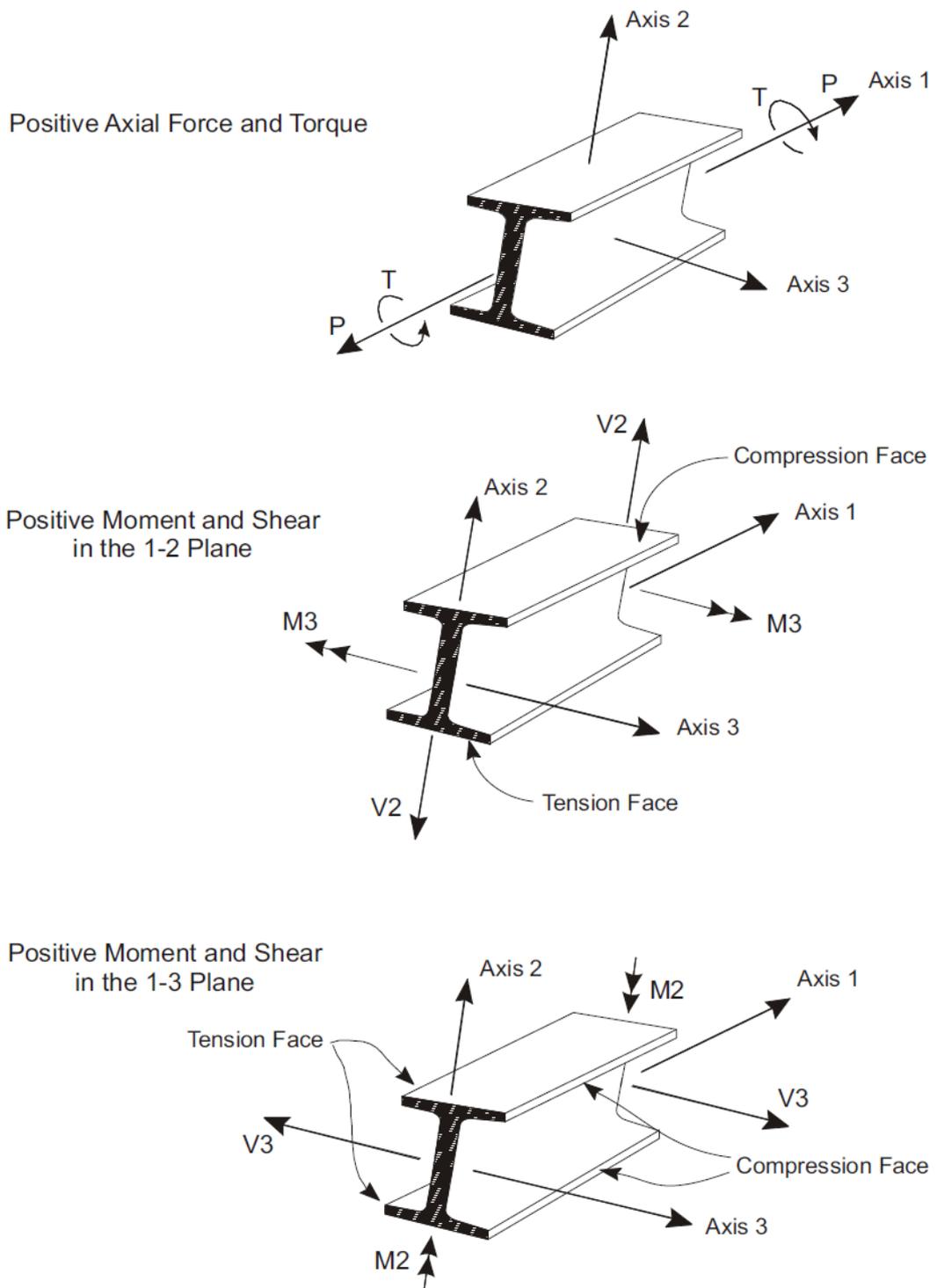
### 5.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

Il sistema di riferimento viene assunto con origine sulla coordinata di ascissa  $x=0$ , coincidente con l'asse appoggi della spalla A. La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

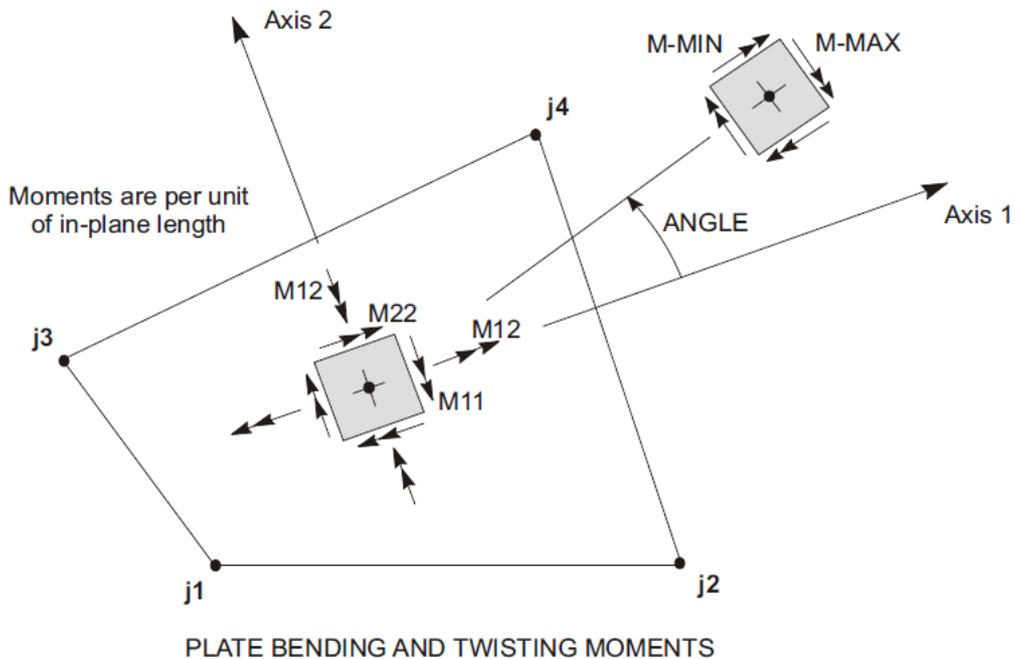
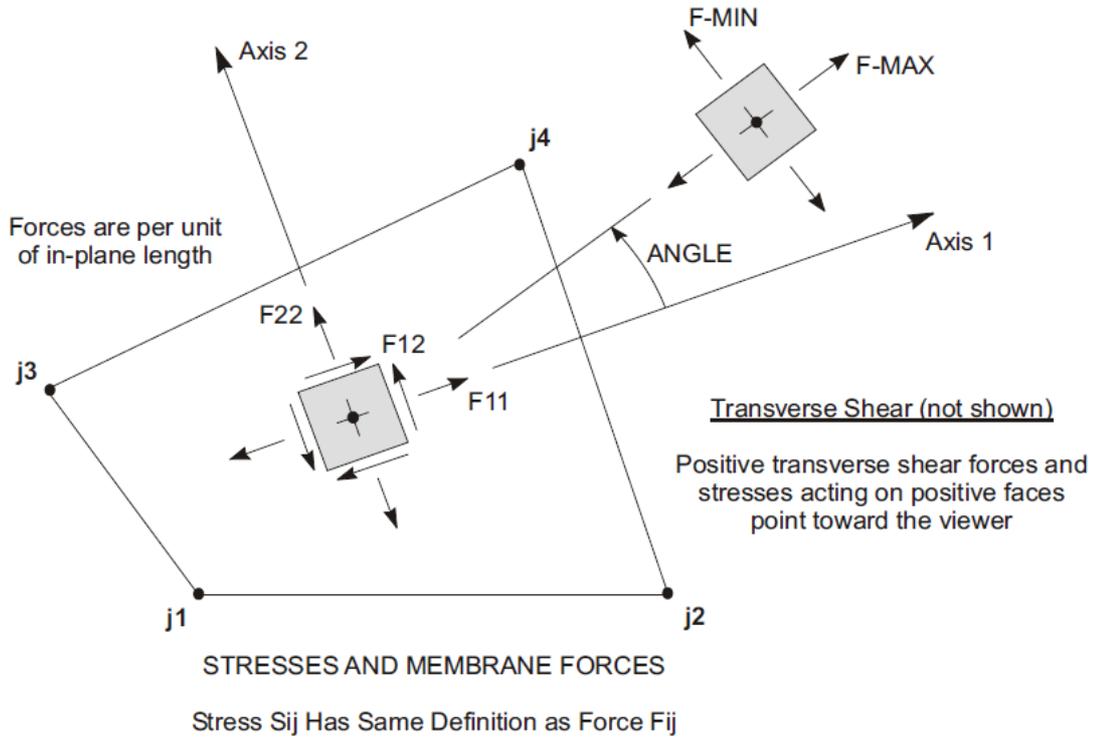


- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale dell'impalcato, positivo dalla Spalla A verso la Spalla B;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale, positivo verso destra;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nelle figure successive.



F8. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "line"



F9. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "Area"

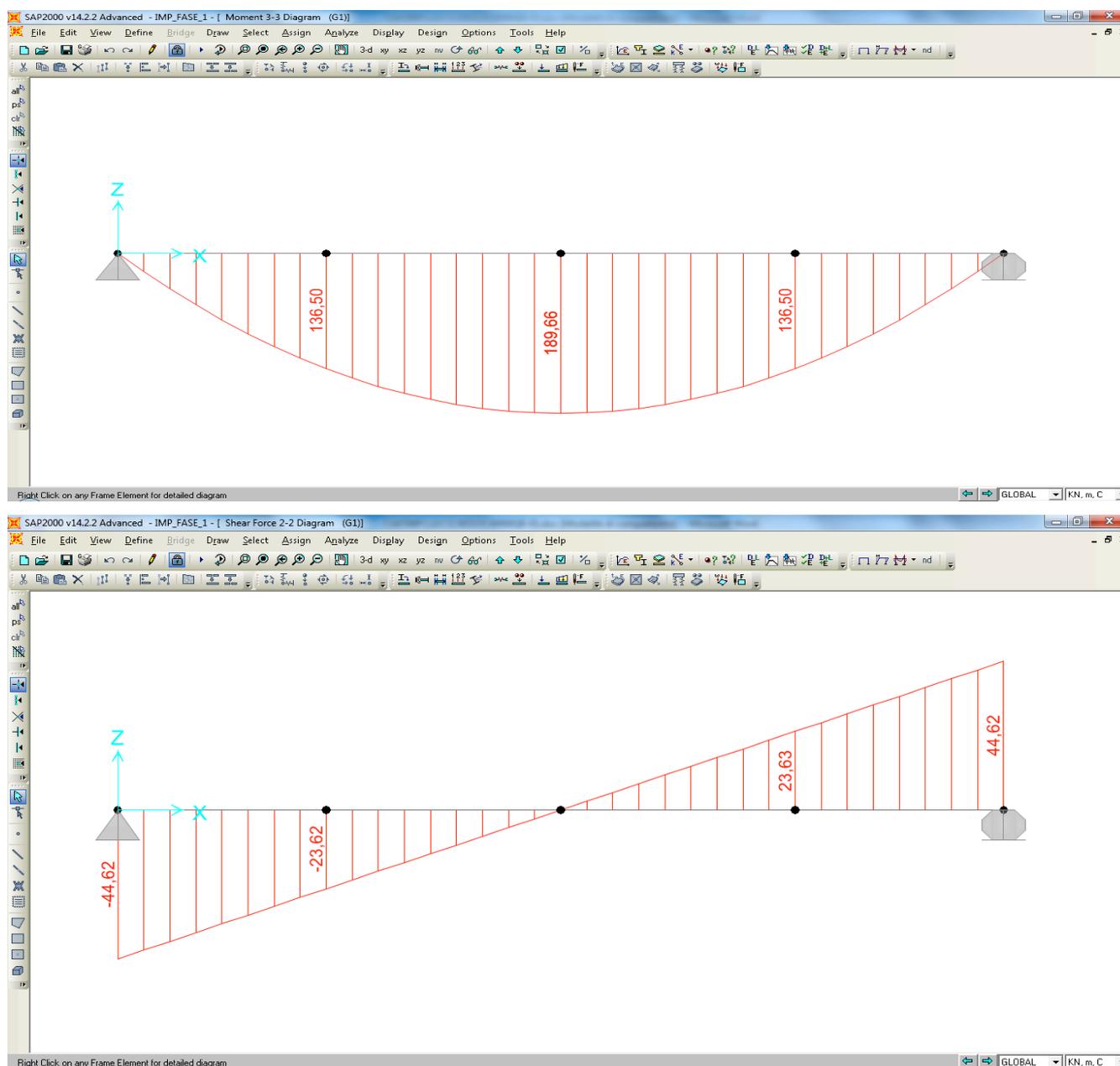
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

