


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	CS0461_F0
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	VIADOTTO SOLARO	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE DI CALCOLO	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	S	C	0	0	V	I	D	8	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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE	3
PREMESSA.....	10
1 RIFERIMENTI NORMATIVI	10
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	12
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	15
3.1 Conglomerato cementizio	15
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	15
3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione.....	15
3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni	15
3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni	16
3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato, cordoli e baggioli.....	16
3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate.....	16
3.2 Acciaio per cemento armato	17
3.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo CORTEN	17
3.4 Collegamenti bullonati	18
3.5 Connettori a piolo	18
3.6 Saldature.....	18
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	19
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	19
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	21
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO	51
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	58
4.4.1 Durabilità delle opere.....	58
4.4.2 Definizione della larghezza collaborante.....	59
4.4.3 Definizione del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clc.....	61
4.4.4 Classificazione delle sezioni in acciaio.....	62
5 FASI COSTRUTTIVE.....	63
6 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	64
7 ANALISI LONGITUDINALE D'IMPALCATO.....	65
7.1 ANALISI DEI CARICHI	65
7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1).....	65

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.2	Carichi permanenti portati (g_3)	65
7.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1).....	65
7.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2).....	66
7.1.5	Variazione termica uniforme (ϵ_3)	68
7.1.6	Carichi mobili (q_1)	69
7.1.7	Incremento dinamico (q_2).....	72
7.1.8	Azione di frenamento (q_3)	73
7.1.9	Azione centrifuga (q_4)	73
7.1.10	Azione del vento (q_5).....	74
7.1.11	Azione sismica (q_6)	76
7.2	MODELLO DI CALCOLO	77
7.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	77
7.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	80
7.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI.....	81
7.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	84
7.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.	95
7.3.2	Combinazioni per lo stato limite di fatica	98
7.3.3	Combinazioni per gli S.L.S.....	99
7.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	100
7.4.1	Verifiche di resistenza agli SLU	100
7.4.2	Verifiche dell'instabilità dell'anima soggetta a taglio (SHEAR BUCKLING)	105
7.4.3	Verifica a fatica	107
7.4.4	Verifica della connessione dei pioli	109
7.4.5	Verifica agli S.L.S. per deformabilità	115
7.4.5.1	Schema di contromonta	118
7.4.5.2	Verifica di deformabilità agli S.L.S.....	119
8	ANALISI TRASVERSALE D'IMPALCATO	120
8.1	ANALISI DEI CARICHI	120
8.1.1	Carichi permanenti strutturali (g_1).....	120
8.1.2	Carichi permanenti portati (g_3)	120
8.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1).....	120
8.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2).....	120
8.1.5	Variazione termica uniforme (ϵ_3)	121

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.6	Carichi mobili (q_1)	121
8.1.7	Incremento dinamico (q_2)	121
8.1.8	Azione di frenamento (q_3)	121
8.1.9	Azione centrifuga (q_4)	121
8.1.10	Azione del vento (q_5)	121
8.1.11	Azione sismica (q_6)	122
8.1.12	Urto di veicolo in svio (q_8)	122
8.2	MODELLO DI CALCOLO	122
8.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	122
8.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	123
8.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	124
8.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	124
8.3.1	Modello con vincoli rigidi	125
8.3.2	Modello con vincoli cedevoli	127
8.3.3	Disamina dei modelli di calcolo implementati	130
8.3.4	Combinazioni per gli S.L.U.	130
8.3.5	Combinazioni per gli S.L.S.	130
8.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	131
8.4.1	Sezione dei controventi tipo L accoppiati 65x130x12	131
8.4.2	Sezione della soletta in c.a. $sp=30$ cm	133
9	VERIFICA DEL TRAVERSO DI SPALLA	134
9.1	ANALISI DEI CARICHI	134
9.2	MODELLO DI CALCOLO	134
9.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	134
9.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	134
9.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	135
9.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	136
9.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.	137
9.3.2	Combinazioni per gli S.L.S.	137
9.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	137
10	VERIFICA DEL TRAVERSO DI PILA	139
10.1	ANALISI DEI CARICHI	139
10.2	MODELLO DI CALCOLO	139

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	139
10.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	139
10.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	140
10.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	141
10.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.....	142
10.3.2	Combinazioni per gli S.L.S.....	142
10.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	142
11	VERIFICA DELLE PREDALLES.....	144
11.1	ANALISI DEI CARICHI	144
11.2	VERIFICA DELLE SEZIONI	144
11.2.1	Verifica dello sbalzo	145
11.2.2	Verifica in campata	147
12	ANALISI SISTEMA DI VINCOLAMENTO	150
12.1	ANALISI DEI CARICHI	150
12.1.1	Carichi permanenti strutturali (g_1).....	150
12.1.2	Carichi permanenti portati (g_3)	150
12.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1).....	150
12.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2).....	151
12.1.5	Variazione termica uniforme (ϵ_3)	151
12.1.6	Carichi mobili (q_1).....	151
12.1.7	Incremento dinamico (q_2)	152
12.1.8	Azione di frenamento (q_3)	152
12.1.9	Azione centrifuga (q_4).....	152
12.1.10	Azione del vento (q_5).....	153
12.1.11	Azione sismica (q_6)	153
12.1.12	Resistenze parassite (q_7)	156
12.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	156
12.3	CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI VINCOLAMENTO E DEI GIUNTI.....	157
12.3.1	Appoggi relativi alle spalle.....	158
12.3.2	Appoggi relativi alle pile	158
13	ANALISI SOTTOSTRUTTURE.....	160
13.1	ANALISI DELLE SPALLE	160
13.1.1	ANALISI DEI CARICHI	160

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

13.1.1.1	Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato.....	160
13.1.1.2	Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$)	160
13.1.1.3	Carichi dovuti alla spinte a tergo della spalla (g_3)	163
13.1.1.4	Azione sismica (q_6)	166
13.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	168
13.1.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	168
13.1.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	168
13.1.3.1	Sollecitazioni base paraghiaia.....	169
13.1.3.2	Sollecitazioni base muri andatori.....	170
13.1.3.3	Sollecitazioni base muro frontale	171
13.1.4	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	172
13.1.4.1	Verifica base paraghiaia.....	173
13.1.4.2	Verifica base muri andatori	176
13.1.4.3	Verifica base muro frontale	178
13.2	ANALISI DELLA PILA.....	181
13.2.1	ANALISI DEI CARICHI	181
13.2.1.1	Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato.....	181
13.2.1.2	Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$)	181
13.2.1.3	Carichi dovuti all'azione del vento (q_5).....	183
13.2.1.4	Azione sismica (q_6)	184
13.2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	186
13.2.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	186
13.2.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	186
13.2.3.1	Condizione azione verticali massime (F_z -max)	187
13.2.3.2	Condizione azione verticali minime (F_z -min)	191
13.2.4	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	195
14	ANALISI DELLE FONDAZIONI	199
14.1	ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE	199
14.1.1	ANALISI DEI CARICHI	203
14.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	203
14.1.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	203
14.1.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	203
14.1.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	206

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.1.4	Combinazioni per gli S.L.U.....	208
14.1.4.1	Condizione azione verticali massime (Fz-max)	209
14.1.4.2	Condizione azione verticali minime (Fz-min)	214
14.1.5	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	218
14.1.5.1	VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PALO.....	219
14.1.5.2	Verifiche di deformabilità.....	223
14.1.5.3	Verifica di capacità portante.....	223
14.2	ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE PILE	228
14.2.1	ANALISI DEI CARICHI	228
14.2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	228
14.2.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	228
14.2.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	228
14.2.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	231
14.2.4	Combinazioni per gli S.L.U.....	233
14.2.4.1	Condizione azione verticali massime (Fz-max)	234
14.2.4.2	Condizione azione verticali minime (Fz-min)	239
14.2.5	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	243
14.2.5.1	VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PALO.....	244
14.2.5.2	VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PLINTO	247
14.2.5.3	Verifiche di deformabilità.....	251
14.2.5.4	Verifica di capacità portante.....	251
14.3	ANALISI AVANZATA DEL SISTEMA FONDAZIONALE DI PILE E SPALLE	256
14.3.1	ANALISI DEI CARICHI	256
14.3.2	MODELLO DI CALCOLO.....	256
14.3.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	256
14.3.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	257
14.3.3	Risultati delle analisi delle palificate delle Spalle.....	265
14.3.3.1	Azioni in testa a ciascun palo.....	266
14.3.3.2	Deformazioni lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	270
14.3.3.3	Deformazioni lungo l'asse trasversale per ciascun palo	270
14.3.3.4	Azioni taglianti lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	271
14.3.3.5	Azioni taglianti lungo l'asse trasversale per ciascun palo	271
14.3.3.6	Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	272

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.3.3.7	Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse trasversale per ciascun palo	272
14.3.4	Risultati delle analisi delle palificate delle Pile.....	273
14.3.4.1	Azioni in testa a ciascun palo	274
14.3.4.2	Deformazioni lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	278
14.3.4.3	Deformazioni lungo l'asse trasversale per ciascun palo	279
14.3.4.4	Azioni taglianti lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	279
14.3.4.5	Azioni taglianti lungo l'asse trasversale per ciascun palo	280
14.3.4.6	Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse longitudinale per ciascun palo.....	280
14.3.4.7	Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse trasversale per ciascun palo	281
14.3.5	Conclusione delle analisi svolte	282

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del ponte ubicato dalla PK. 2+267 alla PK. 2+457 denominato "Viadotto Solaro" (altezza max. trave 270 cm e luce 40+55+55+40 m), nell'ambito del progetto Definitivo per la realizzazione del "Ponte sullo Stretto di Messina".

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [NT_1]. D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT_2]. C.M. 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT_3]. UNI EN 1990: 2006 "Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale"
- [NT_4]. UNI EN 1991-1-1: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici"
- [NT_5]. UNI EN 1991-1-4: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"
- [NT_6]. UNI EN 1991-1-5: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche"
- [NT_7]. UNI EN 1991-2: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti"
- [NT_8]. UNI EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [NT_9]. UNI EN 1992-2: 2006 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi"
- [NT_10]. UNI EN 1993-1-5: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra"
- [NT_11]. UNI EN 1993-1-9: 2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica"
- [NT_12]. UNI EN 1993-2: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio"
- [NT_13]. UNI EN 1994-2: 2006 "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [NT_14]. UNI EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”
- [NT_15]. UNI EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
- [NT_16]. UNI EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [NT_17]. UNI 11104-2004 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”
- [NT_18]. UNI EN 197-1-2007 “Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [NT_19]. UNI EN 206-1-2006 “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”
- [NT_20]. CNR DT 207: 2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

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

RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Geotechnique, 2, 301-332.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Conglomerato cementizio

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

3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

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

3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione

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

3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

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

3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

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

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

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

3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

3.2 Acciaio per cemento armato

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

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

3.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo CORTEN

In conformità con la norma UNI EN 10025:

- Elementi composti per saldatura:

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

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

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

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

- Elementi non saldati:

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

spessori $16 < t \leq 40$ mm:

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

3.4 Collegamenti bullonati

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

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

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

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

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

3.5 Connettori a piolo

In conformità con la norma UNI EN ISO 13918:

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

3.6 Saldature

In conformità con il D.M. 14/01/2008.

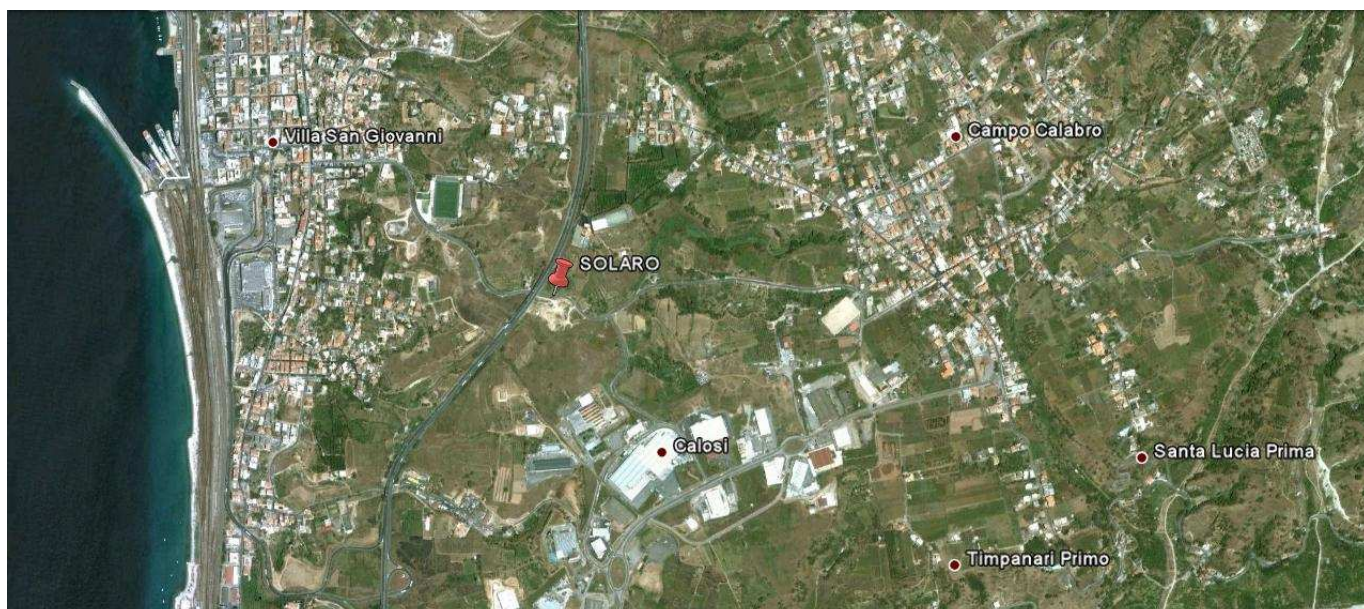
Dove non diversamente specificato si prevedono saldature a cordone d'angolo di lato pari a 0.7 per lo spessore minimo da collegare se su entrambi i lati, e di lato pari allo spessore minimo da collegare se su un solo lato. Tutti i cordoni devono essere sigillati sul contorno. Per i giunti a piena penetrazione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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La zona in cui è individuata l'opera esaminata nel presente documento, ricade all'incirca alla Latitudine di 38,212890 e Longitudine di 15,646679.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento curvilineo per il primo tratto ($R=353$ m), per poi entrare in rettilineo, su un'unica via di corsa di larghezza massima $B = 9,30$ m (dei quali 6,5 m carrabili) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della viabilità; l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a 90° . Da un punto di vista statico, la struttura è a 4 campate con luce di calcolo pari a $40+55+55+40$ m:

Campata	Lunghezza [m]
Spalla A – Pila 1	40,00
Pila 1 – Pila 2	55,00
Pila 2 – Pila 3	55,00
Pila 3 – Spalla B	40,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'impalcato è realizzato mediante 2 travate metalliche continue con soletta in c.a. collaborante (prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta o similari, autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta) e traversi metallici. Le travi in acciaio hanno altezza costante lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse costante di 4,30 m. La larghezza delle piattabande superiori ed inferiori e lo spessore dei singoli elementi è costante lungo lo sviluppo della trave (vedi elaborati grafici) ad esclusione dei conci di pila, dove vengono aumentate le capacità resistenti, per supplire ai momenti negativi (sezione tipo 2 – prevista per una lunghezza di ± 10 m da asse pila):

	TIPO 1	TIPO 2
H trave (mm)	2700	2700
Piattabanda sup. (mm)	800x40	1100x60
Anima (mm)	28	28
Piattabanda inf. (mm)	1000x45	1100x60

Le travi in acciaio vengono prefabbricate in officina per conci di lunghezza massima 12,00 m, conci risultano trasportabili agevolmente senza oneri specifici.

La spalla è in c.a. con muro frontale, paraghiaia e muri andatori, con fondazione a forma di "C" che si intesta su 8 pali $\phi 1200$. La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro frontale di spessore costante pari a 2,00 m, posto davanti al muro paraghiaia di spessore di 50 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 150 cm.

Le spalle sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte, parallele all'asse appoggi.

Le pile sono in c.a. con sezione trasversale a cassone di dimensioni esterne pari a 2,5x7,5 m. L'elevazione ha altezza massima pari a 12,09 e si intesta sul plinto di fondazione di dimensione in pianta 8,00x10,00. Le fondazioni sono su 9 pali $\phi 1000$.

Le pile sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte, parallele all'asse appoggi.

Il sistema di vincolamento è realizzato mediante appoggi tipo VASOFLON, creando uno schema statico isostatico (in fase di esercizio) mediante carrelli e una cerniera. Saranno quindi predisposti:

- su spalla A = 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- su Pila 1= 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale
- su Pila 2= 1 appoggio unidirezionale trasversali + 1 appoggio fisso
- su Pila 3= 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale
- su spalla B = 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale

Durante l'evento sismico, saranno invece disposti sulle pile shock-trasmitters, in modo tale che si riesca a ripartita l'azione sismica di progetto alle 3 elevazioni contemporaneamente, diminuendo quindi l'azione sulla singola elevazione.

Le spalle, dovendo rimanere sempre in campo elastico, saranno invece svincolate rispetto alle azioni longitudinali, riducendo sensibilmente le sollecitazioni interne alla struttura.

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

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

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

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura da ponte, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Le fondazioni si attestano a una profondità media da p.c. di circa 5,0 m, ad esclusione della fondazione della Spalla B che si attesta a una profondità media da p.c. di circa 18,0 m.

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia dove da intradosso fondazione la litologia è caratterizzata da "sabbie e ghiaie di Messina".

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">Rev</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">Data</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	Rev	Data	F0	20/06/2011
Rev	Data						
F0	20/06/2011						

GHIAIE E SABBIE DI MESSINA

γ (kN/m ³)	18÷20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	70±25
c'_{picco} (kPa)	0÷10
ϕ'_{picco} (°)	38÷40 (p'ff=0-272KPa) / 35÷38 (p'ff=272-350KPa)
C_{cv}' (kPa)	0
ϕ_{cv}' (°)	33÷35
k_o (-)	0.45-0.55
V_s (m/sec)	$V_s=200+7 \cdot z$ (m/s)
G'_o (MPa)	$G'_o = 1780 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.65}$
E' (MPa)*	$E' = (17 \div 40) \cdot (z)^{0.7}$
ν' (-)	0.2
$G_0, G/G_0$	curve teoriche
$D_0, D/D_0$	curve teoriche
K (m/s)	$10^{-4} \div 10^{-5}$
ν' (-)	0.2-0.3
K (m/s)	10^{-7}

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

ϕ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

ϕ'_r = angolo di attrito residuo;

c'_r = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{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;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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.

ν' (-) = coefficiente di Poisson

p_a = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

p'_0 = pressione efficace alla profondità z , espressa in MPa

Non è stata rinvenuta la falda nei sondaggi presenti in zona (sondaggio C416 con profondità 40 m da p.c.), pertanto nel proseguo della relazione si considererà assente la falda in quanto ininfluente nei dimensionamenti.

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 23 B

Profilo idrogeologico 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 24 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, depositi alluvionali.

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

Depositi alluvionali: si tratta prevalentemente di depositi sabbioso-ghiaiosi olocenici di fondo alveo.

L'incisione operata dai corsi d'acqua determina la diretta sovrapposizione di tali depositi sul

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

substrato cristallino-metamorfico. Gli spessori massimi dedotti da affioramento e sondaggi non è superiore alla decina di metri.

La falda non risulta interferente con le opere.

La prova sismica nel sondaggio C417 fornisce una Vs30 di cat. B.

Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (C417, SN13), 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 D_dec.

- 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)

Depositi alluvionali:

Si considerano i sondaggi della caratterizzazione generale.

- prove SPT (C434, CN451, C415, C430, C417, C203, C213BIS)
- 2 prove sismiche (C417, C430)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici

Caratterizzazione geotecnica

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 γ_s è risultato pari a circa 26 kN/m³;

In base a dati di letteratura il valore di γ_{dmax} risulterebbe mediamente pari a circa 21 KN/m³ mentre γ_{dmin} mediamente pari a circa 16 KN/m³.

Per lo stato iniziale si ha:

- **Dr:** I valori di N_{spt} sono stati corretti con il fattore correttivo $C_{sg}=0.75$ corrispondente al $d_{50}=0.8$ 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 (SG10 DG42) 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.
- **γ_d :** in base a tali valori di e_o e da γ_s si può stimare γ_d .
- **K_0 :** si considera la relazione di Mesri (1989) per tenere conto degli effetti di "aging".

Z(m)	Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	γ_d (KN/m ³)	K_0
0-15	0.8	-	18-20	0.40-0.45
>15	0.6-0.8	-	17-18	0.45-0.5

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°, per $z > 5$ m.

Z(m)	ϕ'_p (pff=0-272KPa) (°)	ϕ'_p (pff=272-350KPa) (°)	ϕ'_{cv} (°)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<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						

0-15	40-42	37-39	
>15	39-41	36-38	33-35

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

$c_p' = 0 \div 10$ kPa = coesione apparente

$\varphi_p' = 38 \div 40^\circ$ = 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.

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

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

Per le caratteristiche di deformabilità dalle prove sismiche in foro (C416, C417) si ottengono valori di G_0 che mostrano un andamento crescente con la profondità, da circa 100MPa a circa 500MPa a 40m di profondità.

Una stima con la profondità si rende difficoltosa per la dispersione di G_0 .

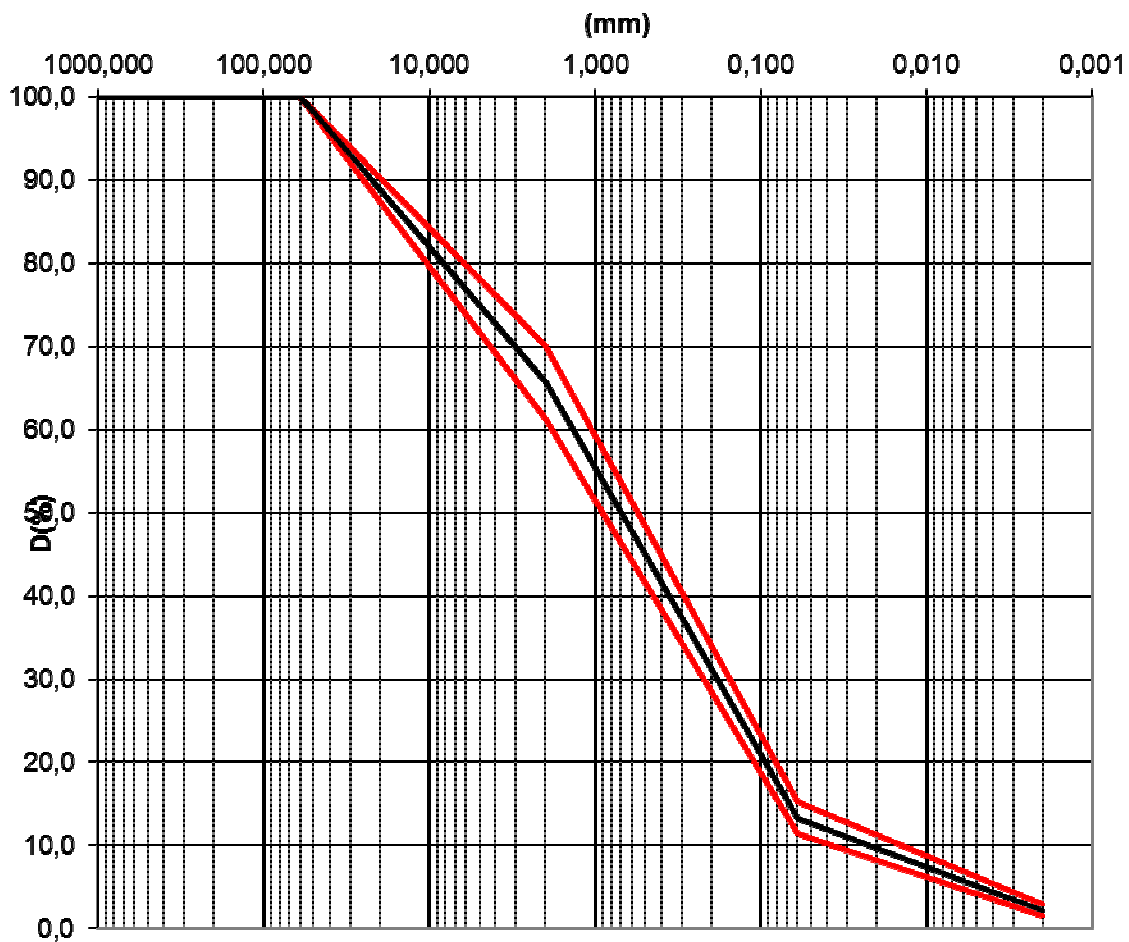
Tenendo conto delle prove SPT si ottiene una stima cautelativa:

z(m)	G0 (MPa)	E0 (MPa)	E' (MPa)
0-25	$60 z^{0.5}$	$144 z^{0.5}$	$(19-48) z^{0.5}$

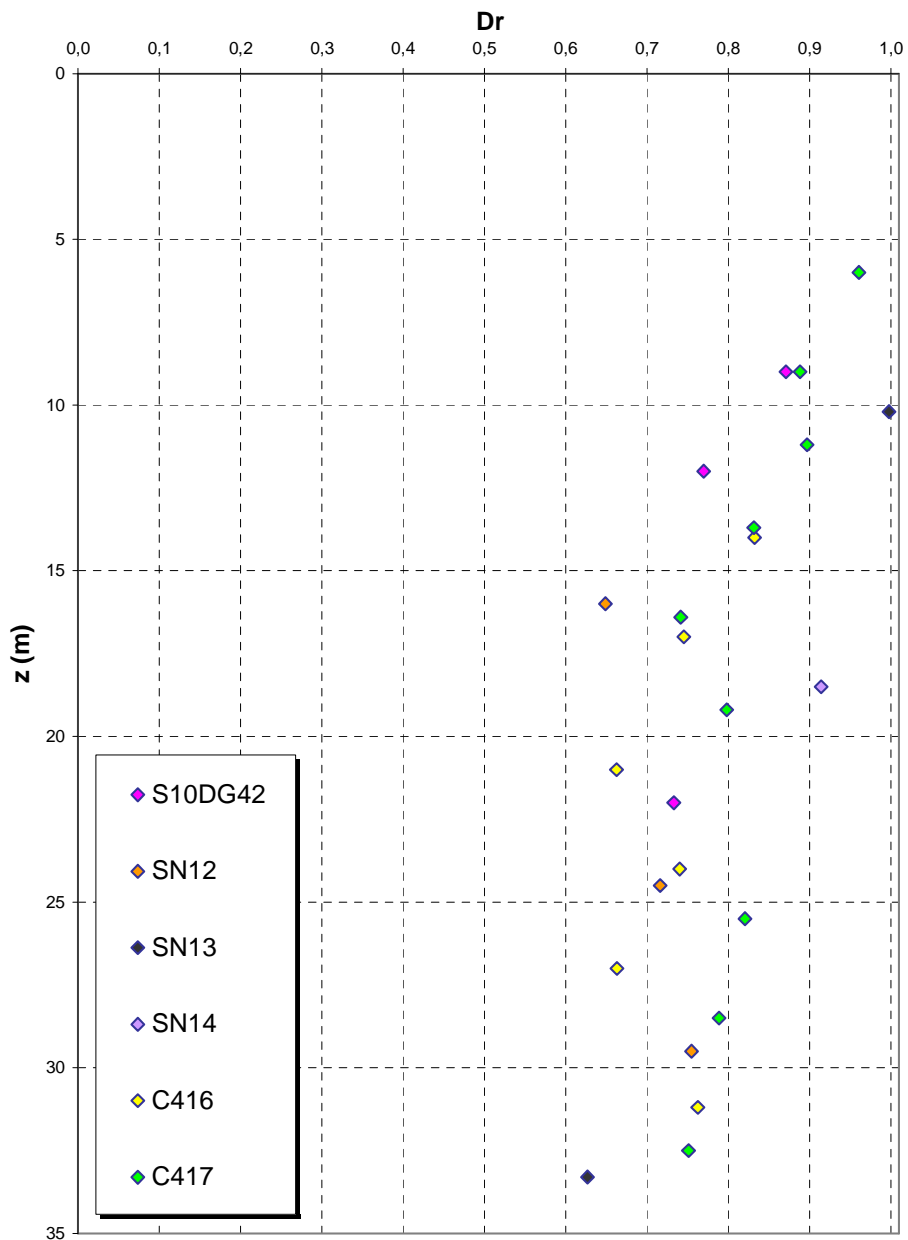
con E' pari rispettivamente a circa 1/5 ÷ 1/10 (medio-grandi deformazioni) ed a 1/3 di quelli iniziali (piccole deformazioni).

Le 4 prove pressiometriche forniscono invece valori variabili compresi fra 130 e 200 MPa fra 20 ed 35m di profondità.

Sabbie e ghiaie di Messina

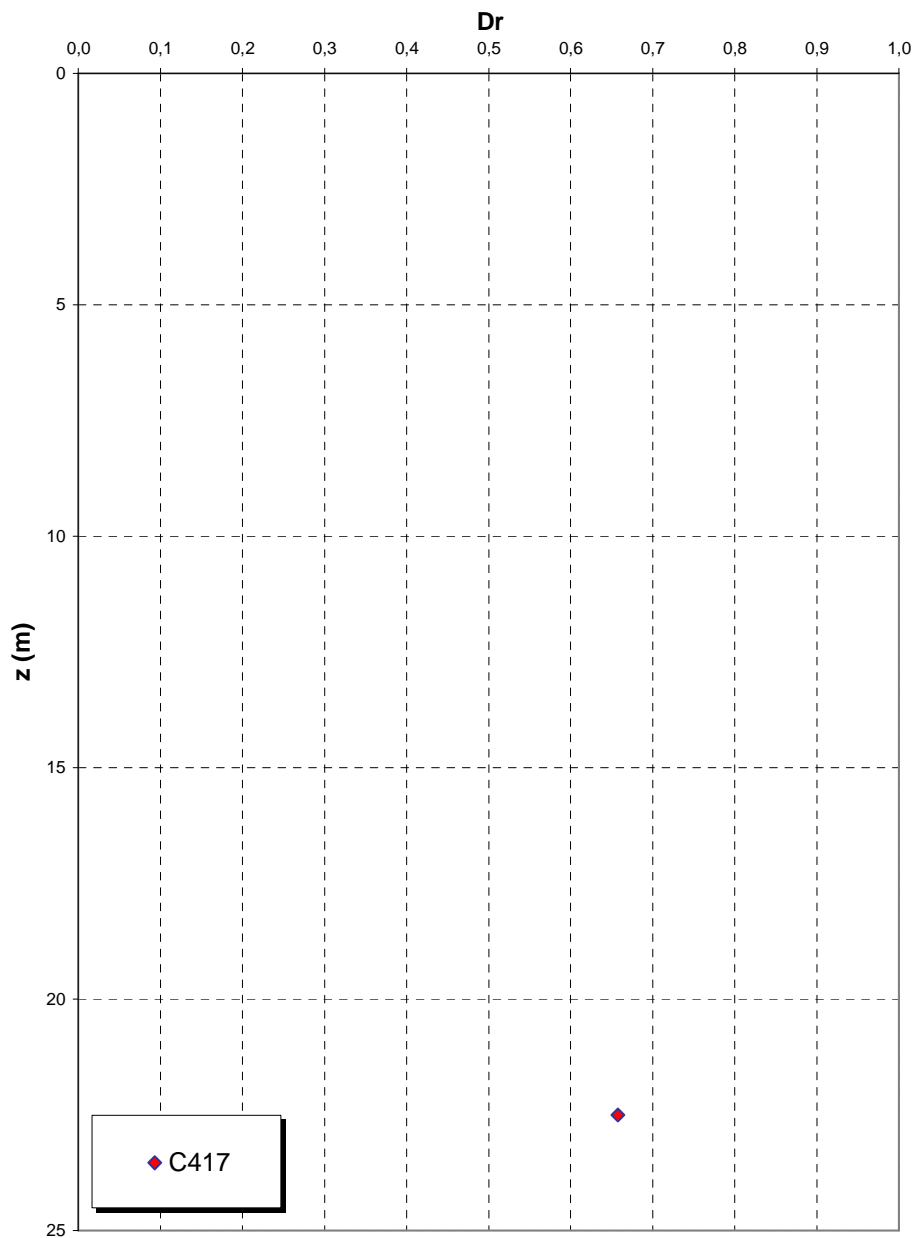


**Dr Skempton (1986)
Componente sabbiosa prevalente
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
- Rampa D_dec -**

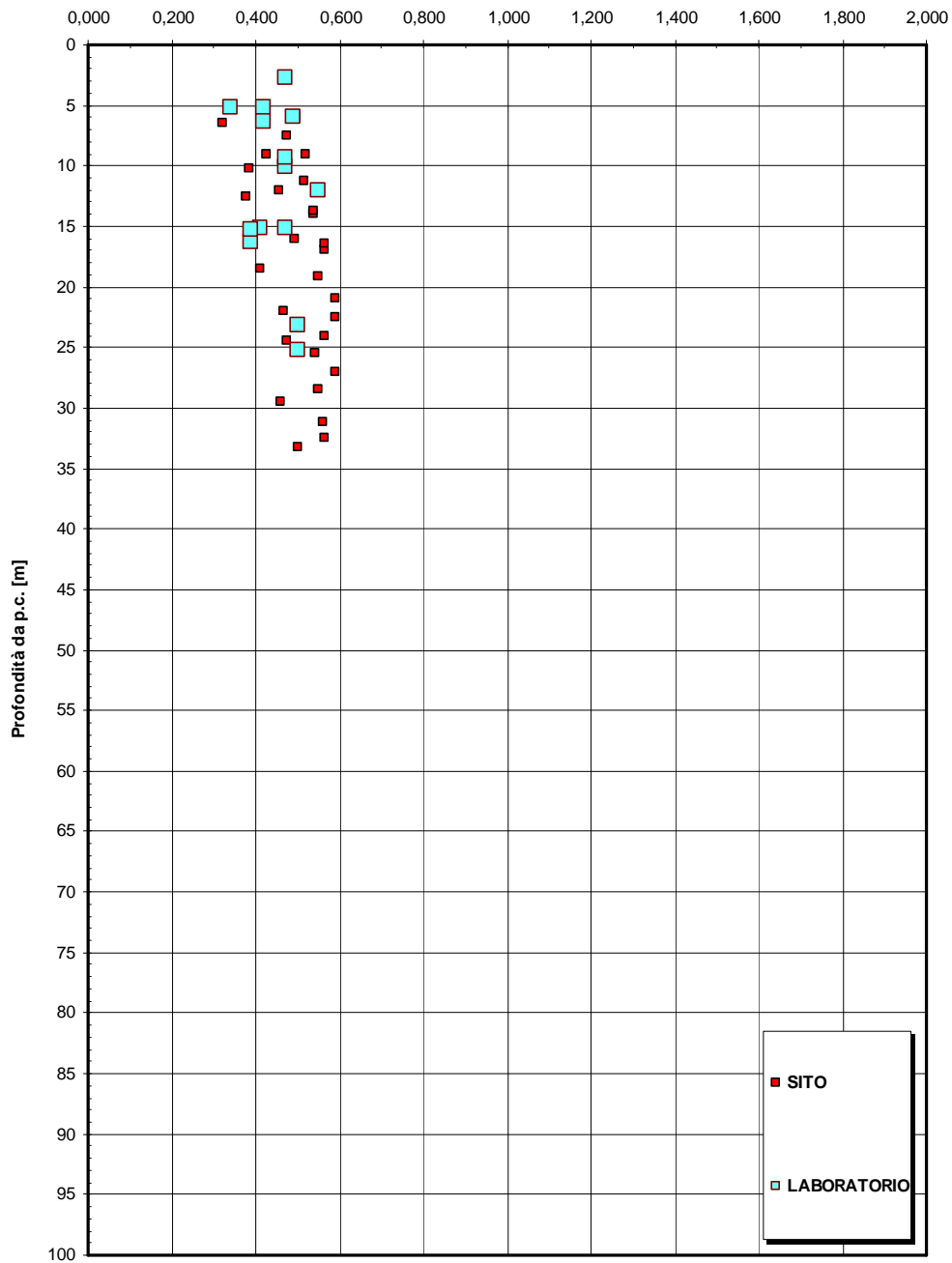


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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