## 5.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

### 5.3.1 Sollecitazioni di prima e seconda fase

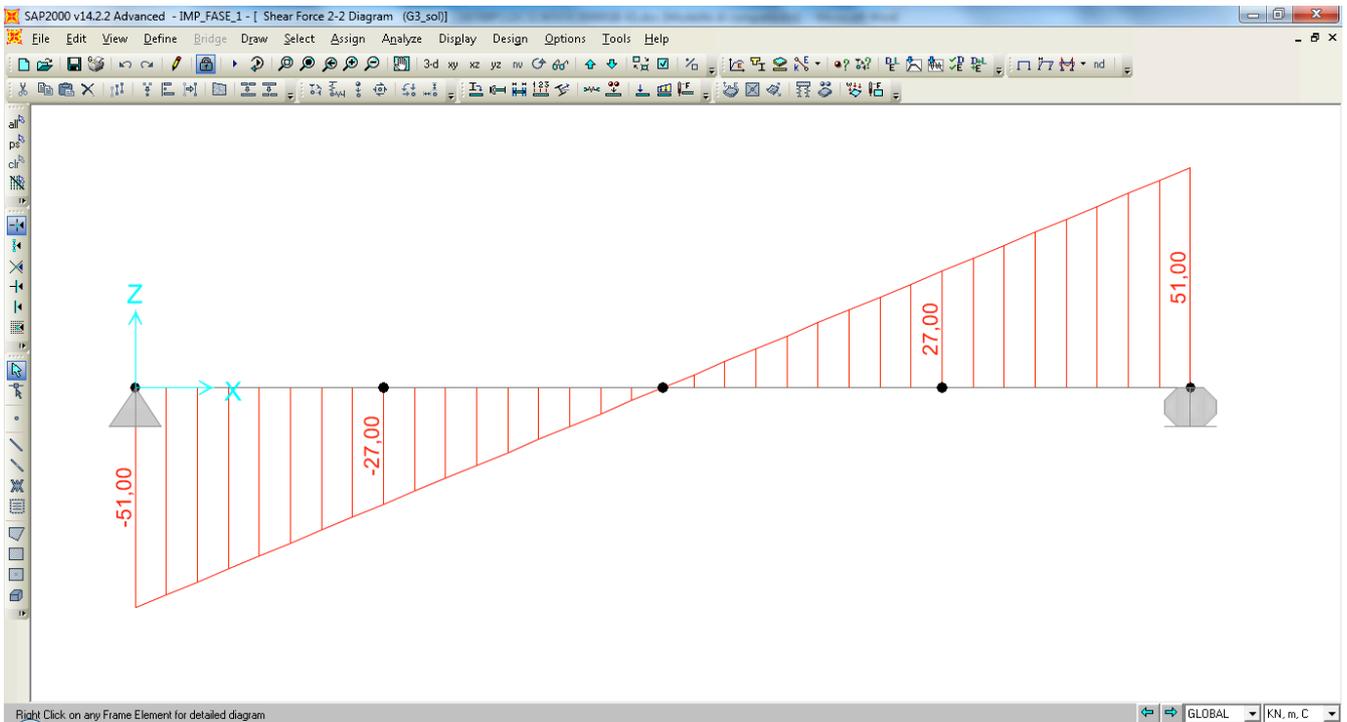
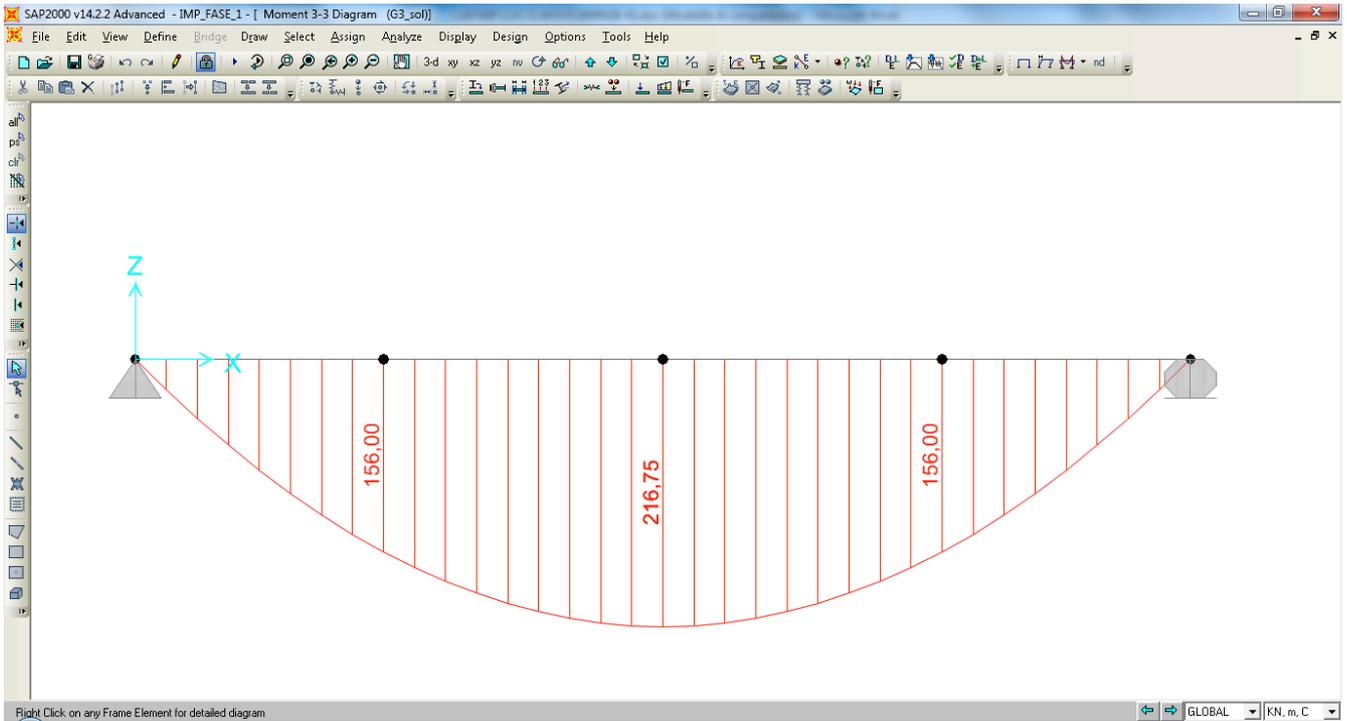
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione N, M e T per ogni condizione di carico elementare precedentemente individuata (vedi § 5.1).