eo

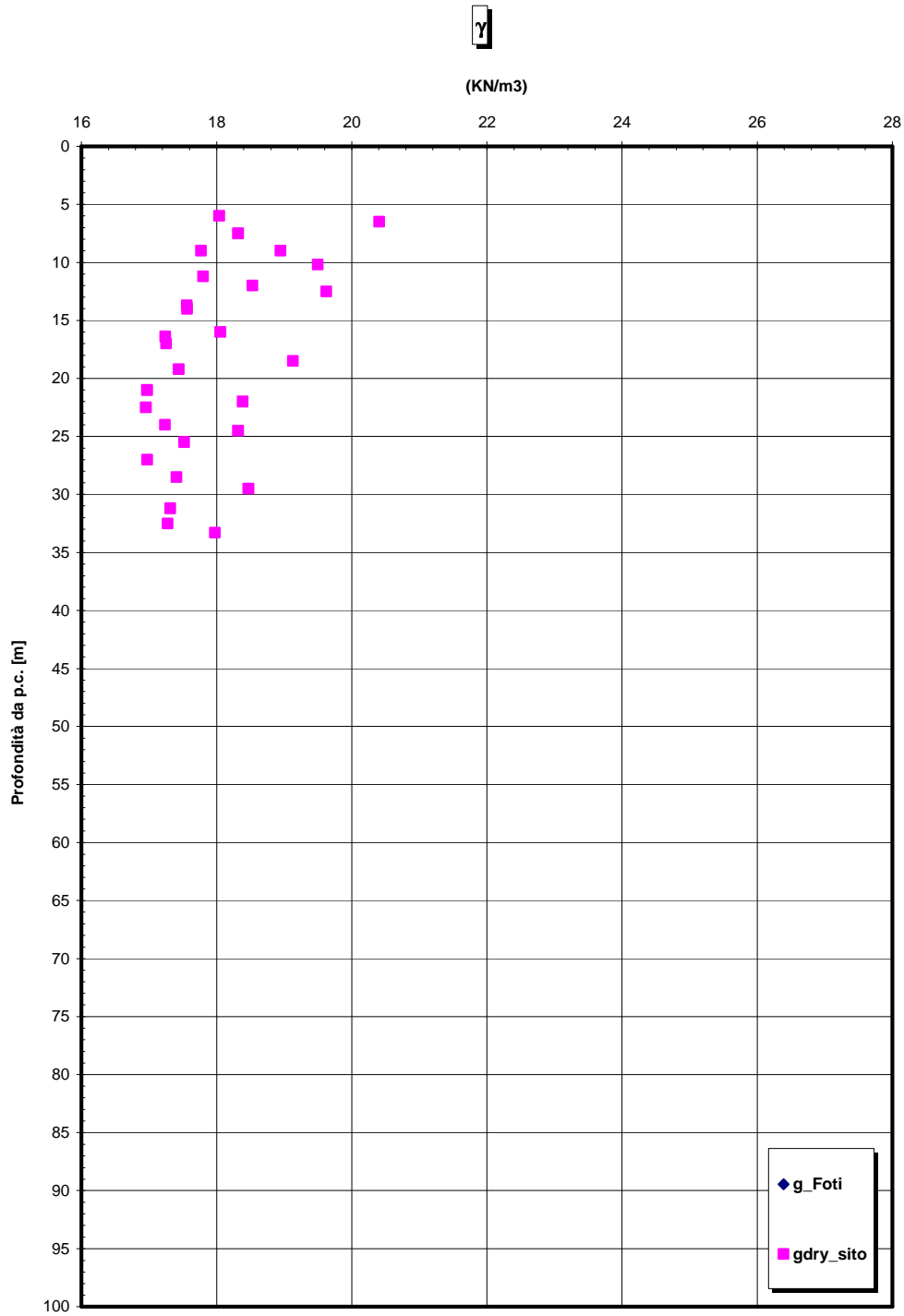


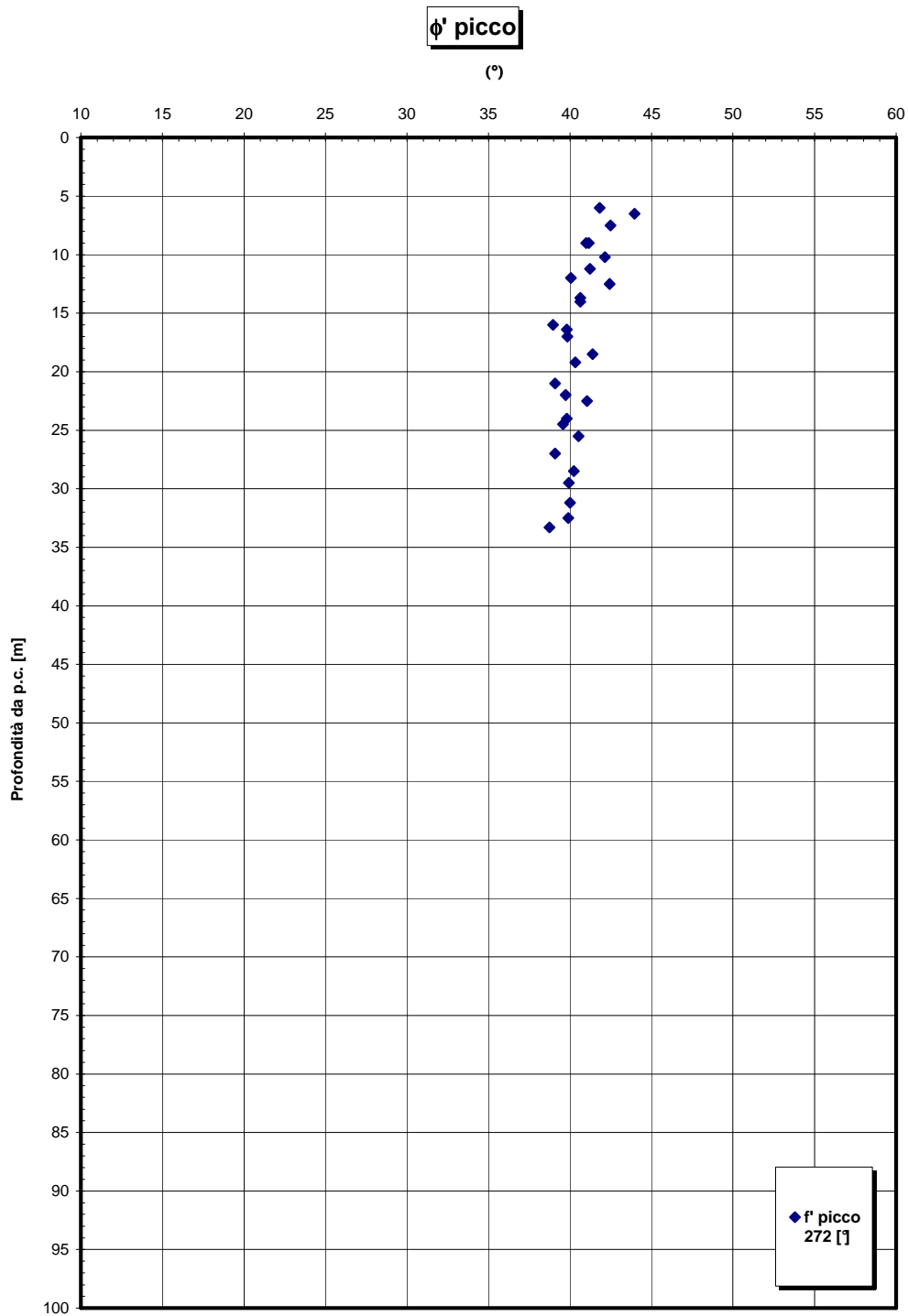
RELAZIONE DI CALCOLO

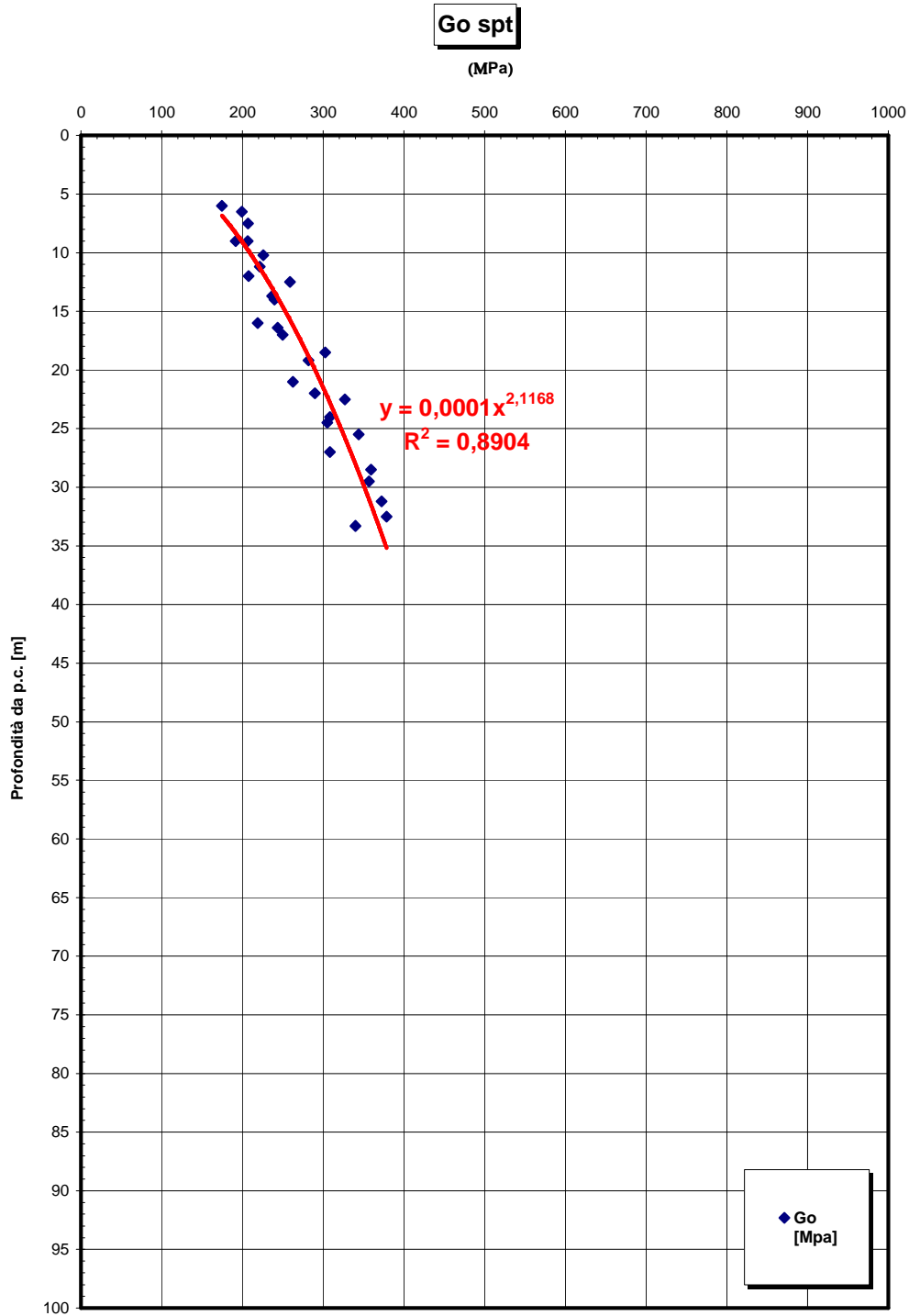
Codice documento
CS0461_F0

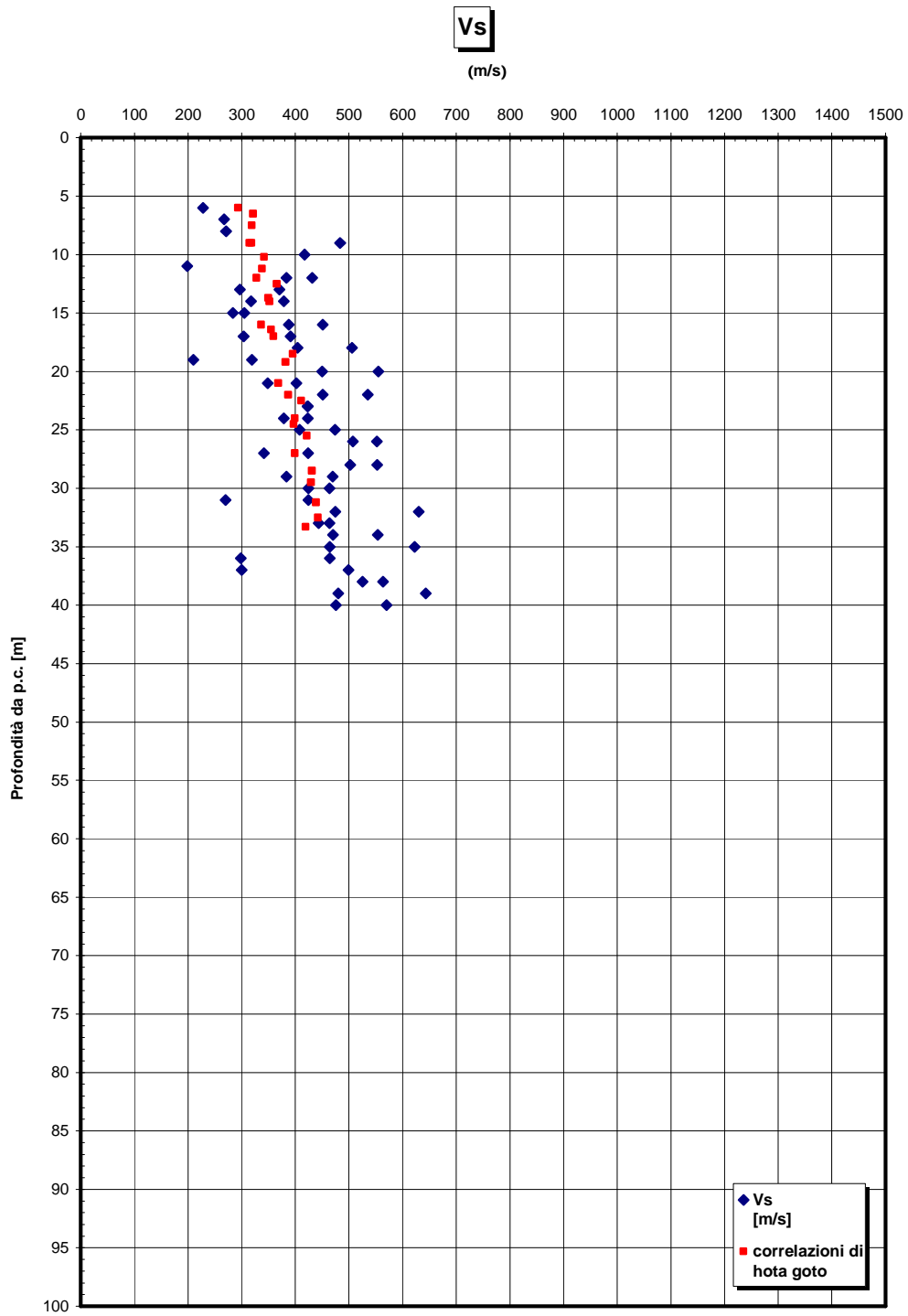
Rev
F0

Data
20/06/2011

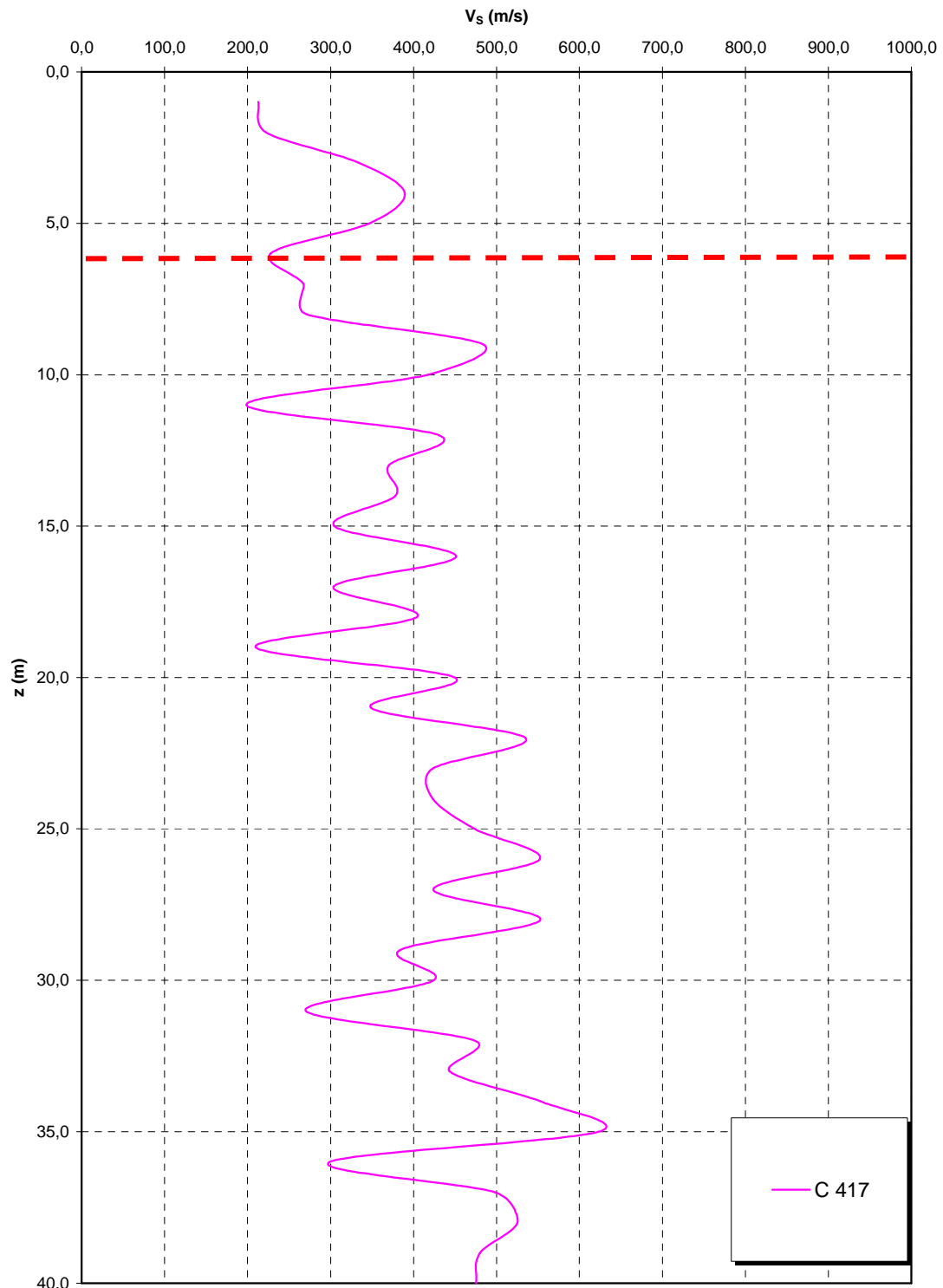




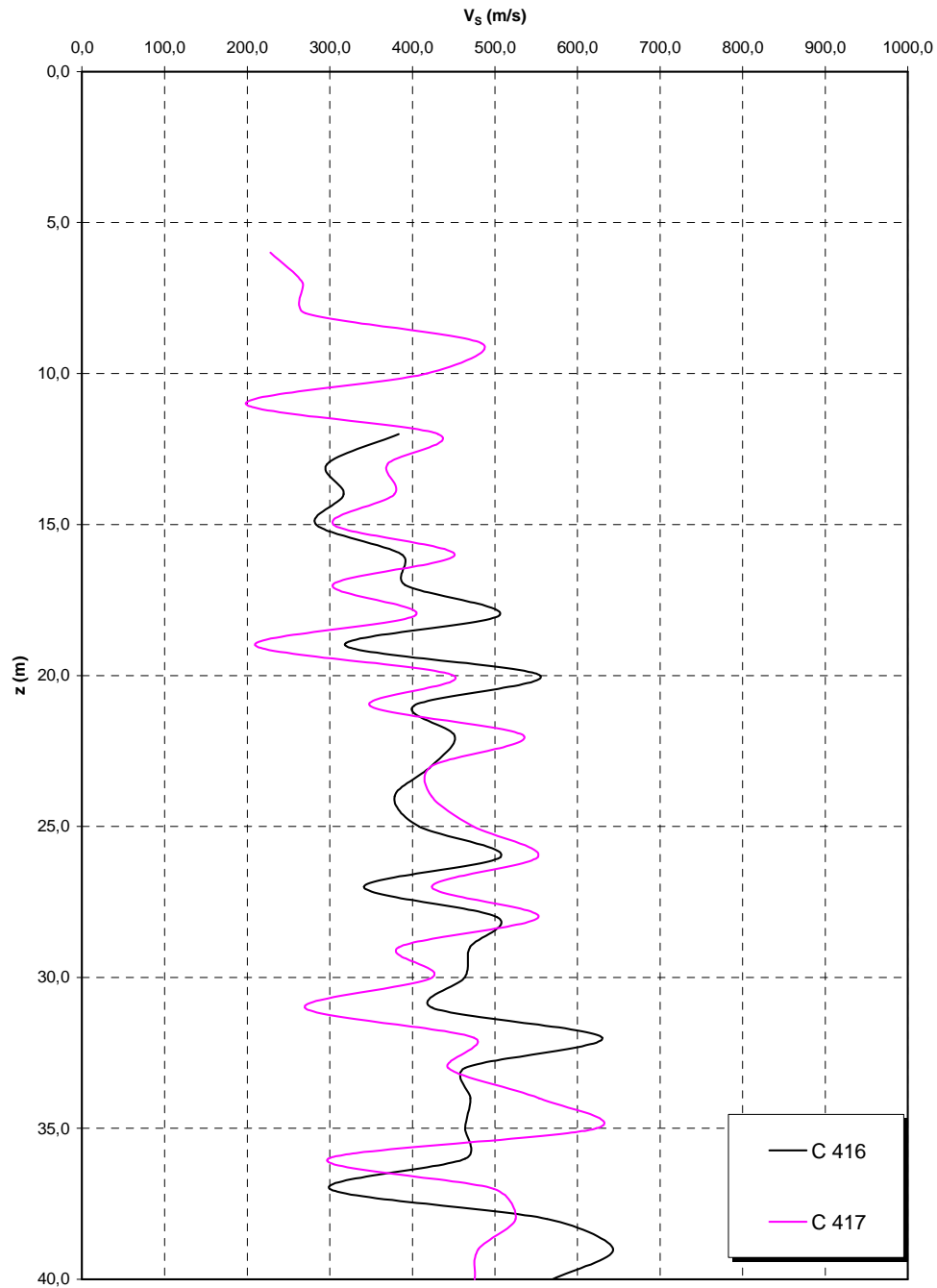




**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
Rampa D_dec**

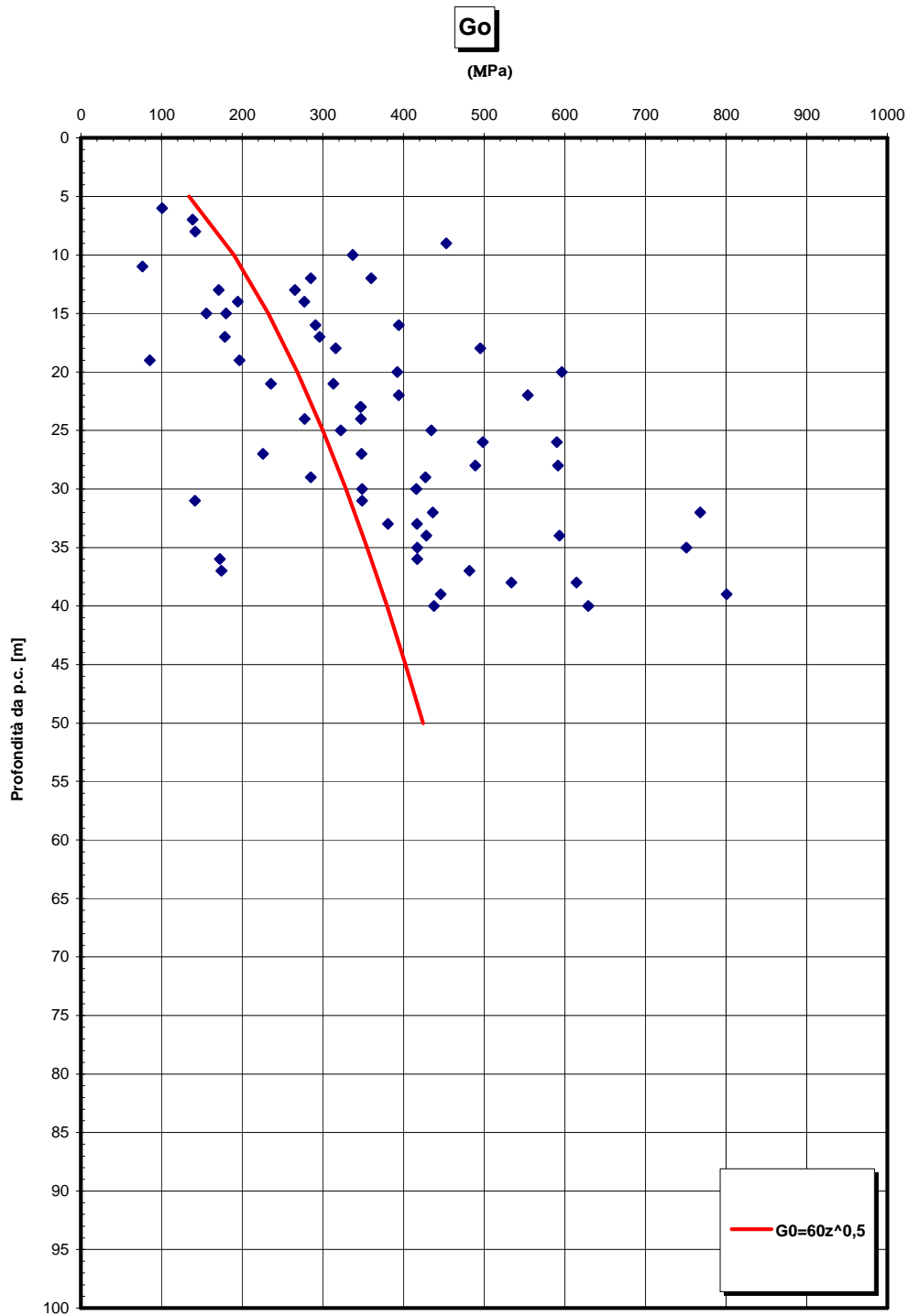


RELAZIONE DI CALCOLO

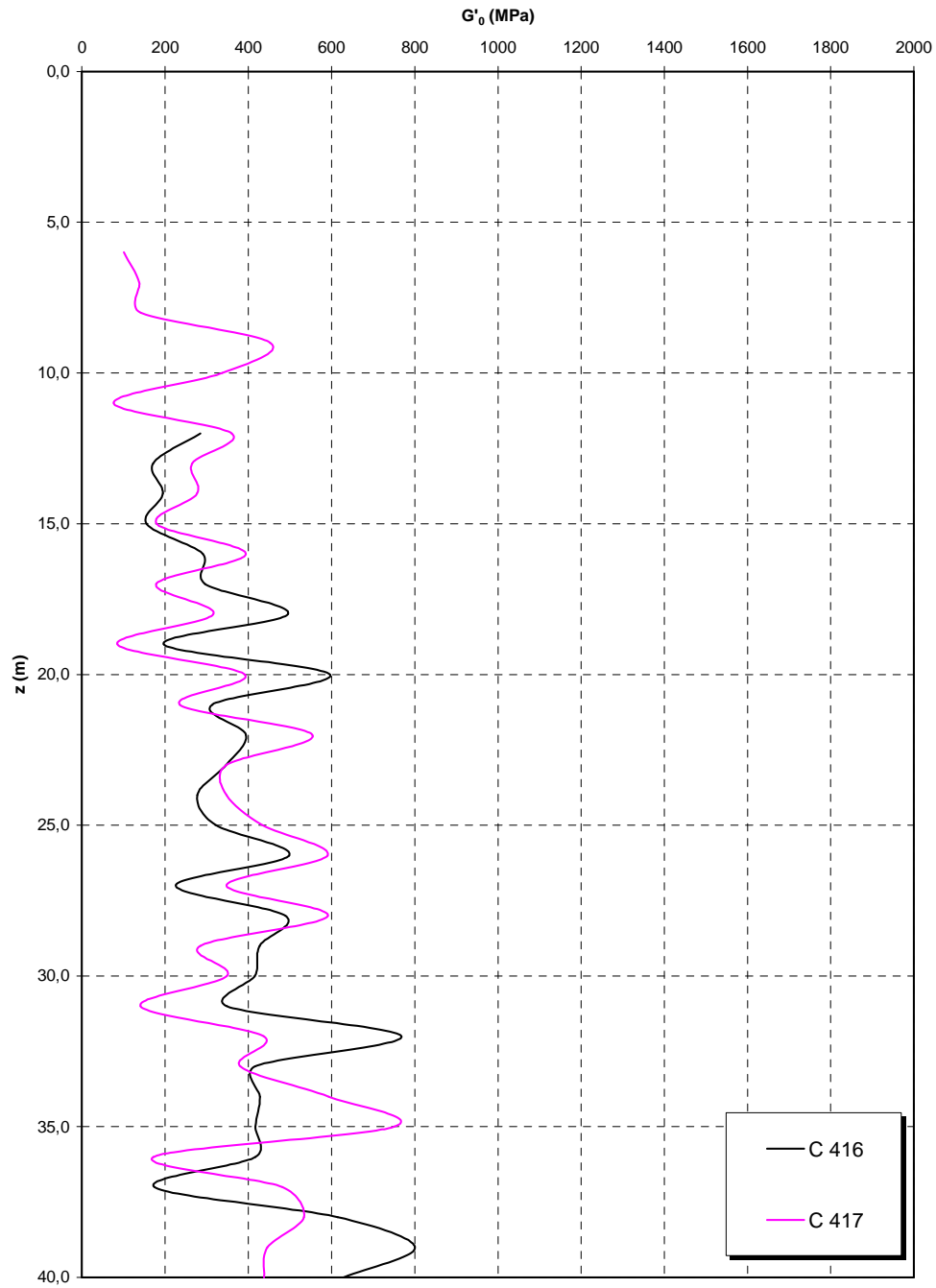
Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
Rampa D_dec**



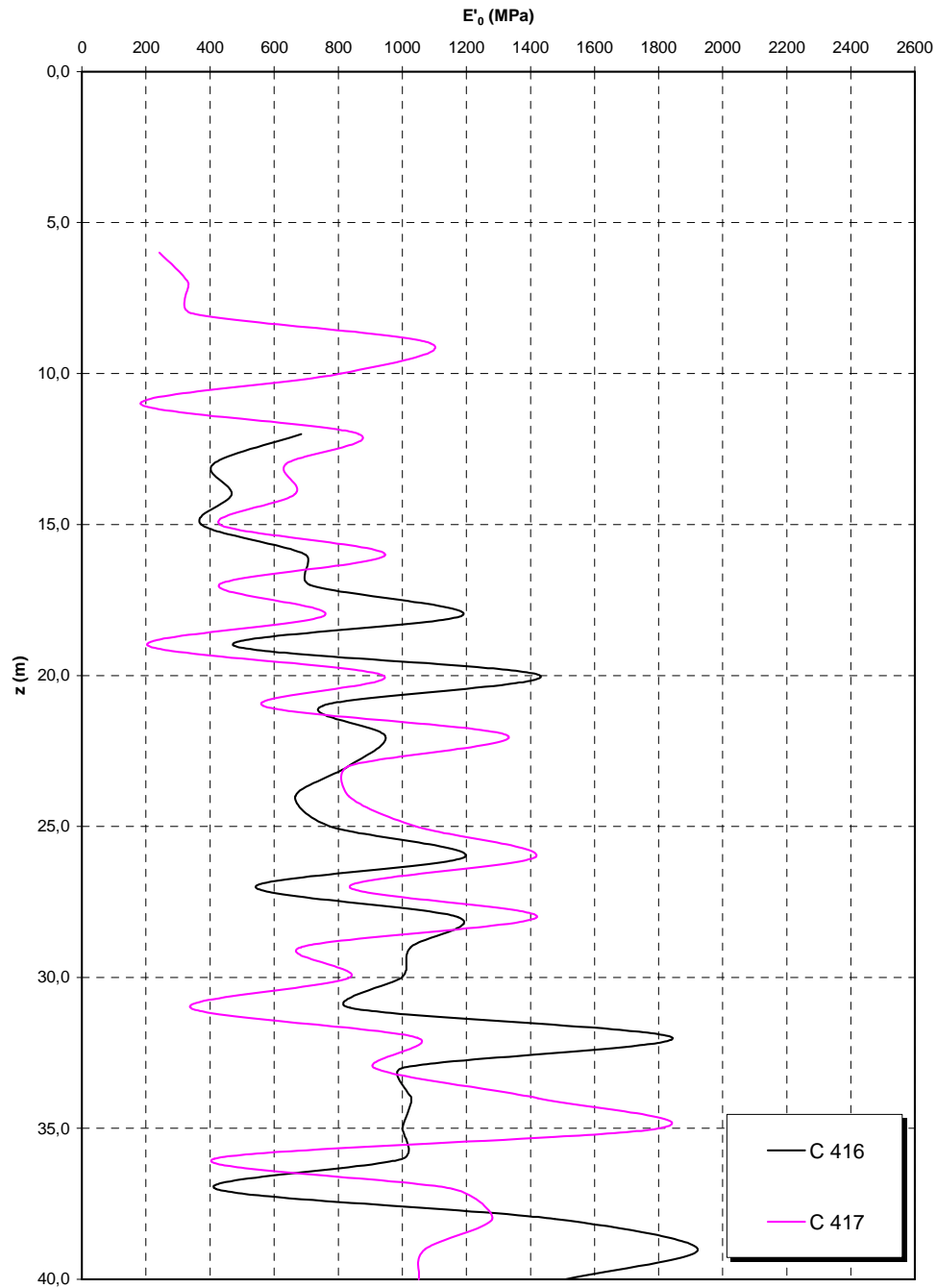
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

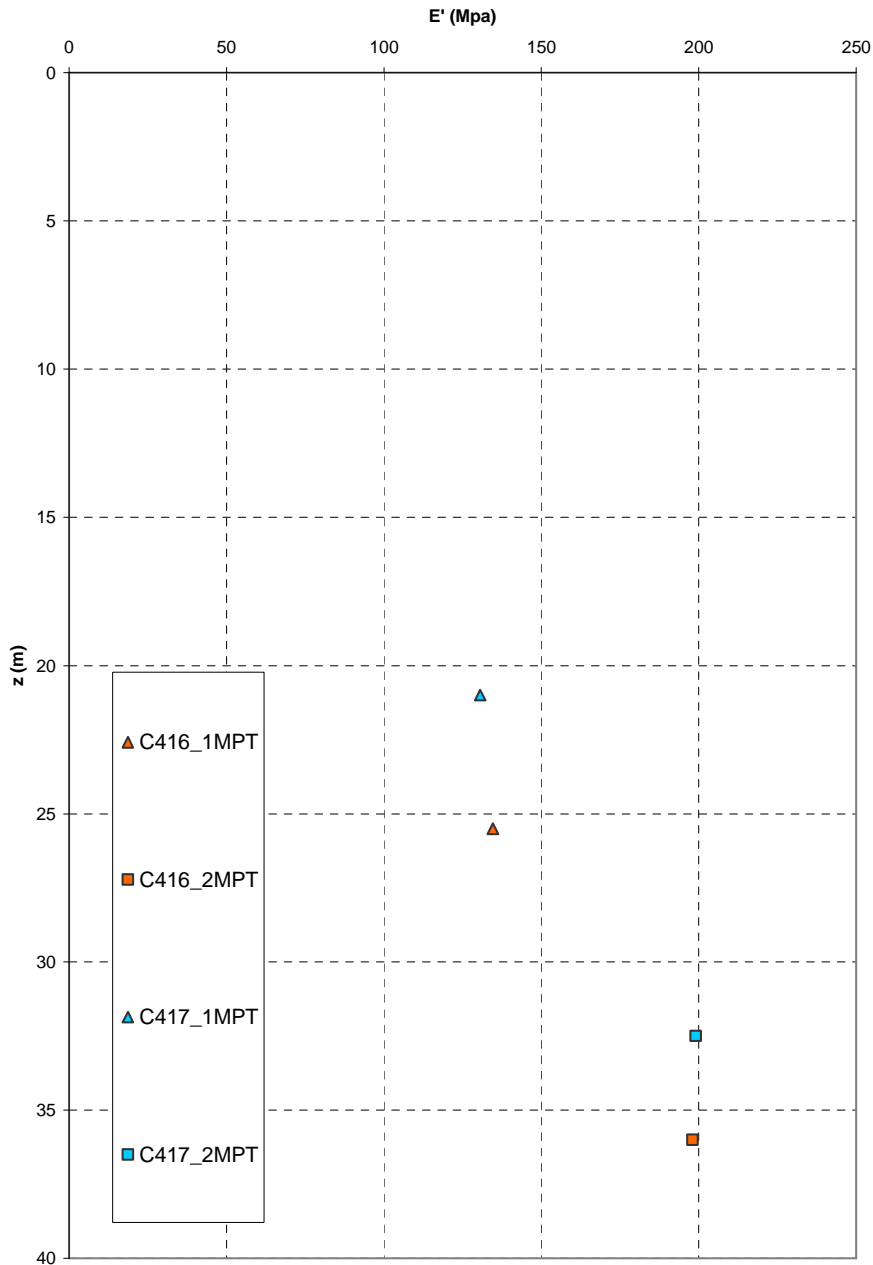
Data
20/06/2011

Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
Rampa D_dec



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Prove pressiometriche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Depositi Alluvionali

Il numero esiguo a disposizione di prove non consente un'analisi locale per cui si fa riferimento ai risultati della caratterizzazione generale.

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche l'andamento del fuso evidenzia che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali intermedi (ghiaie 36%, sabbie 49%). Il contenuto di fino è mediamente del 13% .

C'è da dire che a causa del campionamento l'analisi granulometrica (20 prove) può sicuramente risultare poco rappresentativa della parte più grossolana.

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 1.6 mm
- Il valore di D_{10} è pari a 0.02 mm

Il peso di volume dei grani γ_s è risultato pari a circa 26.5 kN/m³.

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche si ha:

- **Dr**: la densità relativa media della prevalente componente sabbiosa è del 50-70% e del 50-60% della frazione ghiaiosa. I valori di N_{spt} sono stati corretti con un fattore $C_{sg}=0.85$.
- **e_o** : stimando per e_{max} un valore pari a 0.7 ed essendo a conoscenza di $e_{max} - e_{min}$ (0.31) dalla formula di D_r si ottiene per e_o rappresentato nel grafico.
- **γ_d** : in base ai valori precedentemente ricavati si può stimare dall'indice dei vuoti e_o e da γ_s un valore medio di γ_d pari a circa 18KN/m³.

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di circa 40°, ai parametri di resistenza operativi al taglio in termini di sforzi efficaci si sono assegnati i seguenti valori operativi:

$c' = 0$ kPa = coesione apparente

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

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

$c'_r = 0$ kPa = coesione apparente

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\varphi_r' = 33^\circ\text{-}35^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Per le caratteristiche di deformabilità dalla prova sismica in foro si ottengono valori di V_s che vanno mediamente da 160 m/s a 190 m/s i primi metri di profondità.

Da prove SPT la media di V_s stimata fino a 13m di profondità e di circa 200 m/s. E_0 è stimato in 120÷170 MPa a 2m di profondità.

Ai valori delle velocità di taglio sismiche V_s corrispondono moduli di taglio iniziali G_0 molto variabili. Una stima con la profondità si rende quindi difficoltosa per la dispersione di G_0 e per il numero ridotto di valori.

G_0 ed E_0 si possono esprimere in funzione di $z(m)$, una stima da SPT è data da:

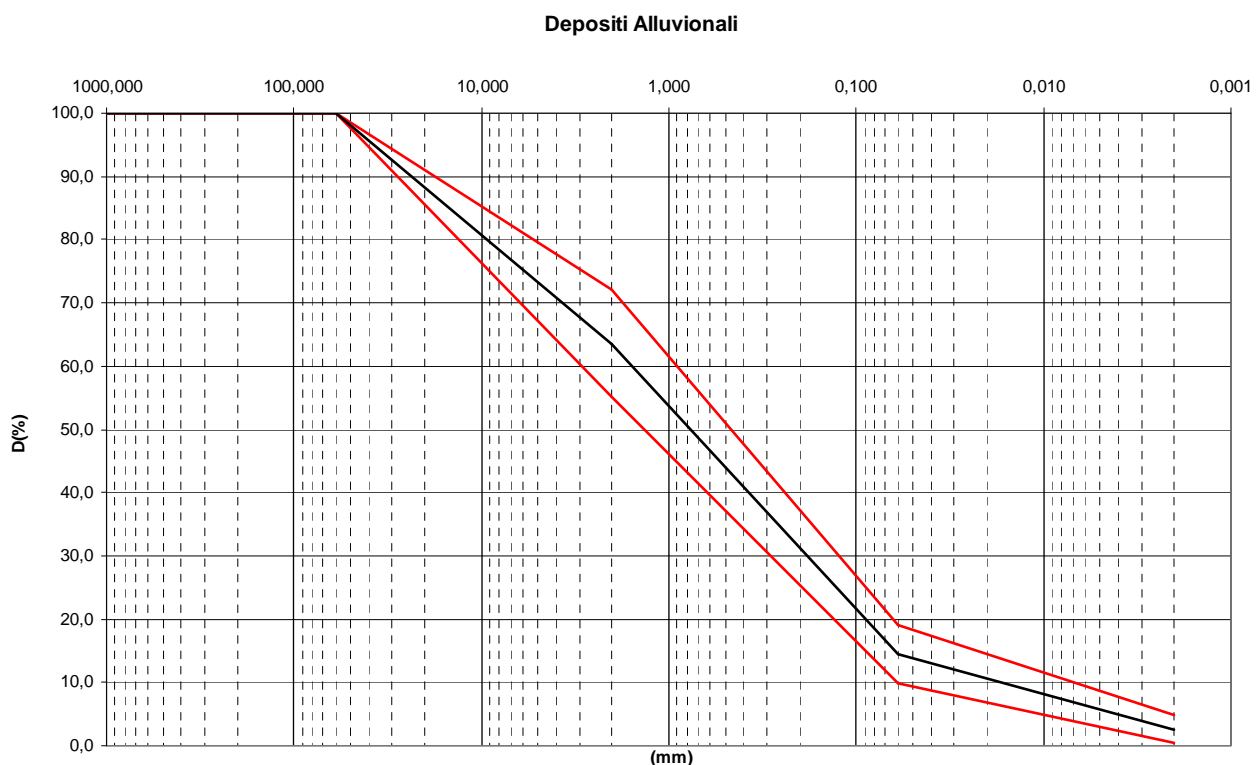
$$G_0 = 14 \cdot z$$

$$E_0 = 34 \cdot z$$

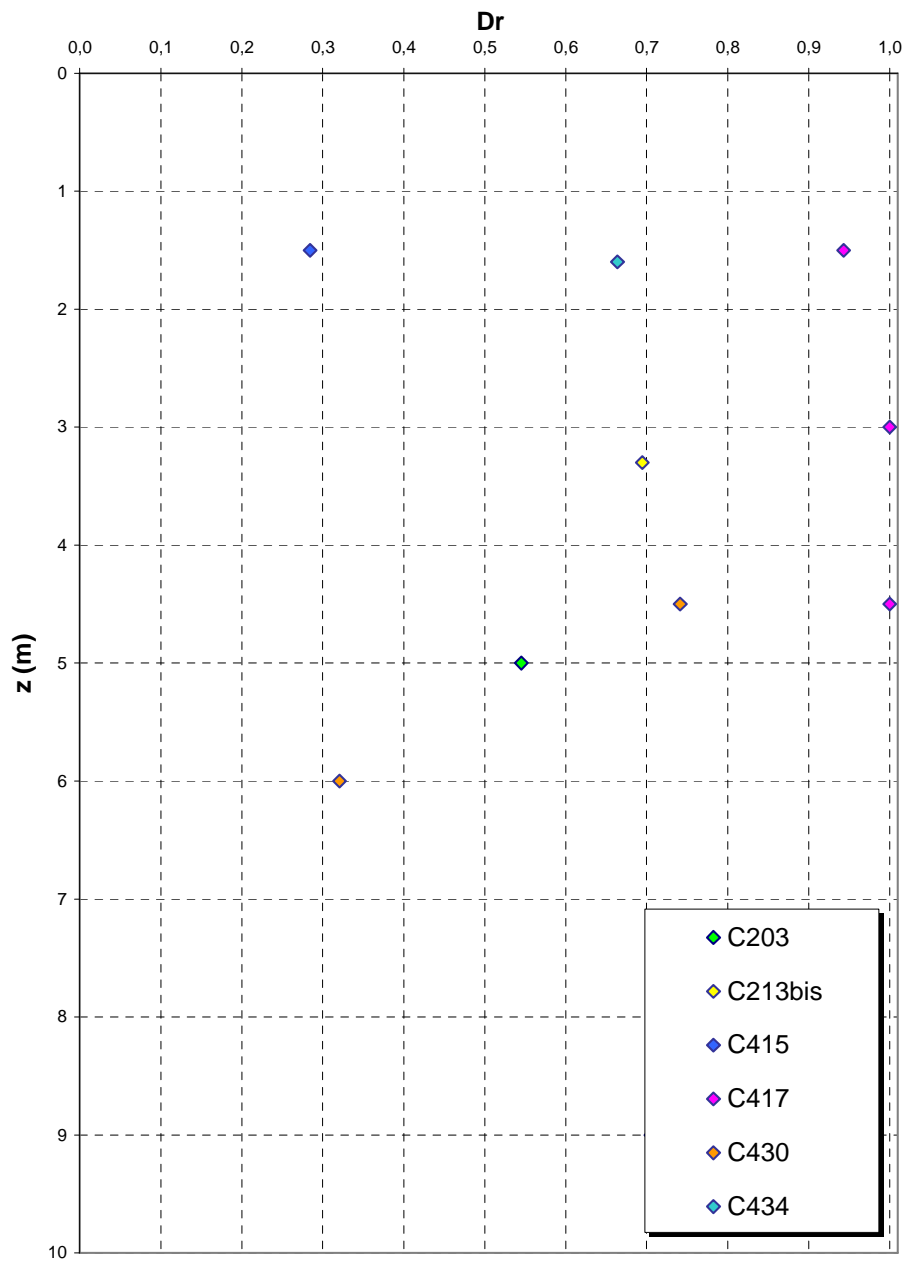
I moduli di Young “operativi” a medie deformazioni, valutati sulla base dei criteri descritti nei capitoli precedenti risulteranno pari a:

$$E = (4 - 11) \cdot z$$

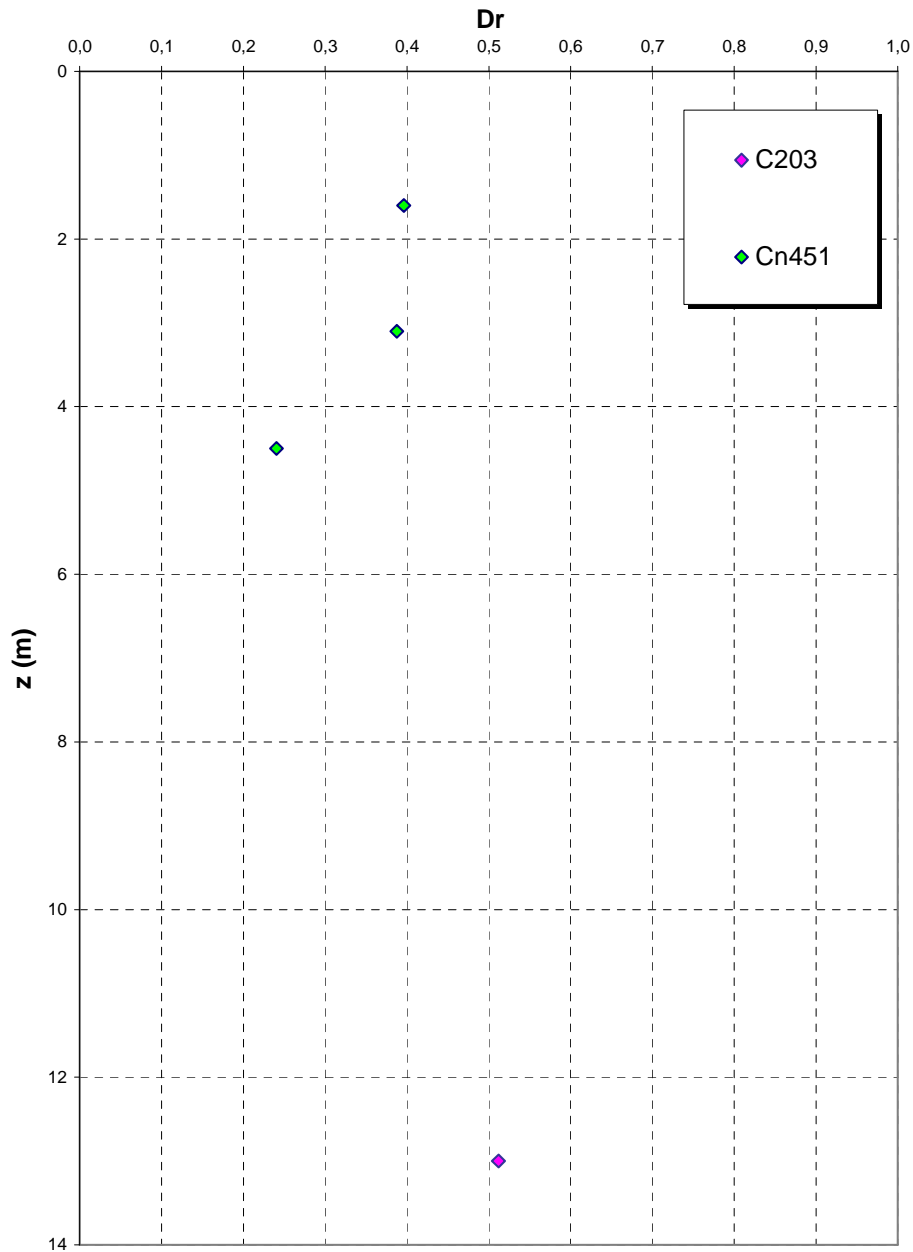
pari rispettivamente a circa $1/10 \div 1/5$ ed $1/3$ di quelli iniziali.



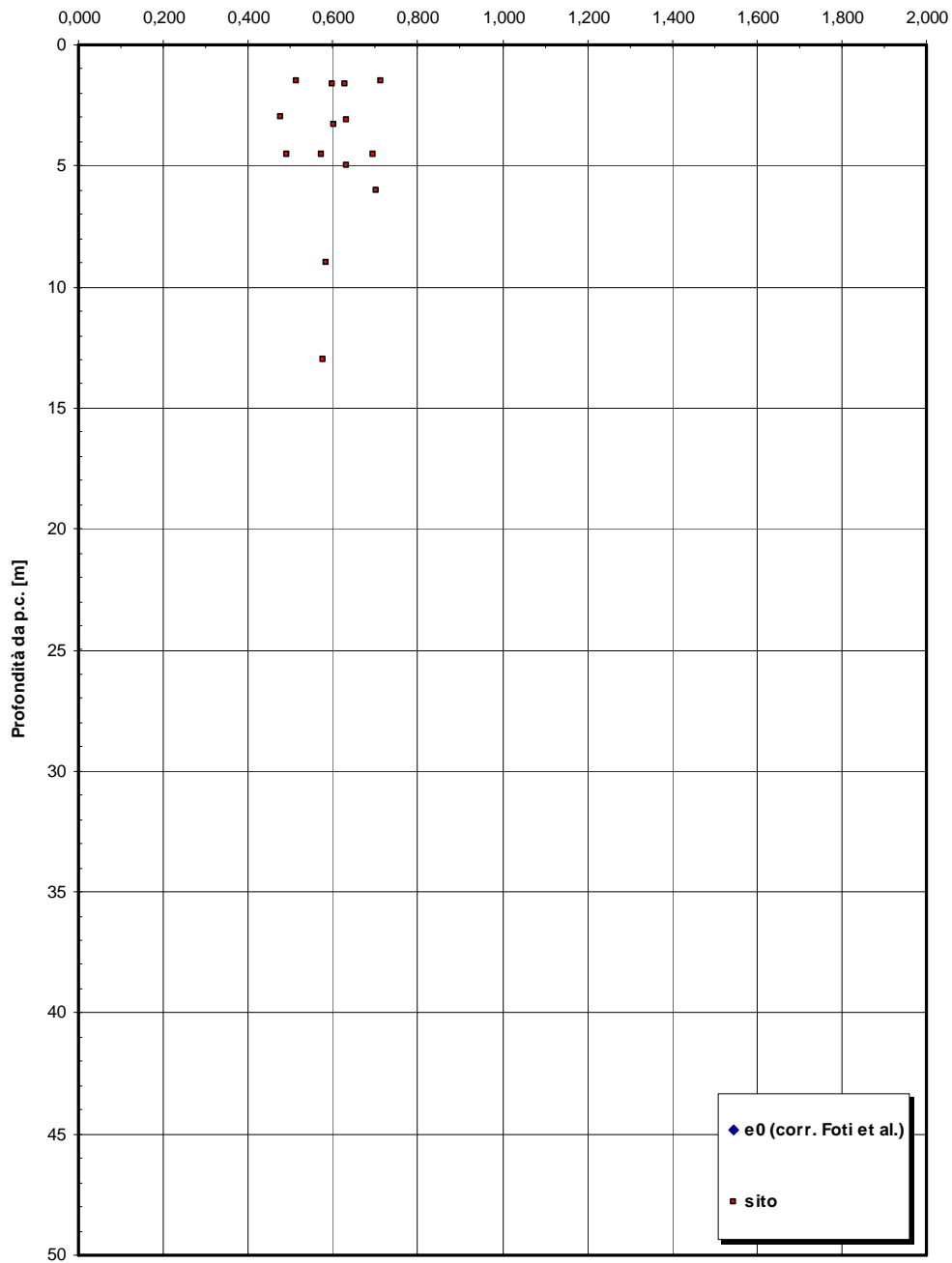
Dr Skempton (1986)
Componente sabbiosa prevalente
DEPOSITI ALLUVIONALI