#### *Diagrammi di sollecitazione M e T – peso proprio trave*



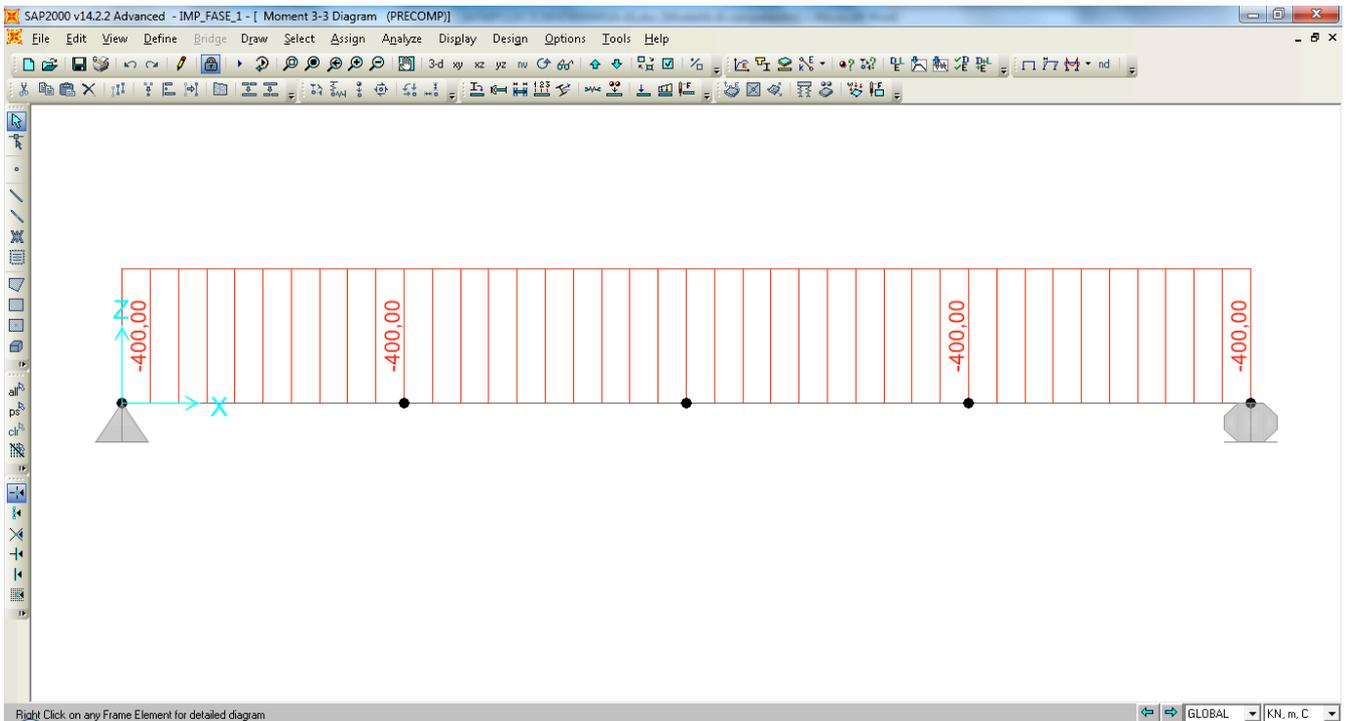
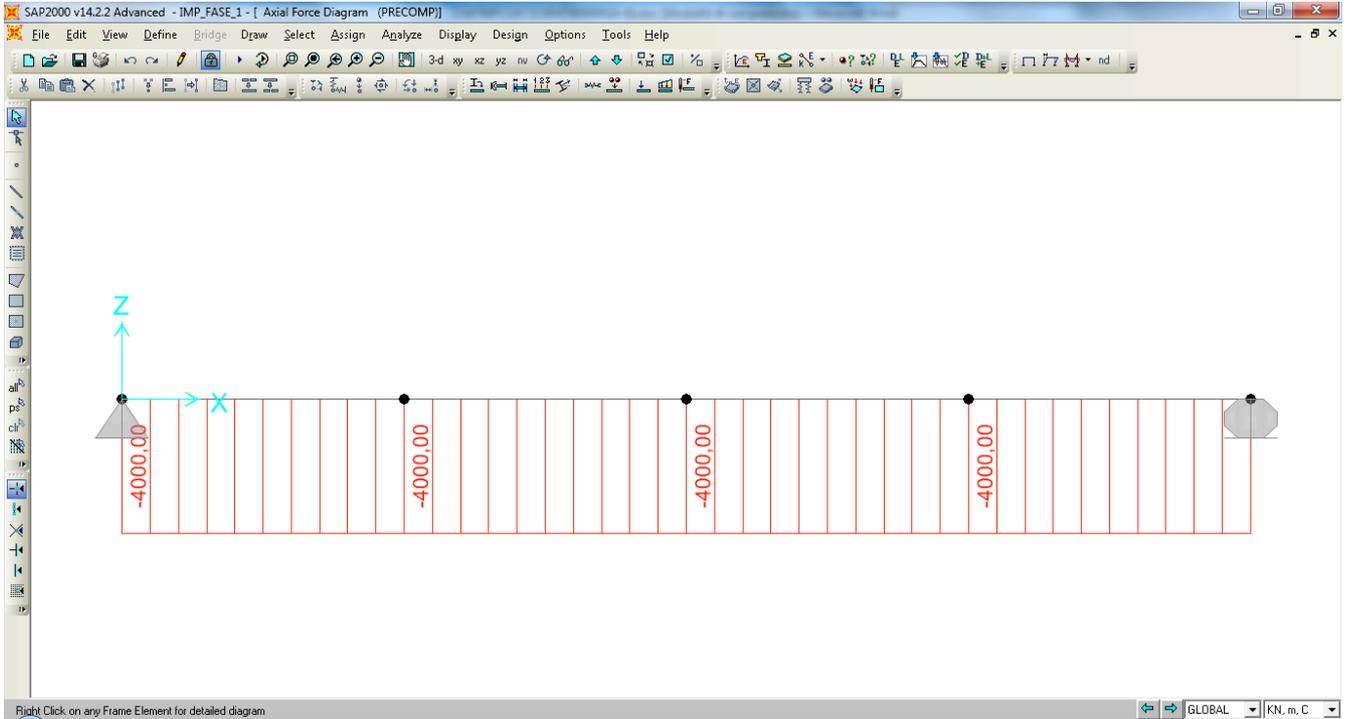
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