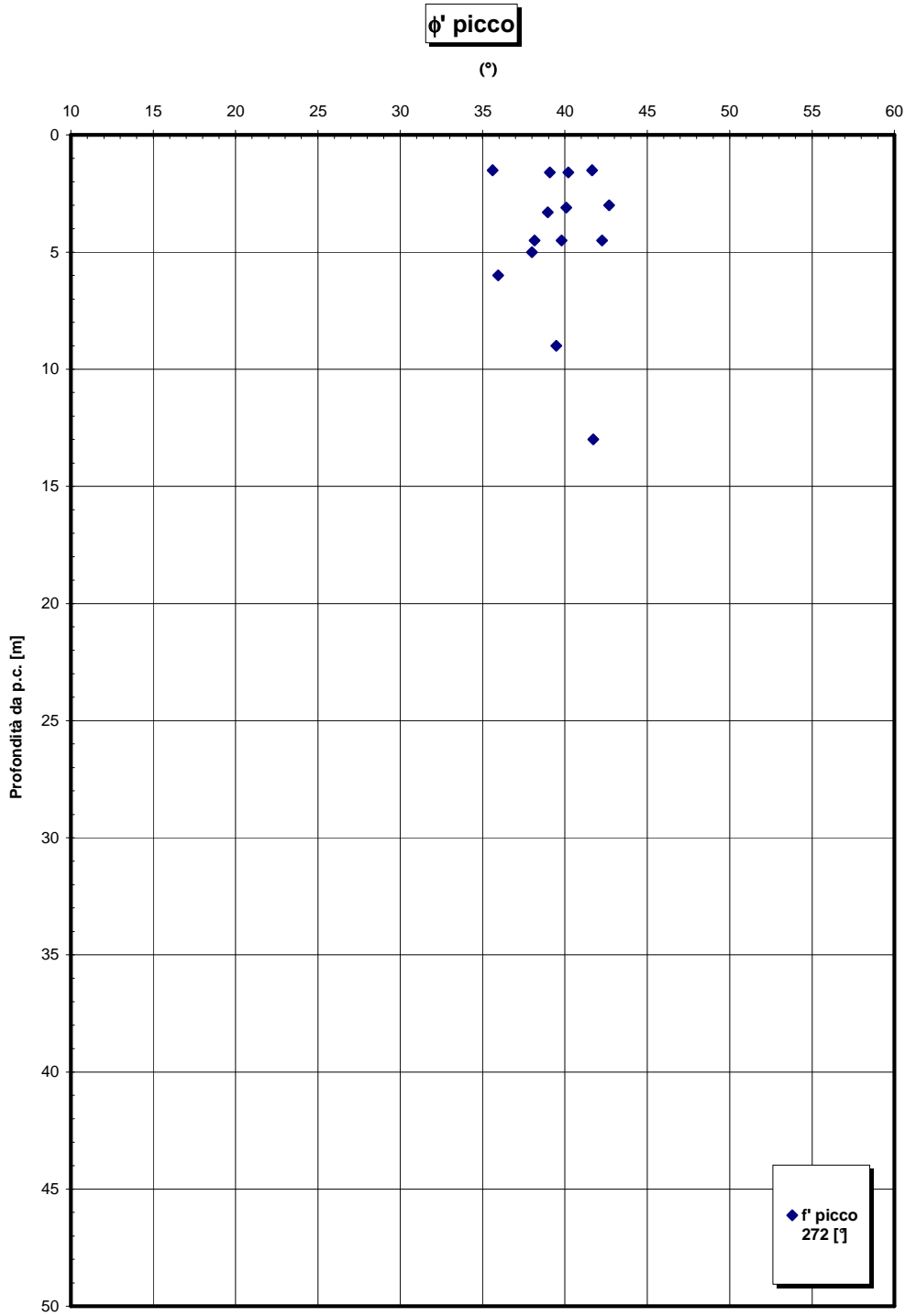


**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)
Componente ghiaiosa e sabbiosa
DEPOSITI ALLUVIONALI**



eo



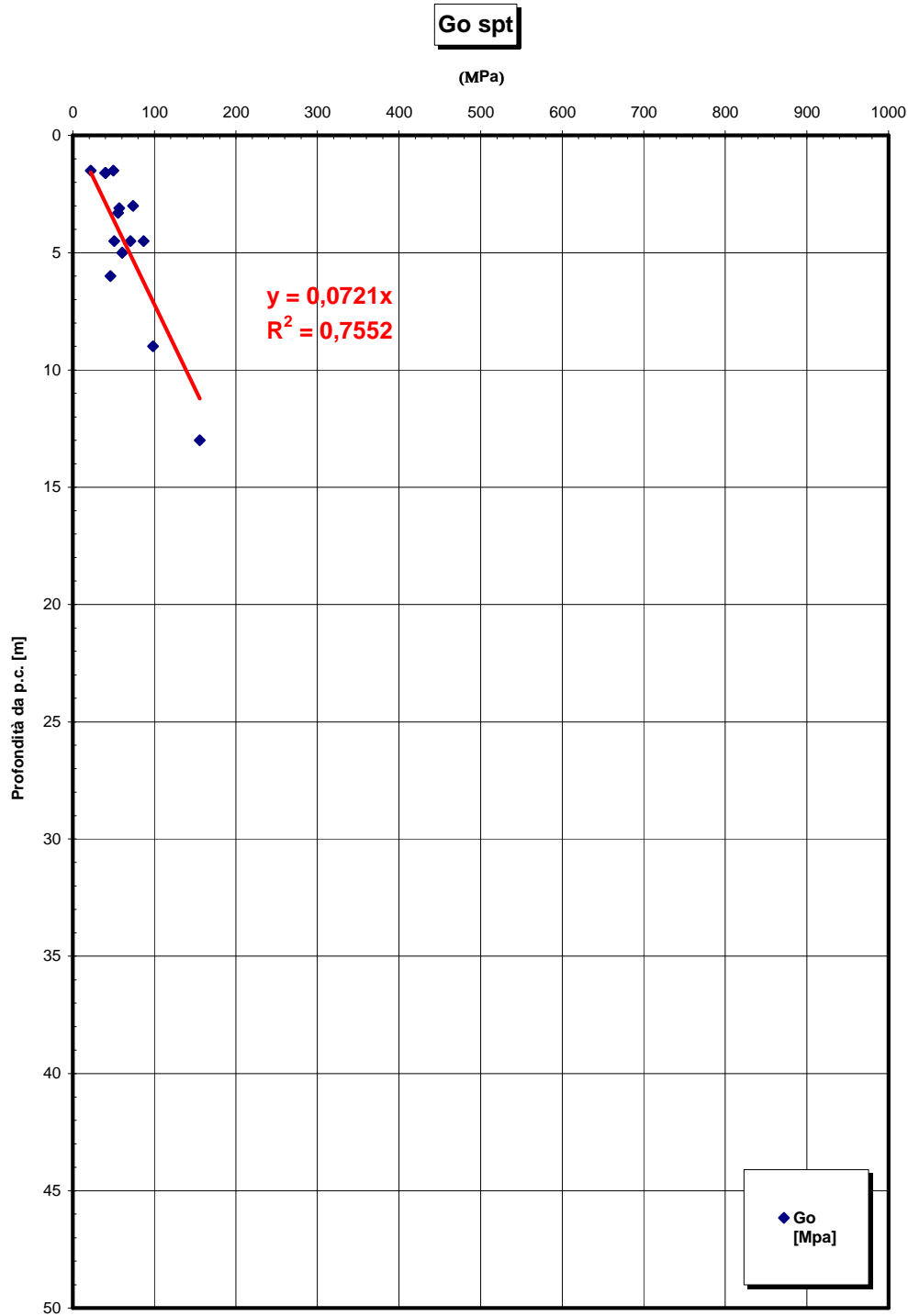


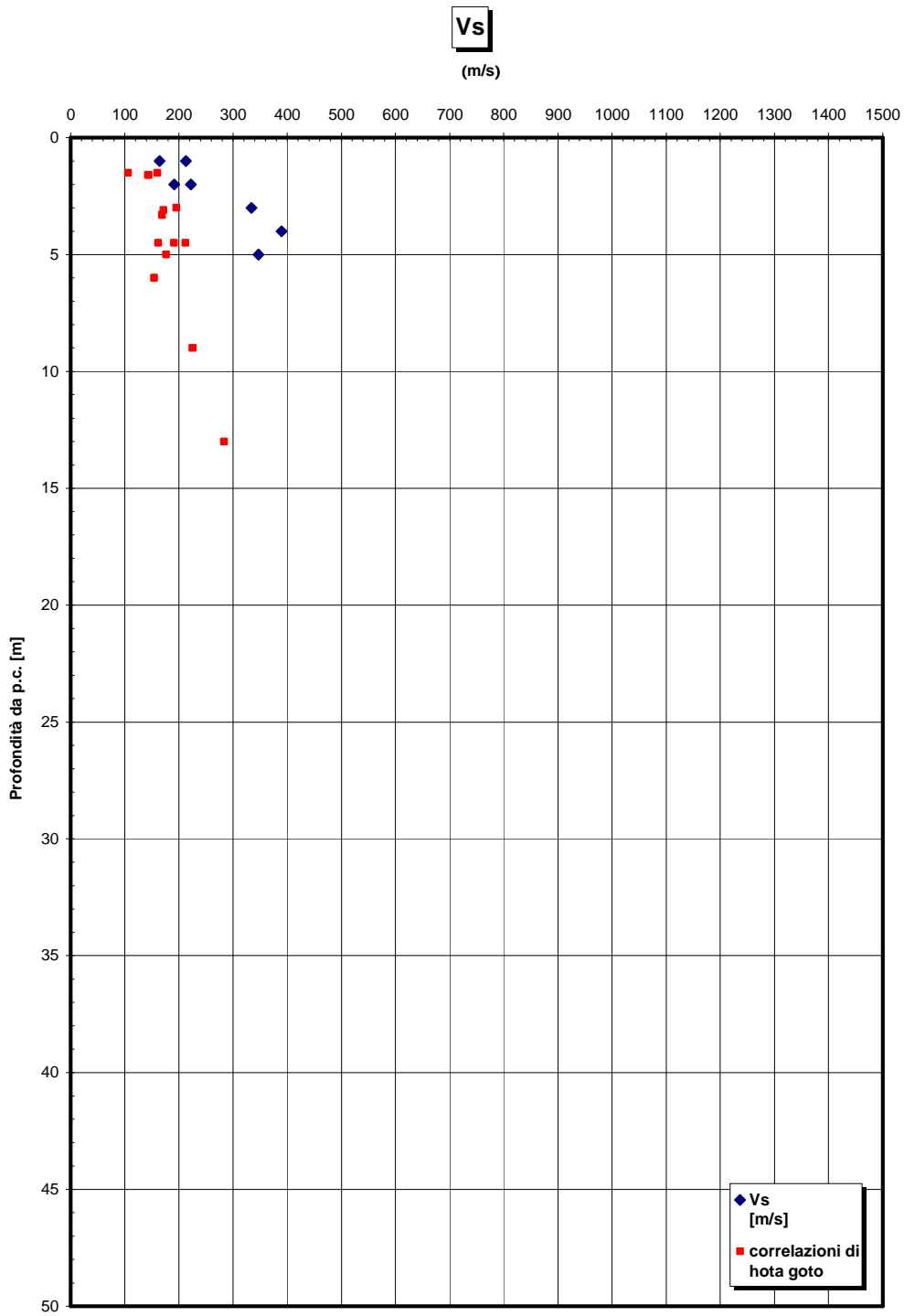
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

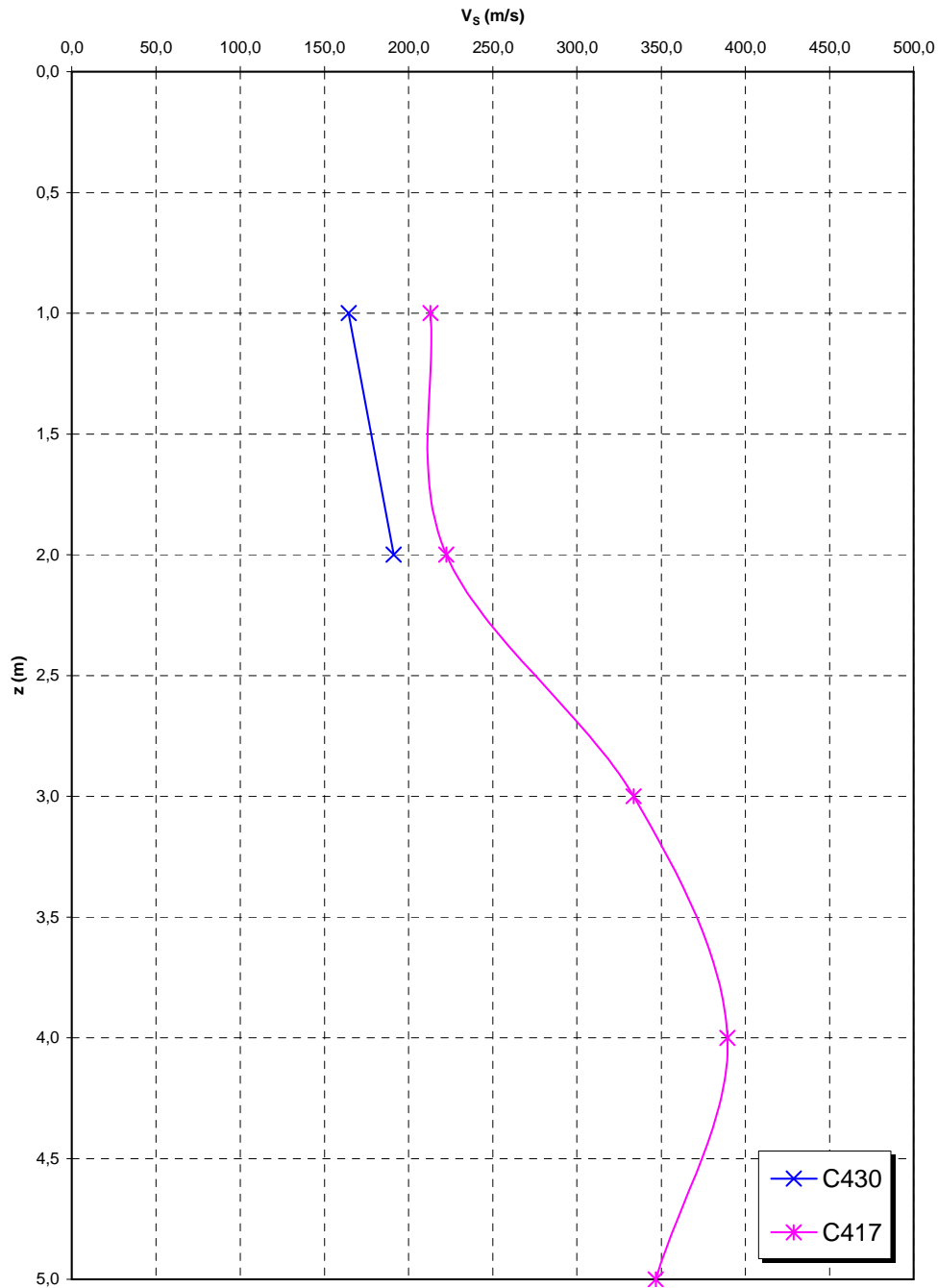
Rev
F0

Data
20/06/2011





**Prove sismiche
DEPOSITI ALLUVIONALI**



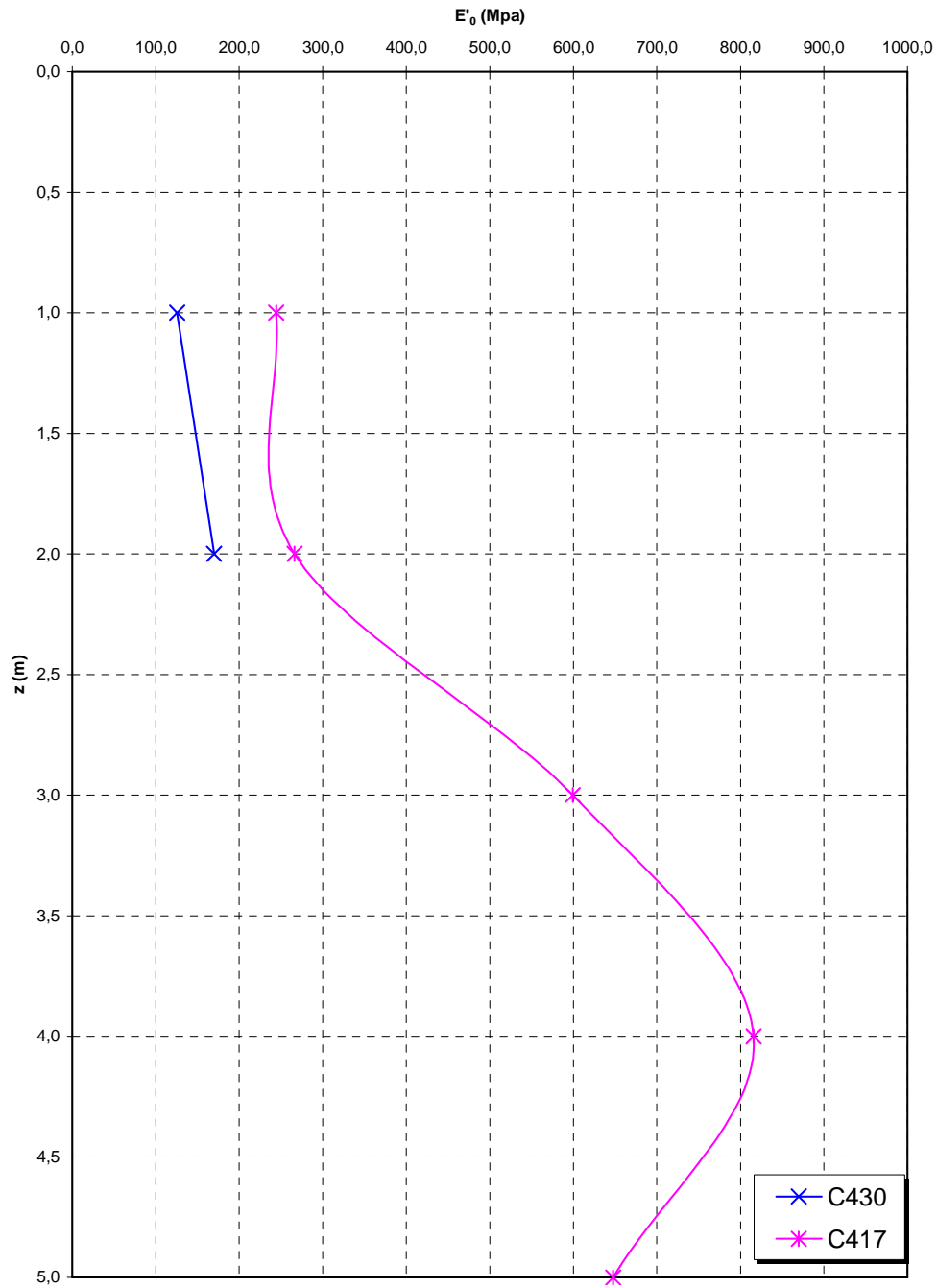
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

**Prove sismiche
DEPOSITI ALLUVIONALI**



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 [NT_1].

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

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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

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

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 → ($a_g=0,175g$; $F_0=2,352$; $T^*_c=0,335s$)

Per SLV → ($a_g=0,448g$; $F_0=2,490$; $T^*_c=0,423s$)

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(\text{SLD}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,235 \text{ essendo il valore } > 1,2 \text{ si assume } S_s(\text{SLD}) = 1,2$$

$$S_s(\text{SLV}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 0,953 \text{ essendo il valore } < 1 \text{ si assume } S_s(\text{SLV}) = 1,0$$

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:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,175g = 0,209g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,448g = 0,448g$$

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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,175 g
F_0	2,352
T_C	0,335 s
S_S	1,200
C_C	1,369
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,153 s
T_C	0,459 s
T_D	2,298 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η 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	0,209
$T_B \leftarrow$	0,153	0,493
$T_C \leftarrow$	0,459	0,493
	0,546	0,414
	0,634	0,356
	0,721	0,313
	0,809	0,279
	0,897	0,252
	0,984	0,230
	1,072	0,211
	1,159	0,195
	1,247	0,181
	1,335	0,169
	1,422	0,159
	1,510	0,150
	1,597	0,141
	1,685	0,134
	1,773	0,127
	1,860	0,121
	1,948	0,116
	2,035	0,111
	2,123	0,106
	2,211	0,102
$T_D \leftarrow$	2,298	0,098
	2,379	0,092
	2,460	0,086
	2,541	0,080
	2,622	0,075
	2,703	0,071
	2,784	0,067
	2,865	0,063
	2,946	0,060
	3,027	0,057
	3,109	0,054
	3,190	0,051
	3,271	0,049
	3,352	0,046
	3,433	0,044
	3,514	0,042
	3,595	0,040
	3,676	0,038
	3,757	0,037
	3,838	0,035
	3,919	0,034
	4,000	0,032

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	Rev Data F0 20/06/2011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{qv}	0,098 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	1,327
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,098
$T_B \leftarrow$	0,050	0,232
$T_C \leftarrow$	0,150	0,232
	0,235	0,148
	0,320	0,109
	0,405	0,086
	0,490	0,071
	0,575	0,060
	0,660	0,053
	0,745	0,047
	0,830	0,042
	0,915	0,038
$T_D \leftarrow$	1,000	0,035
	1,094	0,029
	1,188	0,025
	1,281	0,021
	1,375	0,018
	1,469	0,016
	1,563	0,014
	1,656	0,013
	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	0,006
	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	0,003
	3,813	0,002
	3,906	0,002
	4,000	0,002

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,448 g
F_0	2,490
T_C	0,423 s
S_S	1,000
C_C	1,307
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,000
η	1,000
T_B	0,184 s
T_C	0,552 s
T_D	3,394 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η 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	0,448
$T_B \leftarrow$	0,184	1,117
$T_C \leftarrow$	0,552	1,117
	0,688	0,897
	0,823	0,750
	0,958	0,644
	1,094	0,564
	1,229	0,502
	1,364	0,452
	1,500	0,411
	1,635	0,377
	1,770	0,348
	1,906	0,324
	2,041	0,302
	2,176	0,283
	2,311	0,267
	2,447	0,252
	2,582	0,239
	2,717	0,227
	2,853	0,216
	2,988	0,206
	3,123	0,198
	3,259	0,189
$T_D \leftarrow$	3,394	0,182
	3,423	0,179
	3,452	0,176
	3,481	0,173
	3,509	0,170
	3,538	0,167
	3,567	0,165
	3,596	0,162
	3,625	0,159
	3,654	0,157
	3,683	0,154
	3,711	0,152
	3,740	0,150
	3,769	0,147
	3,798	0,145
	3,827	0,143
	3,856	0,141
	3,885	0,139
	3,913	0,137
	3,942	0,135
	3,971	0,133
	4,000	0,131

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	Rev Data F0 20/06/2011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,405 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	2,251
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,405
T_B ←	0,050	1,010
T_C ←	0,150	1,010
	0,235	0,644
	0,320	0,473
	0,405	0,374
	0,490	0,309
	0,575	0,263
	0,660	0,229
	0,745	0,203
	0,830	0,182
	0,915	0,166
T_D ←	1,000	0,151
	1,094	0,127
	1,188	0,107
	1,281	0,092
	1,375	0,080
	1,469	0,070
	1,563	0,062
	1,656	0,055
	1,750	0,049
	1,844	0,045
	1,938	0,040
	2,031	0,037
	2,125	0,034
	2,219	0,031
	2,313	0,028
	2,406	0,026
	2,500	0,024
	2,594	0,023
	2,688	0,021
	2,781	0,020
	2,875	0,018
	2,969	0,017
	3,063	0,016
	3,156	0,015
	3,250	0,014
	3,344	0,014
	3,438	0,013
	3,531	0,012
	3,625	0,012
	3,719	0,011
	3,813	0,010
	3,906	0,010
	4,000	0,009

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<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 per il corpo Spalla è stata fatta considerando il valore di ancoraggio dello spettro. Essendo le spalle opere a comportamento deformabile (potendo permettere movimenti relativi di roto-traslazione fra struttura e terreno), l'azione sismica viene valutata in accordo con UNI EN 1998-5:2005 secondo la relazione di Mononobe-Okabe:

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

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

In cui:

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

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

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

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

dove

- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- β = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1 di [NT_1] (cautelativamente si assumerà $\beta = 1,00$).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.4.1 Durabilità delle opere

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adottano le classi di esposizione indicate al §3.1 ricordando che per ciascuna classe di esposizione le condizioni ambientali da considerare sono le seguenti (in accordo con [NT_1]):

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
<i>Ordinarie</i>	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
<i>Aggressive</i>	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
<i>Molto aggressive</i>	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella seguente si riportano per completezza anche i limiti di apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature secondo [NT_1]:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	<i>Ordinarie</i>	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	<i>Aggressive</i>	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	<i>Molto aggressive</i>	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Per tutte le parti strutturali componenti l'opera in progetto si utilizzano armature **poco sensibili**.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4.2 Definizione della larghezza collaborante

La valutazione della larghezza collaborante della soletta sia in fase di modellazione sia in fase di verifica della resistenza è riferita alle indicazioni del § 4.3.2.3 del D.M. 14-01-2008 e § 5.4.1.2 di UNI EN 1994-2:2006.

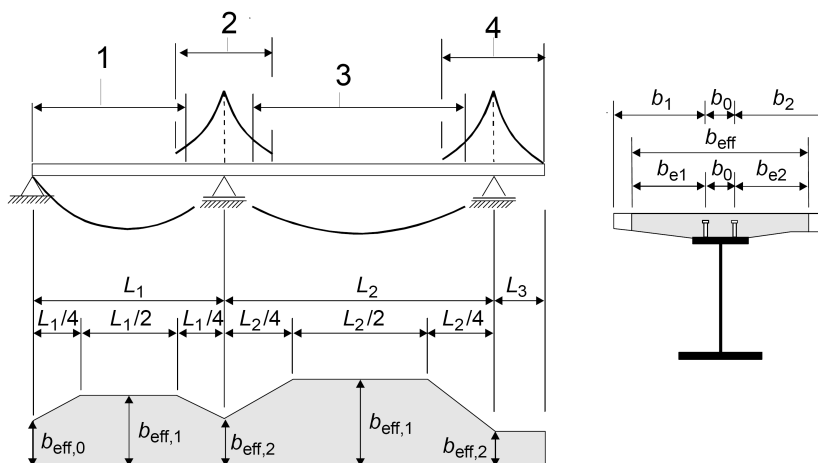
La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e le aliquote b_{e1} e b_{e2} (b_{ei} ; $i=1,2$), che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

$$b_{ei} = \min \left[\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right]$$

Il valore di L_e nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave; nelle travi continue L_e è la distanza indicata nella figura sottostante:



Legenda:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

Negli appoggi di estremità la determinazione della larghezza collaborante b_{eff} si ottiene con la formula:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} + b_0$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right)$.

I valori numerici della larghezza collaborante, determinati in base ai criteri di cui sopra ed in corrispondenza delle varie ascisse, sono riportate di seguito, per ciascuna trave:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

LARGHEZZA COLLABORANTE SECONDO UNI EN 1994-2 [DIMENSIONE IN m]			
ASCISSA \ N° TRAVE	TRAVE 1	TRAVE 2	
x = 0 m	3,85 m	3,85 m	
x = 10 m	3,85 m	3,85 m	
x = 30 m	3,85 m	3,85 m	
x = 40 m	3,85 m	3,85 m	
x = 53,75 m	3,85 m	3,85 m	
x = 60 m	3,85 m	3,85 m	
x = 70 m	3,85 m	3,85 m	
x = 81,25 m	3,85 m	3,85 m	
x = 95 m (asse di simmetria)	3,85 m	3,85 m	

Si adotterà nella modellazione e nell'analisi un larghezza collaborante per ciascuna trave pari a **3,85 m**.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4.3 Definizione del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clc

Per tenere conto delle effettive caratteristiche geometrico-inerziali dell'impalcato, si considera un coefficiente di omogeneizzazione tra le strutture metalliche resistenti (travi longitudinali) e la soletta in calcestruzzo armato, modellando il comportamento del calcestruzzo per azioni di breve e lunga durata.

Nell'analisi strutturale si tiene quindi conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con 3 modelli di calcolo:

- *Modello 1*: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta.
- *Modello 2*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 6,30$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.
- *Modello 3*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 17,58$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata.

I coefficienti di omogeneizzazione sono stati determinati in accordo con § 5.4.2.2 UNI EN 1994-2:2006, come evidenziato nel seguito.

- Per azioni di breve durata, la soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica $f_{cm}=40 \text{ N/mm}^2$, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 33346 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione risulta pertanto:

$$n_0 = E_s / E_{cm} = 210000 / 33346 = 6,30$$

- Per azioni di lunga durata, adottando un coefficiente di viscosità per il conglomerato della soletta (vedi §7.1.4) pari a $\varphi(t_\infty, t_0) = 2,239$ da cui:

$$E_{cls, \infty} = 10296 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi) = 17,58 \quad \text{con} \quad \psi_L = 0,8$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0461_F0	Rev F0

4.4.4 Classificazione delle sezioni in acciaio

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 4.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.5 di EN 1993-1-1:2005) la sezione delle travi d'impalcato viene classificata come:

Sezione corrente tipo 1 - **classe 3**:

$$\frac{c}{t} = \frac{2615}{28} = 93,39 \leq 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 100$$

Si riporta nel seguito le caratteristiche geometrico inerziali della sezione:

H2700		$N_{by,Rd}$ [kN]	36.959	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	40.605	?	Classe Sezione Compressione 4 Flessione My 3 Flessione Mz 3 Presso-Flessione 3	
g (Kg/m):	1.179	$N_{bz,Rd}$ [kN]	36.959	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	3.693	?		
h (mm):	2.700	$V_{ply,Rd}$ [kN]	14.320	$V_{plz,Rd}$ [kN]	12.493	!		
b_1 (mm):	800	r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	148.689			
b_2 (mm):	1.000	A (cm ²):	1.502	i_y (cm):	108,2		Verifiche <input type="button" value="Presso Flessione"/> <input type="button" value="Svergolamento"/>	
t_w (mm):	28	i_y (cm ⁴):	17.572.062	i_z (cm):	19,07			
t_{f1} (mm):	40	W_{y1} (cm ³):	120.099	W_z (cm ³):	10.923	IT (cm ⁴):		6.658
t_{f2} (mm):	45	W_{y2} (cm ³):	142.069	$W_{pl,z}$ (cm ³):	18.163	I_w (cm ⁶):		8.027.429.16

Sezione di pila tipo 2 - **classe 3**:

$$\frac{c}{t} = \frac{2580}{28} = 92,14 \leq 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 100$$

Si riporta nel seguito le caratteristiche geometrico inerziali della sezione:

H2700		$N_{by,Rd}$ [kN]	55.536	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	67.646	?	Classe Sezione Compressione 4 Flessione My 3 Flessione Mz 3 Presso-Flessione 3
g (Kg/m):	1.603	$N_{bz,Rd}$ [kN]	55.536	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	8.185	?	
h (mm):	2.700	$V_{ply,Rd}$ [kN]	14.101	$V_{plz,Rd}$ [kN]	25.766	!	
b (mm):	1.100	A (cm ²):	2.042	i_y (cm):	115,0	i_z (cm):	
t_w (mm):	28	i_y (cm ⁴):	27.010.794	i_z (cm ⁴):	1.331.47	IT (cm ⁴):	17.728
t_f (mm):	60	W_y (cm ³):	200.080	W_z (cm ³):	24.209	I_w (cm ⁶):	23.199.566,4
r (mm):	0	$W_{pl,y}$ (cm ³):	220.835	$W_{pl,z}$ (cm ³):	36.806		Verifiche <input type="button" value="Presso Flessione"/> <input type="button" value="Svergolamento"/>

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5 FASI COSTRUTTIVE

La realizzazione dell'opera prevede le seguenti fasi principali di costruzione:

ESECUZIONI DI PRIMA FASE:

- sbancamento e preparazione del piano di posa del cls magro di sottofondazione
- getto del cls magro e realizzazione della soletta di fondazione successivamente al disarmo dei casseri;
- eseguire il riempimento dello scavo fino alla quota di estradosso della fondazione in c.a.

ESECUZIONI DI SECONDA FASE

- cassetta delle elevazioni e getto delle parti in c.a. successivamente al disarmo dei casseri;
- eseguire il riempimento dello scavo fino alla quota di +50cm dall'estradosso della fondazione in c.a.;
- installazione degli apparecchi di appoggio;
- rimodellazione del terreno antistante la spalla allo scopo di ottenere un piano di lavoro a quota costante per lo stoccaggio delle travi

ESECUZIONI DI TERZA FASE

- assemblaggio degli elementi metallici costituenti l'impalcato;
- posizionamento della gru;
- varo dell'impalcato;
- sistemazione dei rilevati come da elaborato CG0700PPZDCSC00VID8000001A

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati di riferimento per l'opera in esame sono i seguenti:

Relazione tecnico descrittiva dell'opera	CG0700	P	RG	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera	CG0700	P	SH	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Relazione di calcolo	CG0700	P	CL	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
relazione geotecnica	CG0700	P	RB	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Planimetria di progetto	CG0700	P	P8	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Profilo longitudinale di progetto	CG0700	P	FZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Planimetria di tracciamento	CG0700	P	P8	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	02	A
Sezione longitudinale e pianta fondazioni - tavola 1 di 2	CG0700	P	Z9	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Sezione longitudinale e pianta fondazioni - tavola 2 di 2	CG0700	P	Z9	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	02	A
Pianta dell'opera, prospetti e sezioni trasversali - tavola 1 di 2	CG0700	P	PZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Pianta dell'opera, prospetti e sezioni trasversali - tavola 2 di 2	CG0700	P	PZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	02	A
Carpenteria spalla A	CG0700	P	BA	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Carpenteria spalla B	CG0700	P	BA	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	04	A
Carpenteria pile - tavola 1 di 2	CG0700	P	BA	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	02	A
Carpenteria pile - tavola 2 di 2	CG0700	P	BA	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	06	A
Carpenteria impalcati - tavola 1 di 3	CG0700	P	BZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Carpenteria impalcati - tavola 2 di 3	CG0700	P	BZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	02	A
Carpenteria impalcati - tavola 3 di 3	CG0700	P	BZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	03	A
Particolari costruttivi impalcati	CG0700	P	SZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	01	A
Fasi costruttive dell'opera d'arte - tavola 1 di 2	CG0700	P	SZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	02	A
Fasi costruttive dell'opera d'arte - tavola 2 di 2	CG0700	P	SZ	D	C	SC	00	VI	D8	00	00	03	A

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7 ANALISI LONGITUDINALE D'IMPALCATO

7.1 ANALISI DEI CARICHI

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

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- acciaio: 78,5 kN/m³

7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

Carpenteria metallica	=	$78,50 \times (0,2 \times 2) \times 1,25 =$	39,25 kN/m
Soletta in c.a.	=	$25,00 \times (9,30 \times 0,30) =$	69,75 kN/m

Totale carichi permanenti strutturali ≈ 120 kN/m.

7.1.2 Carichi permanenti portati (g_3)

Pavimentazione	=	$3,00 \times 6,50 =$	19,50 kN/m
Cordoli	=	$25,00 \times (0,8+2) \times 0,18 =$	12,60 kN/m
Barriere di sicurezza	=	$2 \times 2,00 =$	4,00 kN/m
Barriere laterali	=	$2 \times 4,00 =$	8,00 kN/m
Elementi di bordo	=	$2 \times 2,00 =$	4,00 kN/m
Impianti	=	$2 \times 1,00 =$	2,00 kN/m

Totale carichi permanenti portati $\approx 50,00$ kN/m.

7.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1)

Essendo la struttura iperstatica, vengono presi in considerazione i possibili cedimenti differenziali delle sottostrutture. In particolar modo si considera la possibilità che avvengano i seguenti cedimenti:

- cedimento su spalla assunto pari a 4 cm

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- cedimento su pila pari a 1/1000 delle campate attigue, ovvero pari a 5 cm

7.1.4 Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2)

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 3.1.4, 7.4.3 e APPENDICE B) i valori del ritiro da considerare per struttura in esame sono i seguenti:

$A_c =$	2790000	mm ²	area soletta						
$A_c/u =$	300	mm	Rapporto tra area soggetta a ritiro e perimetro esposto						
$h_0 =$	600	mm	dimensione convenzionale $2 \cdot A_c/u$						
$RH =$	65%								
$t_0 =$	8	gg	tempo all'applicazione del carico						
$t =$	73000	gg	tempo al momento considerato						
$f_{ck} =$	32	N/mm ²	resistenza cilindrica cls						
$f_{cm} =$	40	N/mm ²							
$\alpha_1 =$	0,911			$\alpha_{ds1} =$	4	classe N	$s =$	0,25	classe N
$\alpha_2 =$	0,974			$\alpha_{ds2} =$	0,12	classe N	$\beta_{cc}(t) =$	1,278	
$\alpha_3 =$	0,935			$k_h =$	0,700		$f_{cm}(t) =$	51,110	N/mm ²
$\varphi_{RH} =$	1,368			$\beta_{RH} =$	1,124		$E_{cm} =$	33,346	GPa
$\beta_{(f_{cm})} =$	2,656			$\beta_{ds}(t, t_0) =$	0,992		$E_c =$	35,013	GPa
$\beta_{(t_0)} =$	0,619			$\epsilon_{cd,0} =$	0,000390				
$\varphi_0 =$	2,249			$\epsilon_{cd} =$	0,000271				
$\beta_H =$	1144,132	≤	1403,122	$\beta_{as}(t) =$	1				
$\beta_c(t, t_0) =$	0,995			$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,000055				
$\varphi(t, t_0) =$	2,239			$\epsilon_{cs} =$	0,00032603		$E_{cm}(t) =$	35,890	GPa
							$E_{c,\infty} =$	10,296	GPa

Dai dati riportati si evince che la dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di 65% e avente dimensione fittizia $h_0 = 2A_c/u \cong 600$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

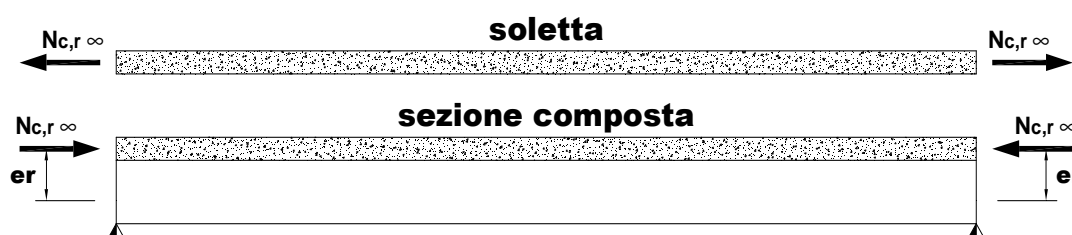
$$\epsilon_{cs}(t \infty, t_0) = 0,326 \cdot 10^{-3}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Ricordando che il modulo elastico del conglomerato di resistenza caratteristica $f_{ck}=32 \text{ N/mm}^2$ per fenomeni di lunga durata vale:

$$E_{cls, \infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 10296 \text{ N/mm}^2$$

L'effetto del ritiro sulla trave composta è analizzato con un metodo che ricalca quello dei vincoli ausiliari, secondo due fasi distinte:



Fase 1) Stato di sollecitazione in soletta in presenza di vincoli perfetti

La soletta di calcestruzzo, se fosse libera rispetto alla trave di acciaio, subirebbe per effetto del ritiro un accorciamento pari a ε_{cs} .

Tale deformazione non rispetterebbe però la congruenza per ripristinare la quale si può ipotizzare l'applicazione di uno sforzo normale di trazione N_R , alla sola soletta, che induce sulla stessa una trazione uniforme pari a:

$$\sigma_{ct} = \varepsilon_{cs} \cdot E_{cls, \infty} = 3,357 \text{ N/mm}^2$$

Si avrebbe tale stato di tensione in soletta se la trave fosse perfettamente incastrata alle estremità: gli incastri fornirebbero lo sforzo di trazione e la trave non manifesterebbe alcuna deformazione.

Fase 2) Stato di sollecitazione nella trave composta conseguente alla rimozione dei vincoli

In realtà i vincoli d'incastro non esistono e si deve quindi applicare sul complesso "trave – soletta", nel baricentro della soletta stessa, lo sforzo N_R cambiato di segno ad entrambi gli estremi.

Pertanto in quest'ultima fase del calcolo l'intera sezione della trave composta è soggetta allo sforzo assiale di compressione:

$$N_R = - (3,357 \cdot 4500 \cdot 240) \cong - 3626 \text{ kN}$$

dove si è assunta una larghezza di soletta significativa per il ritiro $b_R = 4500 \text{ mm}$ e uno spessore di soletta pari allo spessore totale a cui si è detratta la presenza delle cappellette (spessore 6 cm), e al momento flettente di trasporto:

$$M_R = N_R \cdot (z_{G, sol} - z_G) = - 3626 \cdot (2,880 - 1,728) \cong - 4177 \text{ kNm}$$

dove $z_{G, sol}$ e z_G sono le quote (sezione di spalla), misurate dall'intradosso della trave, rispettivamente del baricentro della soletta e del baricentro della sezione completa in acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione n_L (fenomeni lenti).

La variabilità del baricentro della trave fa sì che spostandosi lungo l'asse dell'opera si ha un progressivo aumento dell'eccentricità dello sforzo assiale dovuto al ritiro dunque, per tener conto di questo, si è creato un modello piano che metta in gioco le opportune caratteristiche geometriche e inerziali.

Inserendo N_R e M_R , precedentemente calcolati, sui nodi di spalla del modello e tenendo conto della variazione d'eccentricità (come spiegato), si sono globalmente studiati gli effetti del ritiro sulla struttura.

Le condizioni ai limiti imposte dal vincolo di appoggio previsto alle estremità della trave impongono tensioni nulle, per effetto del ritiro, in ogni punto delle sezioni di estremità. Pertanto si deve applicare alle sezioni estreme un sistema di tensioni, a risultante e momento risultante nullo, uguale e contrario a quello prodotto dal ritiro. L'effetto di questo sistema di tensioni, è apprezzabile solo nei tratti terminali lunghi quanto la maggior dimensione della sezione della trave.

Al diagramma delle tensioni risultante dalla sovrapposizione delle due fasi non corrisponde alcuna caratteristica di sollecitazione in quanto i due sforzi che si applicano nelle due fasi sono uguali e contrari (il ritiro differenziale non comporta sollecitazioni esterne). Per le condizioni ai limiti imposte dai vincoli di appoggio, il suddetto diagramma risultante di tensioni può essere presente in ogni sezione della trave tranne quelle di estremità sugli appoggi, dove le tensioni sono obbligatoriamente nulle. In tali sezioni va allora applicato il diagramma di tensioni uguali e contrarie. Poiché a tale diagramma di tensioni corrispondono caratteristiche di sollecitazione nulle, l'effetto di tale applicazione non si fa sentire oltre i tratti terminali lunghi quanto la maggior dimensione della sezione della trave.

Nei suddetti tratti ha particolare importanza lo sforzo longitudinale di scorrimento tra calcestruzzo e acciaio che, per l'equilibrio alla traslazione di ciascun tronco terminale di soletta o di nervatura, deve eguagliare il complessivo sforzo normale applicato all'una o all'altra. Tale sforzo si suppone distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave come ulteriormente specificato nel paragrafo riguardante la valutazione degli effetti prodotti sulla piolatura dal ritiro e dalla variazione termica differenziale.

7.1.5 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

Nelle strutture miste è di uso comune, vista la differente inerzia termica dei materiali costituenti la sezione, considerare una variazione uniforme sulla soletta 10°C (vedi § 6.1.3 UNI EN 1991-1-5:2004) e di trattare la variazione termica in termini analoghi al ritiro. In tal modo si tiene conto

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

anche di un'azione assiale applicata, i cui effetti, in termini di verifiche delle sezioni, possono non essere trascurabili.

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 10 = 1,2 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_{\Delta T} = \varepsilon_{\Delta T} \cdot E_c = 1,2 \cdot 10^{-4} \cdot 35013 = 4,202 \text{ MPa}$$

Pertanto l'intera sezione della trave composta è soggetta allo sforzo assiale (trazione o compressione):

$$N_{\Delta T} = (4,202 \cdot 4500 \cdot 300) \cong 5673 \text{ kN}$$

dove si è assunta una larghezza di soletta significativa per la variazione termica $b_R = 4500 \text{ mm}$, e al momento flettente di trasporto:

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot (z_{G, \text{sol}} - z_G) = 5673 \cdot (2,85 - 2,123) \cong 4124 \text{ kNm}$$

dove $z_{G, \text{sol}}$ e z_G sono le quote (sezione di spalla), misurate dall'intradosso della trave, rispettivamente del baricentro della soletta e del baricentro della sezione completa in acciaio calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione n_0 (fenomeni veloci).

La variabilità della geometria della trave fa sì che spostandosi longitudinalmente si ha una variazione dell'eccentricità dello sforzo assiale dovuto al ritiro dunque, per tener conto di questo, si è creato un modello piano che tenga conto della differenza tra l'eccentricità sulla spalla e quella che si ha nelle varie sezioni del modello.

Inserendo $N_{\Delta T}$ e $M_{\Delta T}$, precedentemente calcolati, sui nodi di spalla del modello e tenendo conto della variazione d'eccentricità (come spiegato), si sono globalmente studiati gli effetti della variazione di temperatura sulla struttura.

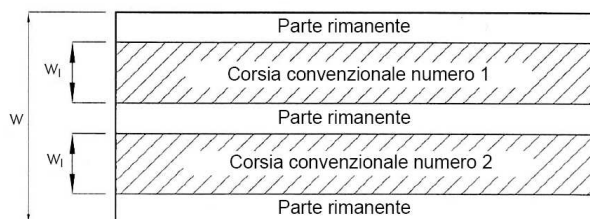
Anche per la variazione termica in soletta vale quanto detto per il ritiro relativamente ai tratti terminali di trave.

7.1.6 Carichi mobili (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:

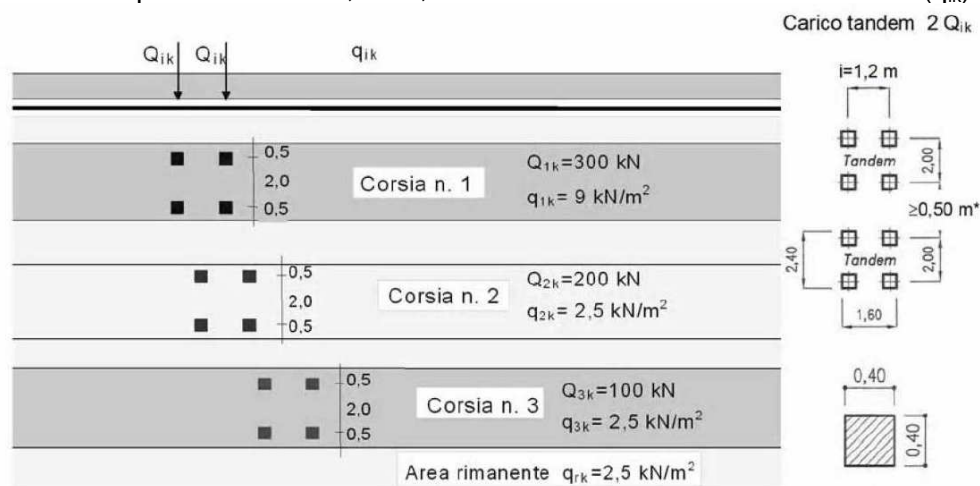
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

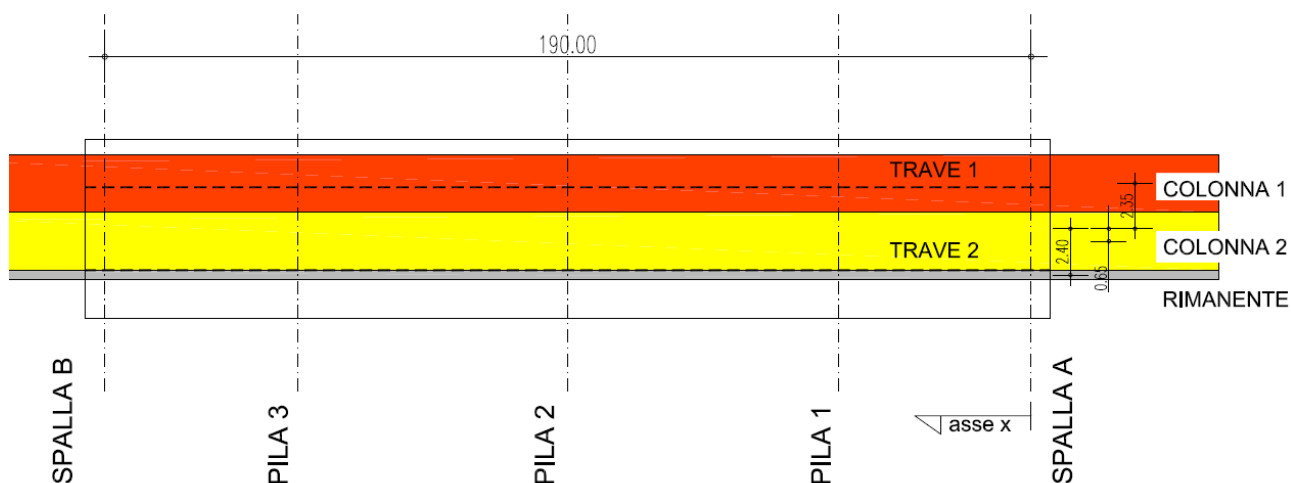
stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

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 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^a 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 ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Sulla sezione dell'impalcato in oggetto (larghezza complessiva 9,30 m – carreggiata larga 6,50 m) devono essere considerate 2 colonne di carico di larghezza 3,00 m sulla carreggiata autostradale; la parte rimanente ($q_{RK} = 2,5 \text{ kN/m}^2$) misura nel punto di larghezza massima 0,50 m. Per un maggior dettaglio si riporta nella figura sottostante la disposizione delle colonne di carico in pianta.