**Diagrammi di sollecitazione M e T – getto soletta di completamento**

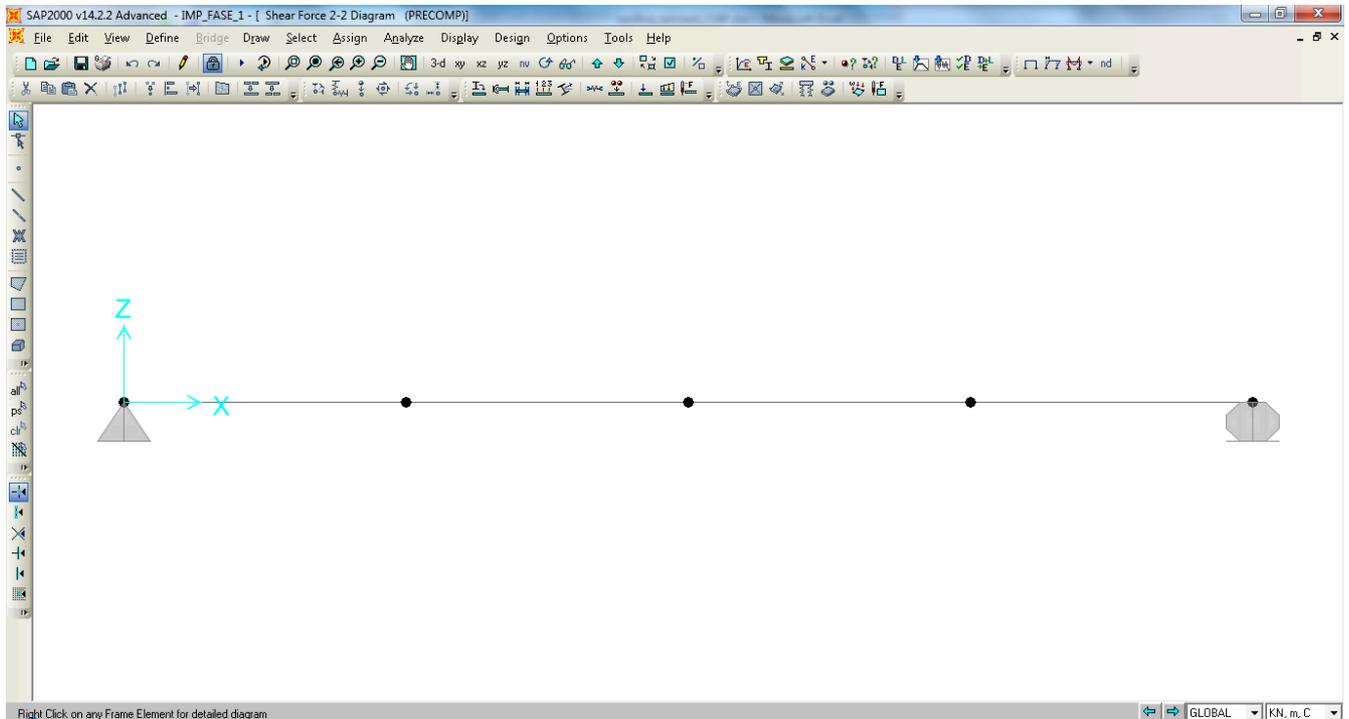


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0501_F0.doc	Rev Data F0 20/06/2011

**Diagrammi di sollecitazione N, M e T – precompressione**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0501_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

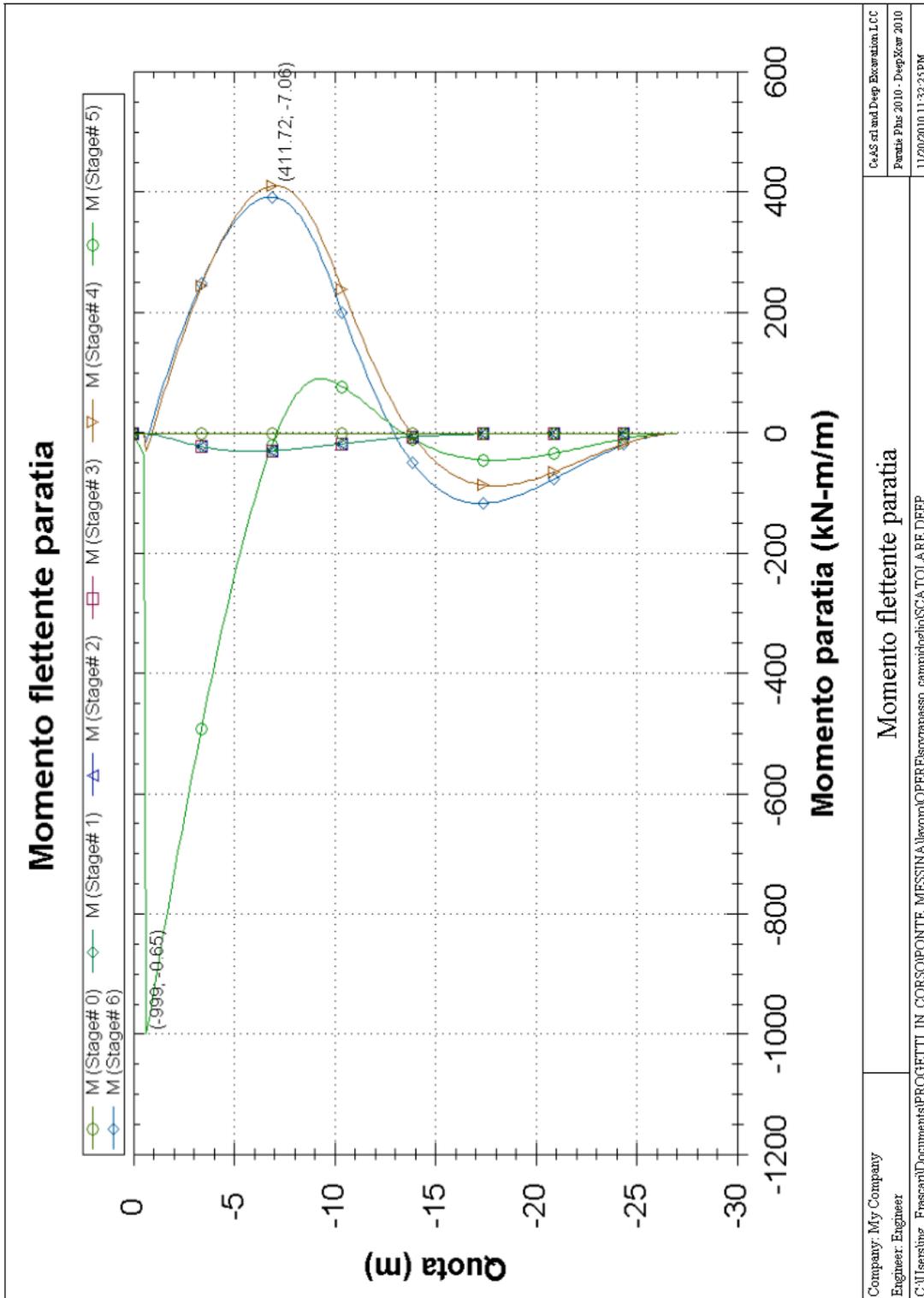


### 5.3.2 Sollecitazioni di terza fase

Si riportano nel seguito i risultati più significativi generati dall'applicazioni dei carichi non fattorizzati in accordo quanto indicato ai paragrafi precedenti (vedi § 5.1).