F2. Disposizione delle colonne di carico – vista planimetrica

La ripartizione trasversale dei carichi eccentrici sulle varie travi, e di conseguenza il valore del coefficiente di ripartizione per ogni trave $p_{i,j}$ (con “i” indice progressivo della trave e “j” indice

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

progressivo della colonna di carico), viene definita mediante il metodo di Courbon-Albenga. Tale metodologia di ripartizione è applicabile nel caso infiniti traversi rigidi; tale supposizione trova giustificazione dai dati sperimentali disponibili in letteratura (per maggior dettaglio si rimanda al riferimento in letteratura [B9]) e può essere spiegata per la presenza della soletta trasversale che agisce come una serie di traversi accostati più la presenza di traversi metallici irrigidenti ad interasse massimo di 5 m.

Le colonne di carico hanno la seguente eccentricità trasversale rispetto al baricentro del gruppo di travi nel punto più sfavorevole:

$$e_l = 2,350 \text{ m} \qquad e_R = -2,400 \text{ m}$$

$$e_{II} = -0,650 \text{ m}$$

Dai dati riportati, i coefficienti di Courbon-Albenga relativi alle travi, riferiti alle suddette colonne di carico sono i seguenti:

TRAVE 1 (TRAVE DI BORDO)	TRAVE 2
$\rho_{1,I} = 1,047$	$\rho_{2,I} = -0,047$
$\rho_{1,II} = 0,349$	$\rho_{2,II} = 0,651$
$\rho_{1,r} = -0,058$	$\rho_{2,r} = 1,058$

I coefficienti moltiplicativi per il carico accidentale dovuto al traffico sulla trave più caricata (trave di bordo), tenuto conto dei coefficienti di ripartizione e dei pesi di ogni singola colonna di carico rispetto alla colonna 1, risultano essere:

$$\alpha_{(Q_{ik})} = \left(1,047 \cdot 1 + 0,349 \cdot \frac{2}{3} \right) = 1,279$$

$$\alpha_{(q_{ik})} = \left(1,047 \cdot 1 + 0,349 \cdot \frac{2,5}{9} \right) = 1,434$$

Poiché la parte rimanente, per com'è posizionata, scarica la trave di bordo ($\rho_{1,r} < 0$), si considera non agente.

7.1.7 Incremento dinamico (q_2)

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.8 Azione di frenamento (q_3)

L'azione non è dimensionante per la verifica dell'impalcato.

7.1.9 Azione centrifuga (q_4)

In accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.6 D.M. 14 -01-2008), nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella sottostante, essendo $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Per l'opera oggetto di studio, il raggio di curvatura nel tratto iniziale è pari a $R = 353$ m, da cui si ottiene $Q_4 = 226$ kN.

Tale azione si applica come carico uniformemente distribuito sulla lunghezza dell'opera.

Sull'impalcato, oltre al carico trasversale uniformemente distribuito, viene associata anche una coppia che tende a torcere l'impalcato nel suo complesso. Tale momento torcente viene applicato mediante carichi verticali uniformemente distribuiti, uno per ogni trave, equivalente al momento di trasporto della risultante della azione del vento sull'impalcato fino alla quota che rappresenta l'asse della trave mista acciaio-calcestruzzo. Il momento che ne consegue risulta:

$$m_v = Q_4 / L^* (H_{tot} - z_G) = 226 / 190 * (3,13 - 2,123) = 1,200 \text{ kNm/m.}$$

dove:

z_G è la quota del baricentro della sezione completa in acciaio calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione per fenomeni veloci, misurate dall'intradosso della trave.

I valori dei carichi distribuiti da applicare alle singole travi si ricava considerando l'impalcato, in senso trasversale, come una trave di profondità unitaria, vincolata su 2 appoggi elastici aventi rigidità alla traslazione verticale approssimativamente costante, pari al valore . Le reazioni che nascono in corrispondenza di ogni singolo appoggio coincide con i carichi distribuiti che si stanno ricercando e sono ricavabili attraverso la relazione:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$S_i = \frac{k_i \cdot x_i \cdot m_v}{k_i \cdot \sum_j x_j^2} \cong \frac{x_i \cdot m_v}{\sum_j x_j^2}$$

dove :

k_i = rigidezza del singolo appoggio elastico

x_i = eccentricità del singolo appoggio elastico

Viene valutato il carico distribuito da applicare alla trave, considerando le diverse configurazioni resistenti. I valori risultano:

$$q_{c,1} = \frac{2,15 \cdot 1,20}{2 \cdot 2,15^2} = 0,279 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla A})$$

$$q_{c,1} = \frac{2,15 \cdot 1,20}{2 \cdot 2,15^2} = 0,279 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla B})$$

Essendo di entità di circa 20 volte inferiore all'azione del vento, l'azione centrifuga viene trascurata nel calcolo dell'impalcato.

7.1.10 Azione del vento (q_5)

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,5 m a partire dal piano stradale.

Nel caso in esame, le azioni dovute al vento dei casi di impalcato scarico e carico coincidono dato che è presente al margine dell'impalcato è presente una barriera antirumore dell'altezza di 3,5 m.

In accordo con la normativa vigente (vedi § 3.3 D.M. 14-01-2008 e § 8 UNI EN 1991-1-4:2005) l'azione del vento sull'impalcato si valuta tramite l'espressione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma

c_d è il coefficiente dinamico

Considerando che l'opera sia collocata in una zona 4 (Calabria) di Classe di rugosità D e data l'ubicazione geografica, si deve fare riferimento alla categoria di esposizione del sito I, da cui:

$$k_r = 0,17$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$z_0 = 0,01 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 2,00 \text{ m}$$

Il valore di riferimento v_b della velocità del vento si assume pari a:

$$v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s} \quad (a_s \leq a_0)$$

dove:

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0,020 \text{ s}^{-1}$$

$$a_s = 65 \text{ m}$$

L'azione da vento viene calcolata facendo riferimento ad un tempo di ritorno pari a $T_R = 200$ anni, si riporta il conseguente valore della velocità di riferimento:

$$v_b = \alpha_R \cdot v_b = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \cdot 28,00 = 30,12 \text{ m/s}$$

Da cui la pressione cinetica di riferimento vale:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 30,12^2 = 567,0 \text{ N/mq} = 0,567 \text{ kN/mq}$$

Considerando inoltre:

$$c_p = 1,40$$

$$c_d = 1,00$$

$$c_t = 1,00 \quad (\text{coefficiente di topografia})$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] = 3,207 \quad \text{per } z=20 \text{ m}$$

Si ottiene la pressione del vento pari a:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,567 \cdot 3,207 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,545 \text{ kN/mq}$$

Da cui si ottiene l'azione del vento come carico distribuito per unità di lunghezza applicato al baricentro della superficie verticale esposta al vento:

Altezza dell'impalcato

$$H_{\text{imp}} = 2,70 + 0,30 + 0,18 = 3,18 \text{ m}$$

Altezza totale della superficie esposta campata

$$H_{\text{tot}} = 3,18 + 3,50 = 6,68 \text{ m}$$

Azione del vento campata tipica

$$F_{w,x} = 6,68 \cdot 2,545 = 17,00 \text{ kN/m}$$

Sull'impalcato, oltre al carico trasversale uniformemente distribuito, viene associata anche una coppia che tende a torcere l'impalcato nel suo complesso. Tale momento torcente viene applicato mediante carichi verticali uniformemente distribuiti, uno per ogni trave, equivalente al momento di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

trasporto della risultante della azione del vento sull'impalcato fino alla quota che rappresenta l'asse della trave mista acciaio-calcestruzzo. Il momento che ne consegue risulta:

$$m_v = F_{w,x} \cdot (H_{tot}/2 - z_G) = 17,00 \cdot (6,68/2 - 2,123) = 20,70 \text{ kNm/m.}$$

dove:

z_G è la quota del baricentro della sezione completa in acciaio calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione per fenomeni veloci, misurate dall'intradosso della trave.

I valori dei carichi distribuiti da applicare alle singole travi si ricava considerando l'impalcato, in senso trasversale, come una trave di profondità unitaria, vincolata su 2 appoggi elastici aventi rigidità alla traslazione verticale approssimativamente costante, pari al valore . Le reazioni che nascono in corrispondenza di ogni singolo appoggio coincide con i carichi distribuiti che si stanno ricercando e sono ricavabili attraverso la relazione:

$$S_i = \frac{k_i \cdot x_i \cdot m_v}{k_i \cdot \sum_j x_j^2} \cong \frac{x_i \cdot m_v}{\sum_j x_j^2}$$

dove :

k_i = rigidità del singolo appoggio elastico

x_i = eccentricità del singolo appoggio elastico

Viene valutato il carico distribuito da applicare alla trave, considerando le diverse configurazioni resistenti. I valori risultano:

$$q_{v,1} = \frac{2,15 \cdot 20,70}{2 \cdot 2,15^2} = 4,81 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla A})$$

$$q_{v,2} = \frac{2,15 \cdot 20,70}{2 \cdot 2,15^2} = 4,81 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla B})$$

A favore di sicurezza si considera un carico uniformemente distribuito pari a 4,85 kN/m applicato sull'intera trave.

7.1.11 Azione sismica (q_6)

L'azione non è dimensionante per la verifica dell'impalcato.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.2 MODELLO DI CALCOLO

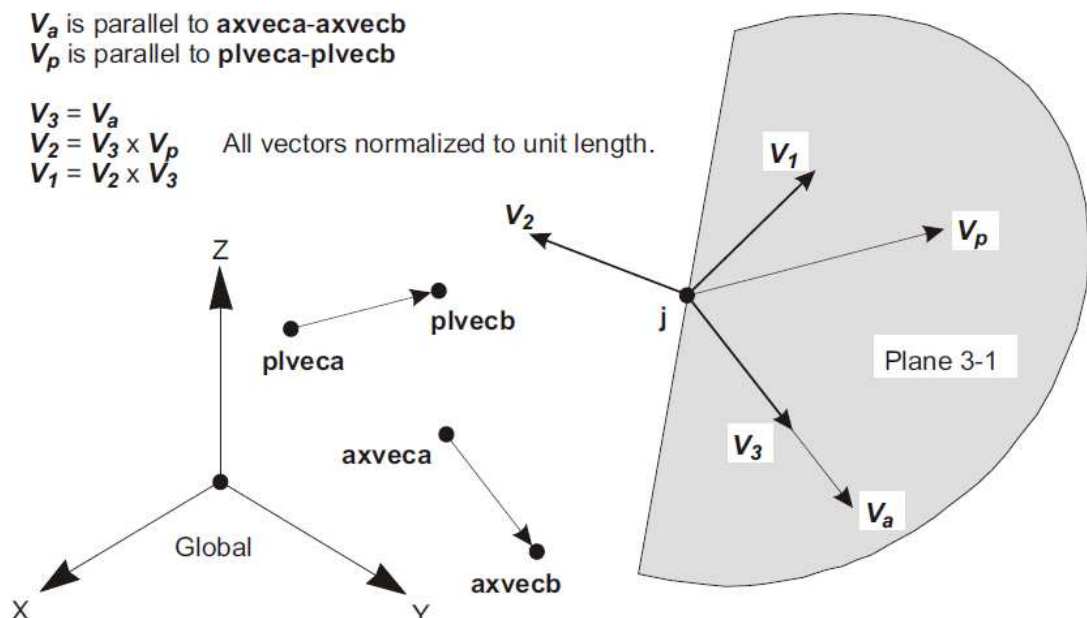
7.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice SAP 2000 (versione 14.2.2) prodotto dalla “CSI Computer and Structures Inc.” – Berkeley (CA) - USA.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell’ambito del comportamento lineare e non.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

- **“Point:**
 - comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
 - collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
 - il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento punto è:



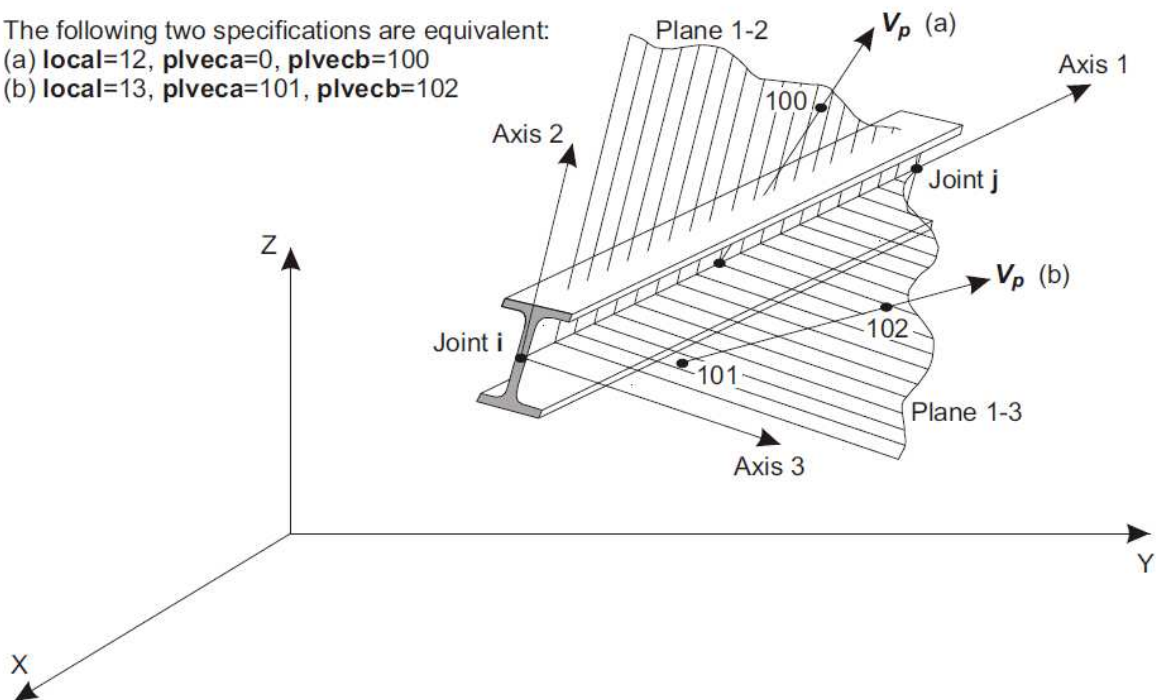
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **“Line”:**

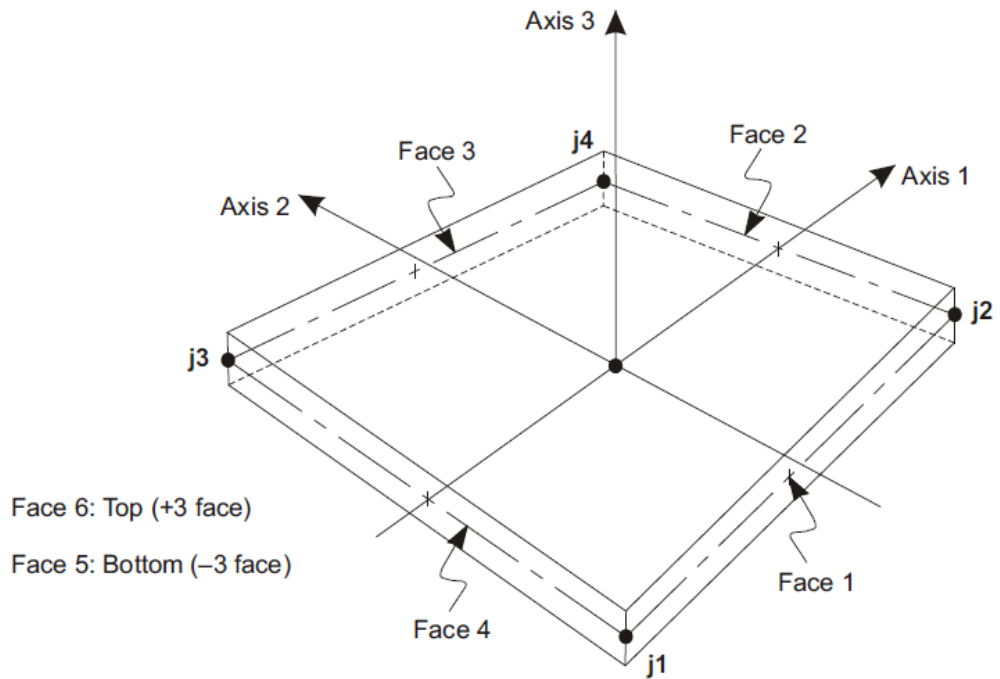
- o frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
- o collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
- o il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento linea è:

The following two specifications are equivalent:

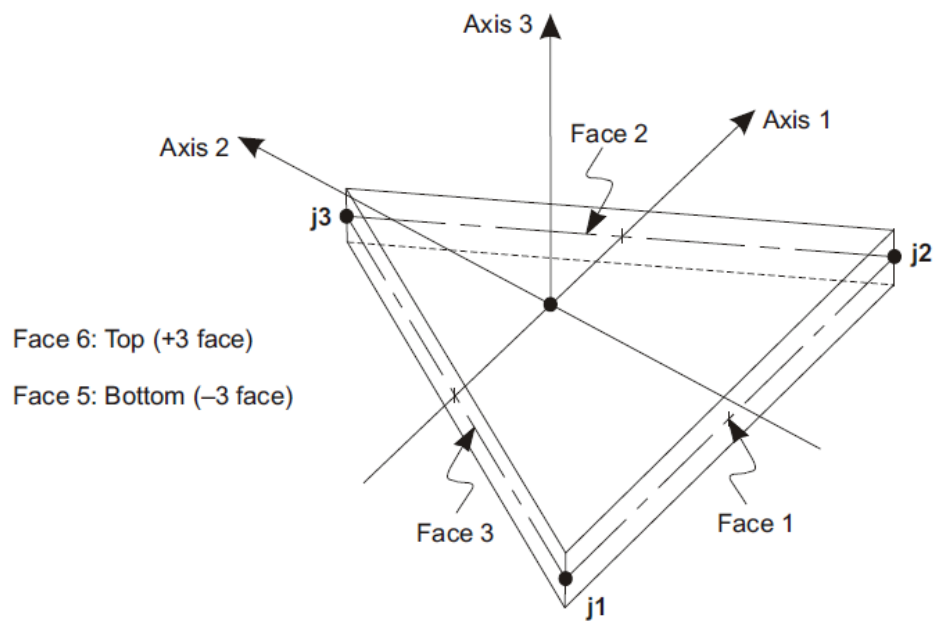
- (a) local=12, plveca=0, plvecb=100
- (b) local=13, plveca=101, plvecb=102



- **“Area”:** vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento area è:



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **“Solid”**: sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica , analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

7.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello di un graticcio di travi su 4 campate ad asse rettilineo con luce di calcolo pari a 40+55+55+40 m. Longitudinalmente sono disposte 2 travi metalliche a doppio “T” a sezione costante, a interasse costante pari a 4,30 m; trasversalmente sono disposti dei traversi metallici reticolari a interasse di 5,00 m atti a irrigidire torsionalmente l'impalcato e ad agevolare la ripartizione dei carichi trasversali sulle singole travi metalliche.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi.

Nel modello di carico la collaborazione della soletta è valutata secondo quanto già dettagliatamente descritto al § 4.4.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata soggetta ai carichi individuati al paragrafo 7.1, su un modello agli elementi finiti di tipo “beam” ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti. Le analisi, di tipo elastico lineare, sono eseguite per le fasi costruttive (montaggio della carpenteria metallica e getto della soletta) e per le situazioni di esercizio della struttura (a breve termine e a lungo termine).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la prima condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta.

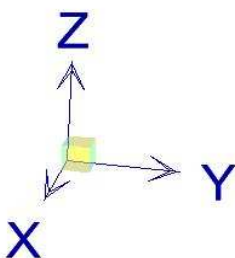
Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente n_0 . Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.

Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente n_L . Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata.

Oltre a quanto già indicato, occorre sottolineare che, essendo la struttura in iperstatica, la soletta (estradosso della struttura) non è sempre in zona compressa e quindi, in accordo con la normativa vigente (vedi § 4.3.2.2.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.4.2.3 di UNI EN 1994-2:2006) si considera che la soletta, nelle zone tese, sia fessurata per una lunghezza pari al 15% della lunghezza della campata adiacente, mentre in tutte le altre zone concorre alla resistenza della sezione reagente.