Più in dettaglio si riportano i diagrammi relativi a:

- momento flettente lungo la paratia
- andamento del massimo momento nelle diverse fasi di calcolo
- andamento del taglio lungo la paratia
- deformazione orizzontale della paratia
- diagramma del fattore di sicurezza per infissione paratia
- diagramma della  $R_p$  mobilitata nei diversi stage considerati



C:\AS srt and Deep Excavation.LCC  
Paratia Plus 2010 - Deep Ecor 2010  
11/20/2010 11:32:25PM

Company: My Company  
Engineer: Engineer  
C:\User\sting\_Fasciani\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\sovrapasso campidoglio\SCA\TOLARE\DEEP

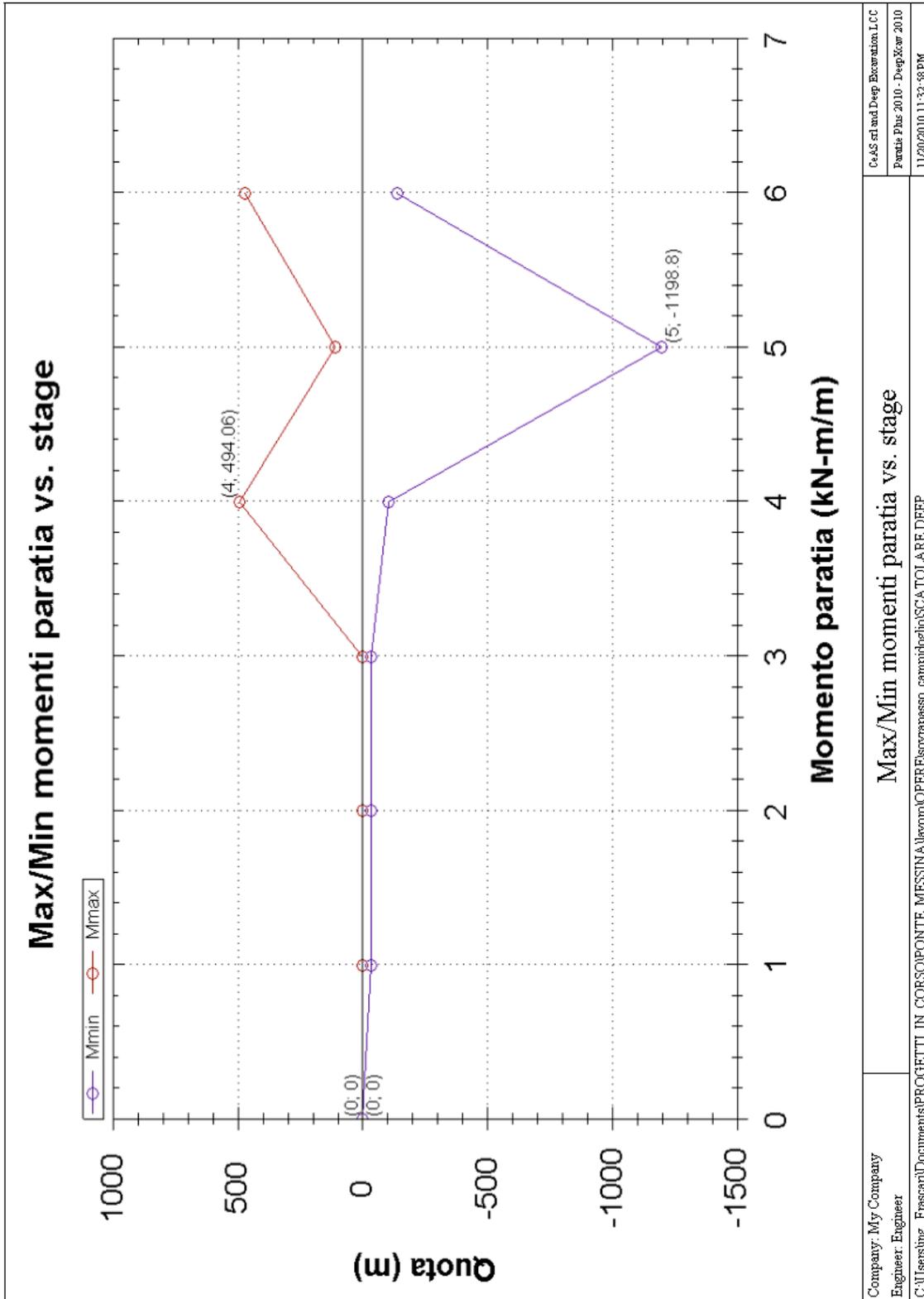
Momento flettente paratia

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

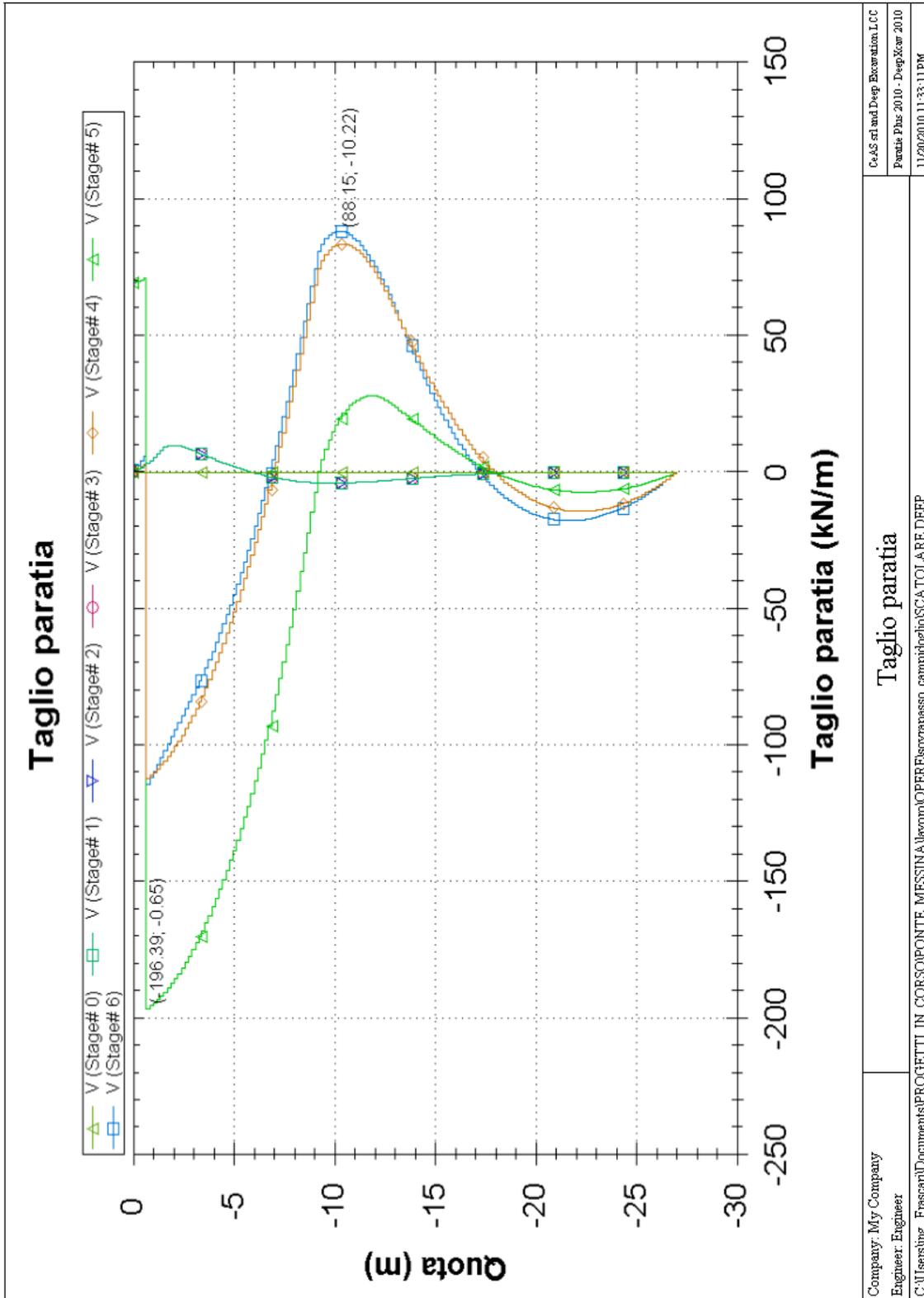
Data  
20/06/2011



Company: My Company  
Engineer: Engineer  
C:\Users\bug\_Frascati\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\lavoro\passo campidoglio\SCATOLARE DEEP

Max/Min momenti paratia vs. stage

CeAS srl and Deep Excavation, LCC  
Parade Plur 2010 - Deep.Xcar 2010  
11/20/2010 11:32:58 PM

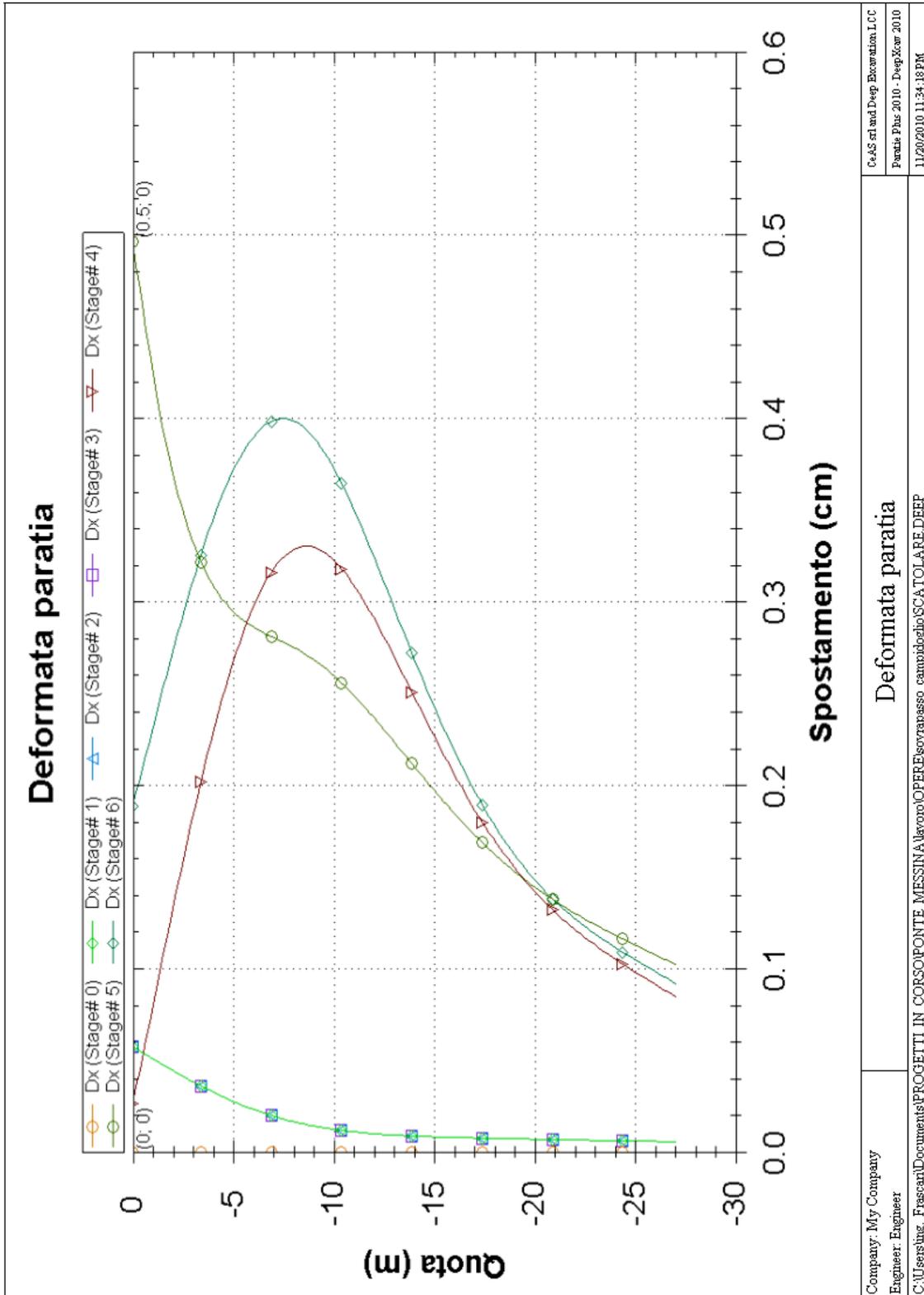


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011



Company: My Company  
Engineer: Engineer  
C:\Users\ing. Frascari\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\IOPE\Elavor\passo campidoglio\SCA.TOLARE.DEEP

Deformata paratia

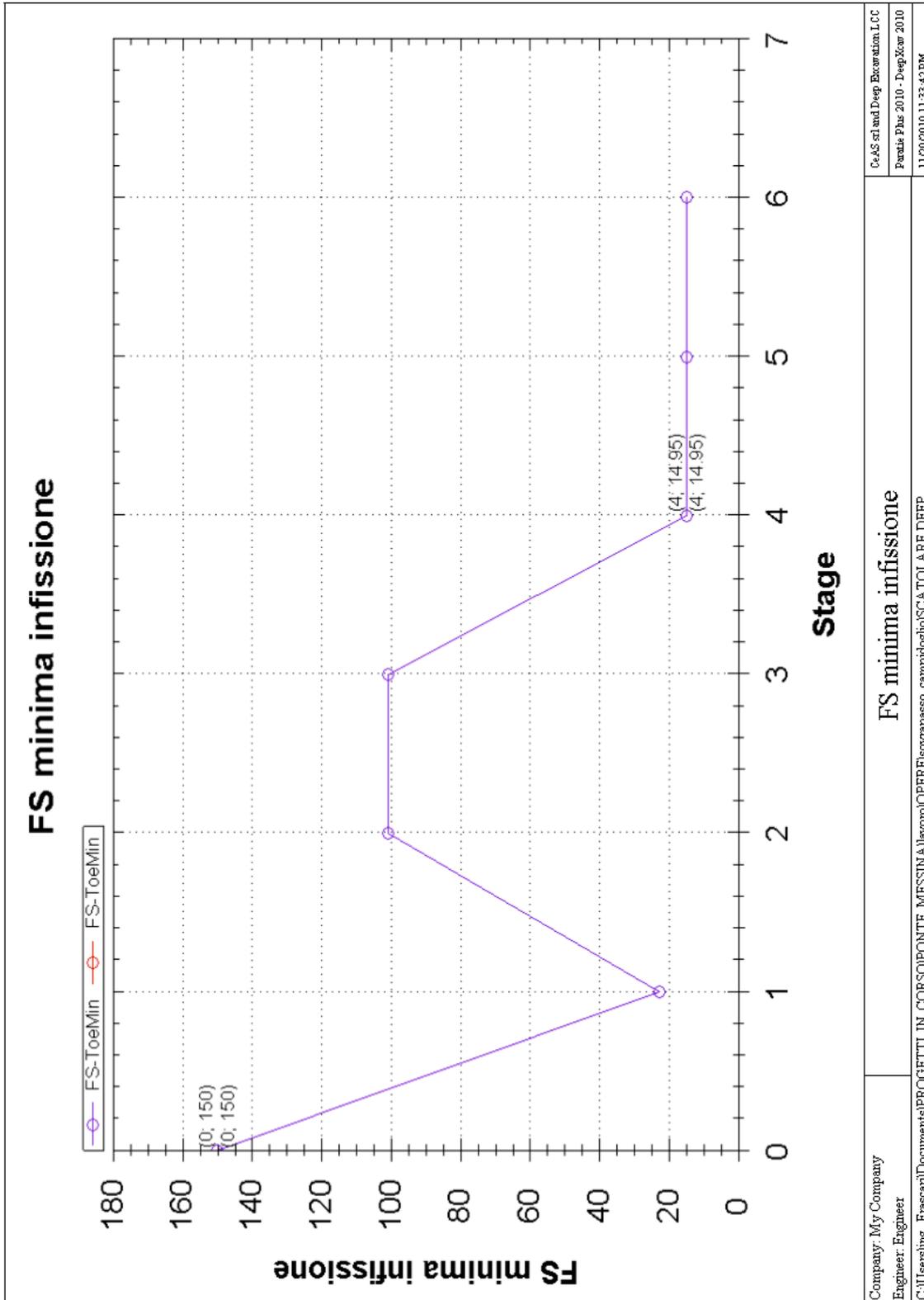
CeAS srl and Deep Excavation, LCC  
Parade Plus 2010 - DeepXcar 2010  
11/20/2010 11:34:18 PM

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0501\_F0.doc

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

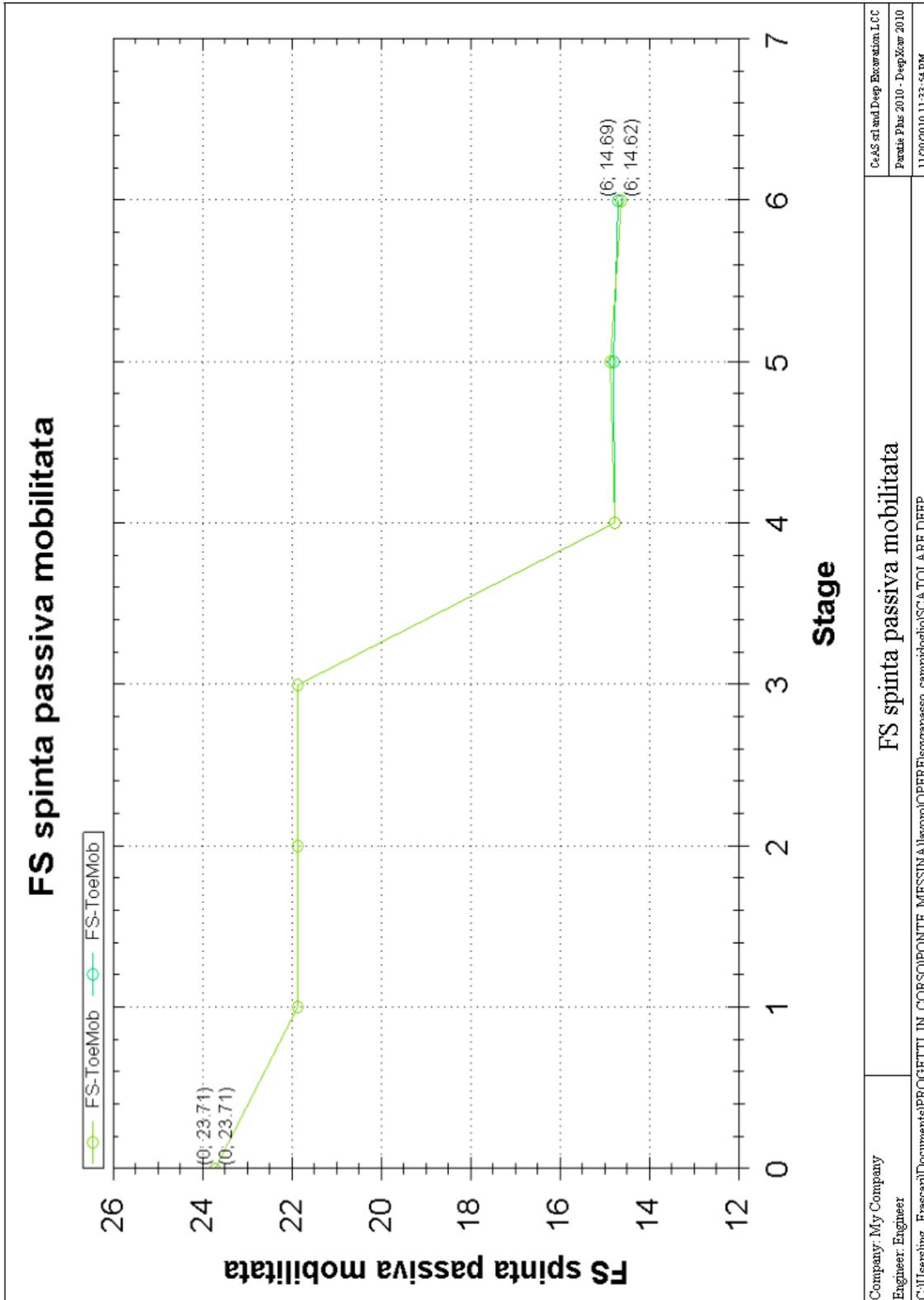


Company: My Company  
Engineer: Engineer

C:\Users\ing. Frascari\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\sovrapasso campidoglio\SCATOLARE\DEEP

FS minima infissione

CeAS srl and Deep Excavation LCC  
Paralle Pbr 2010 - DeepXcar 2010  
11/20/2010 11:33:42PM



Company: My Company  
Engineer: Engineer

FS spinta passiva mobilitata

C:\Users\ing. Frascari\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\sovrapasso campidoglio\SCATOLARE\DEEP

CeAS srl and Deep Excavation LCC  
Paralle Pbr 2010 - DeepXcar 2010  
11/20/2010 11:33:47PM