7.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

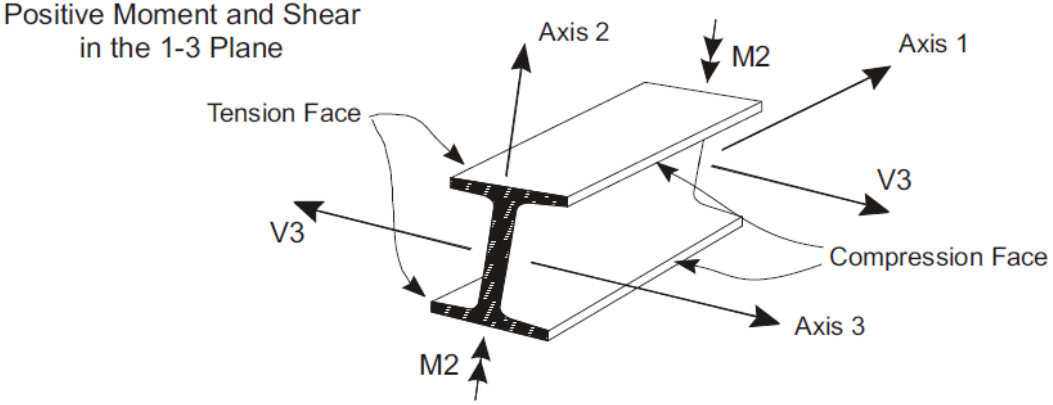
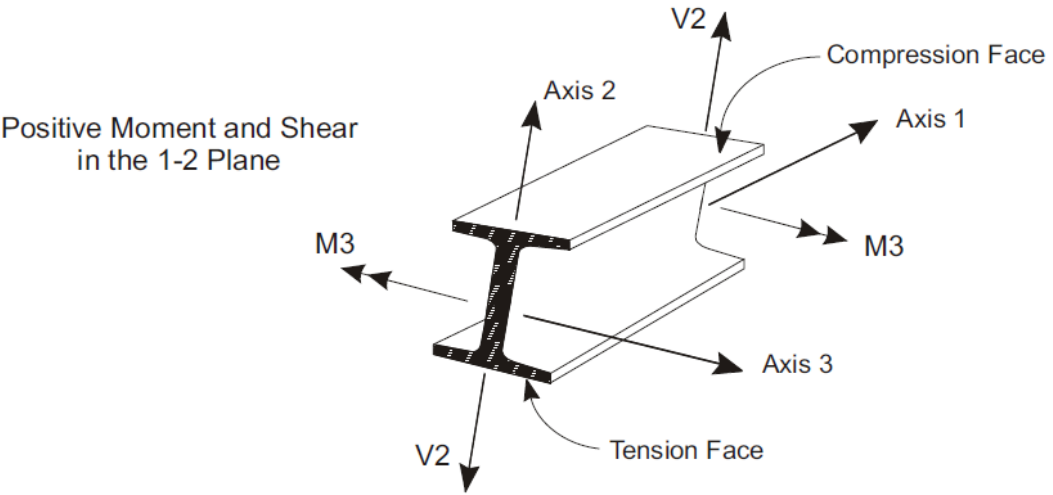
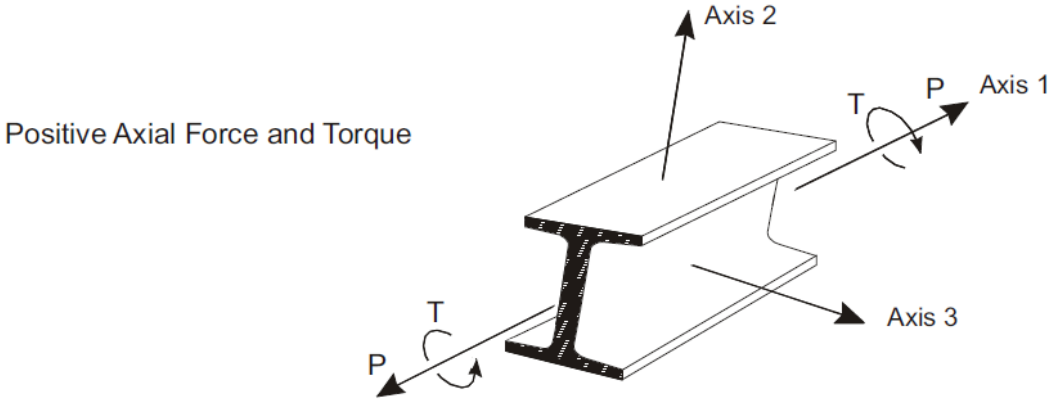
Il sistema di riferimento viene assunto con origine sulla coordinata di ascissa $x=0$, coincidente con l'asse appoggi della spalla A. La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":



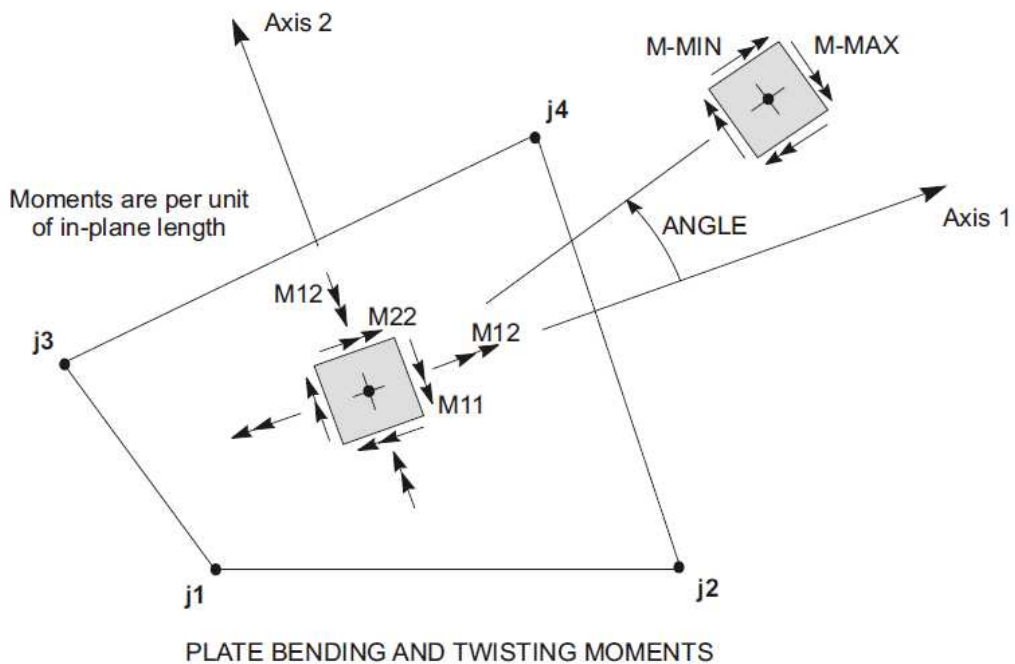
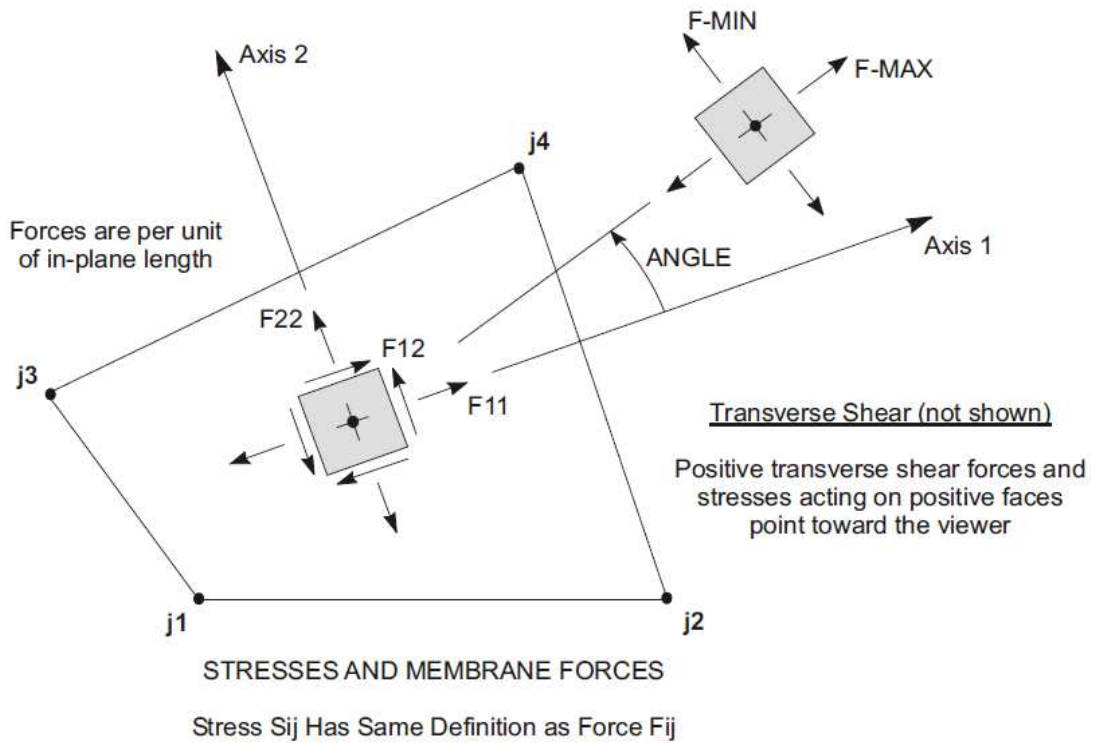
- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale dell'impalcato, positivo dalla Spalla A verso la Spalla B;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale, positivo verso destra;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0461_F0	Rev F0	Data 20/06/2011	



F3. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "line"

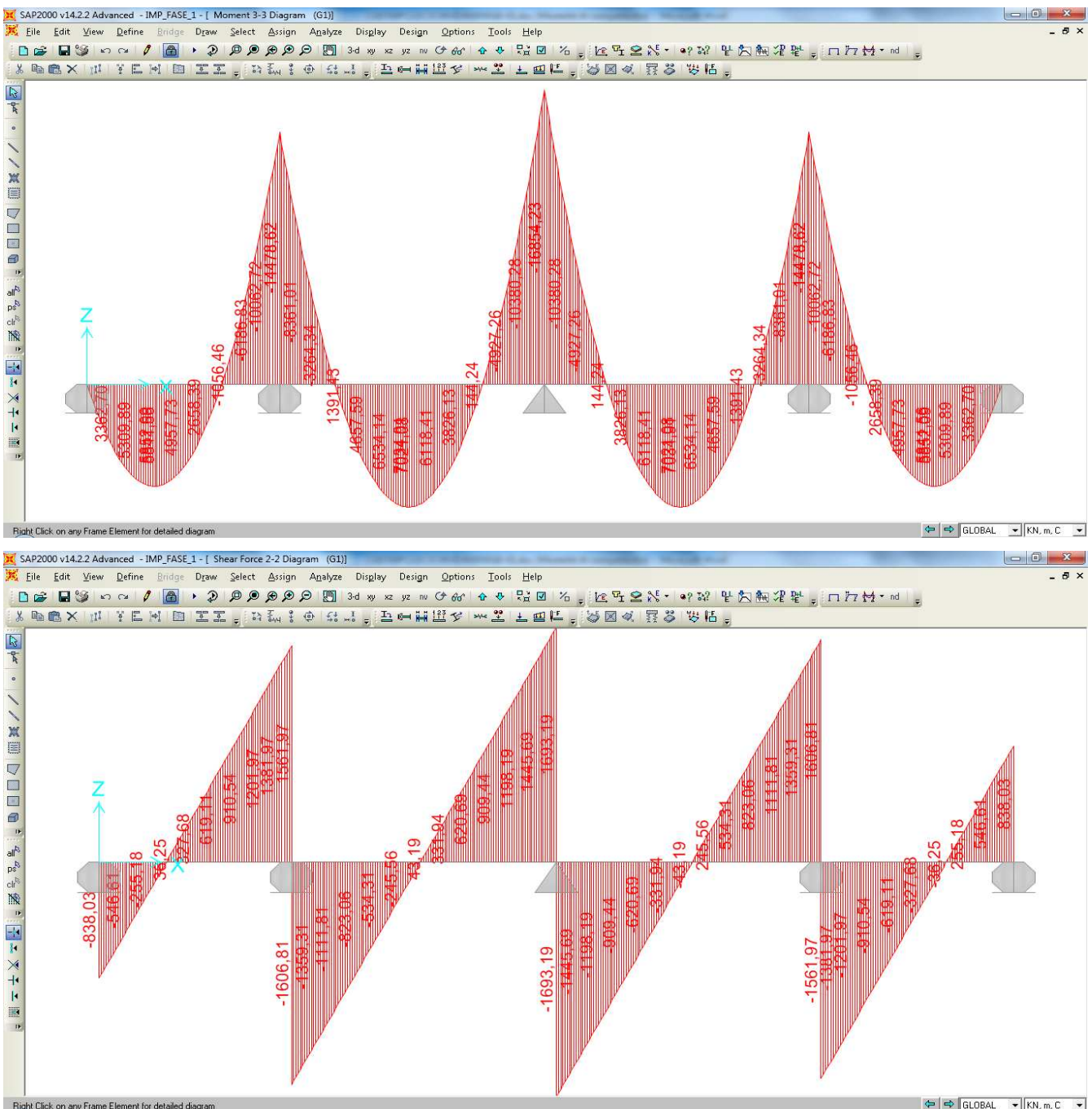


F4. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "Area"

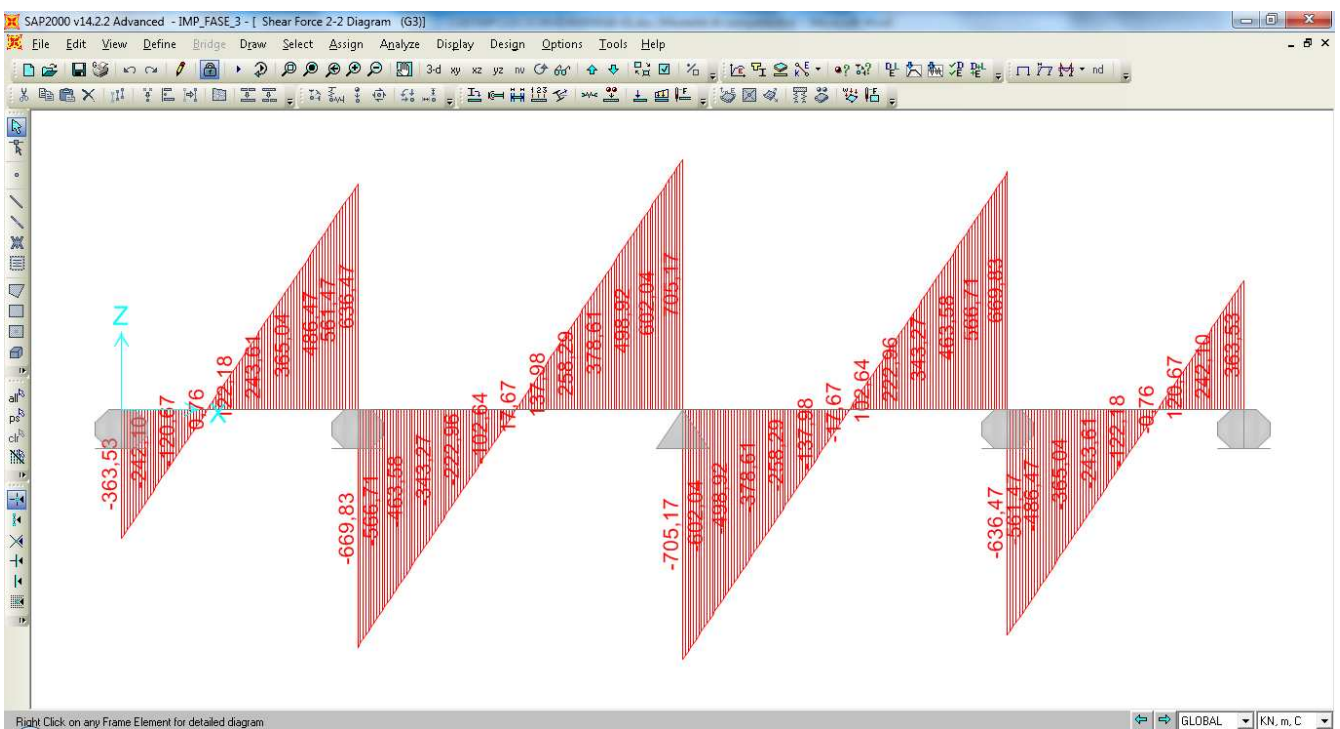
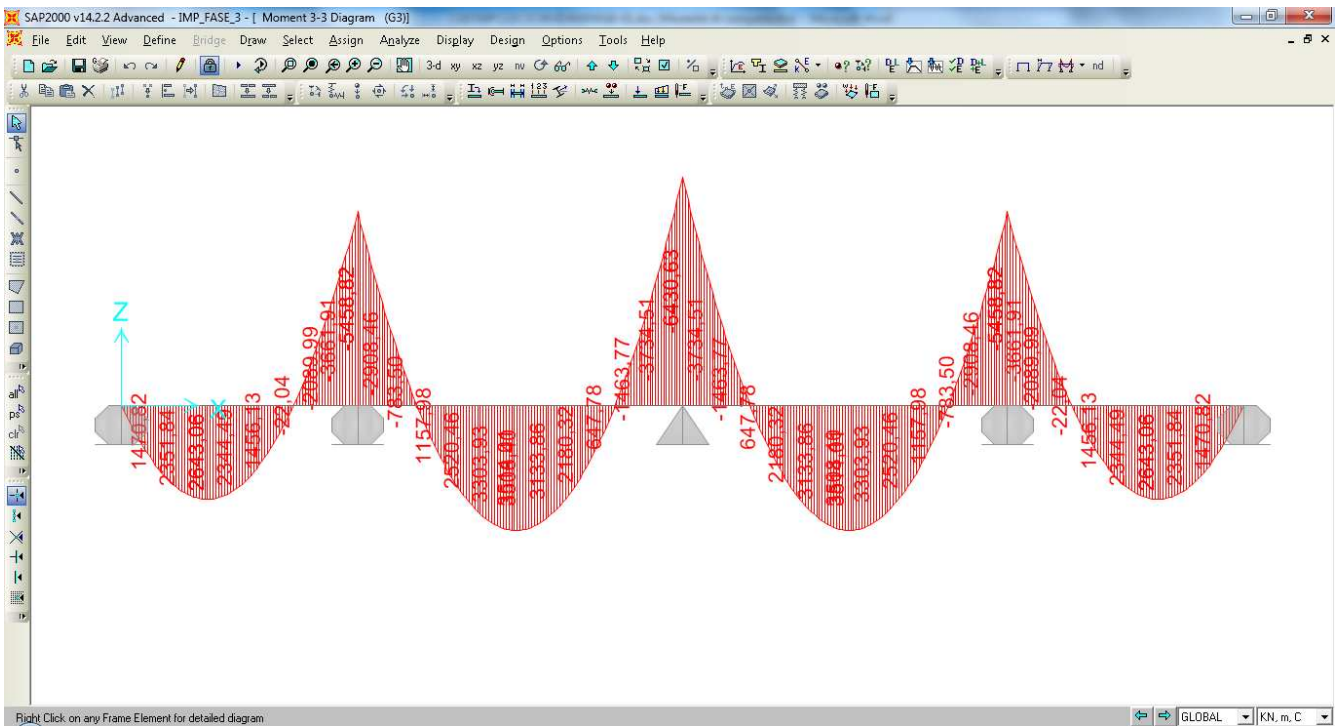
7.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione N, M e T per ogni condizione di carico elementare precedentemente individuata (vedi § 7.1).

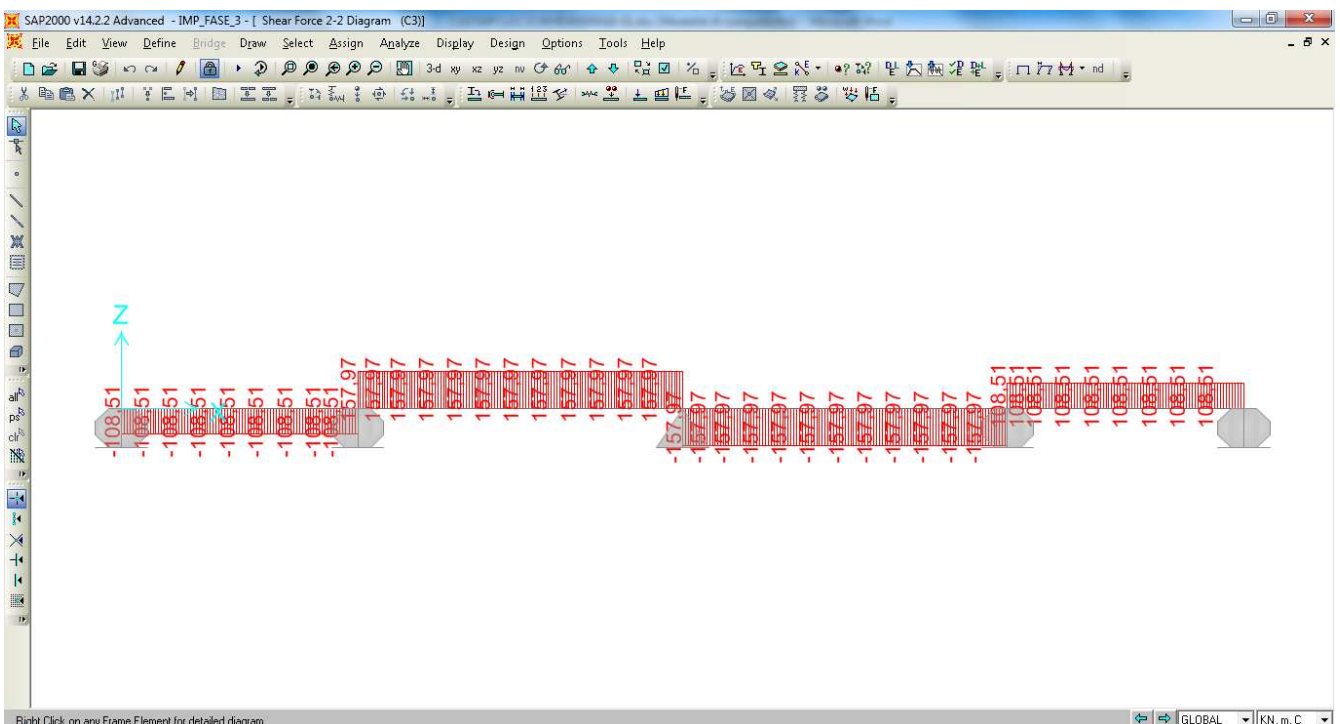
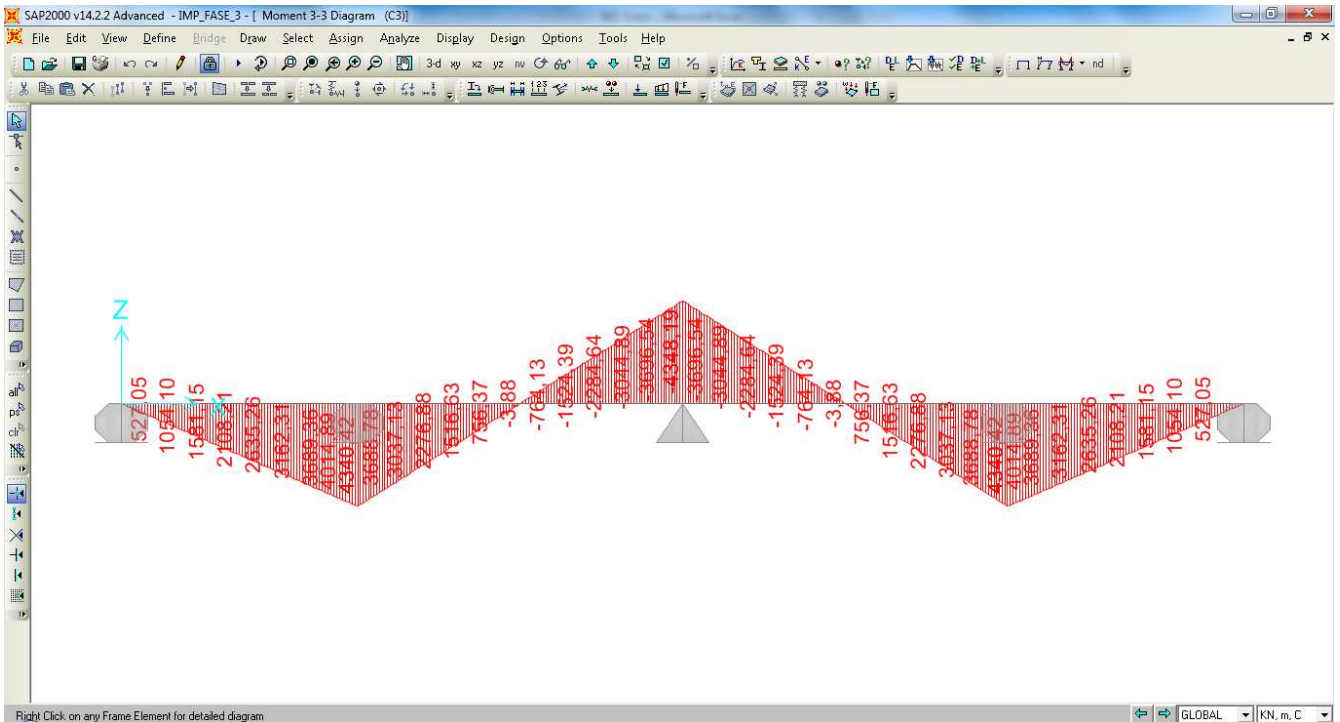
Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ g_1 ” (vedi § 7.1.1)



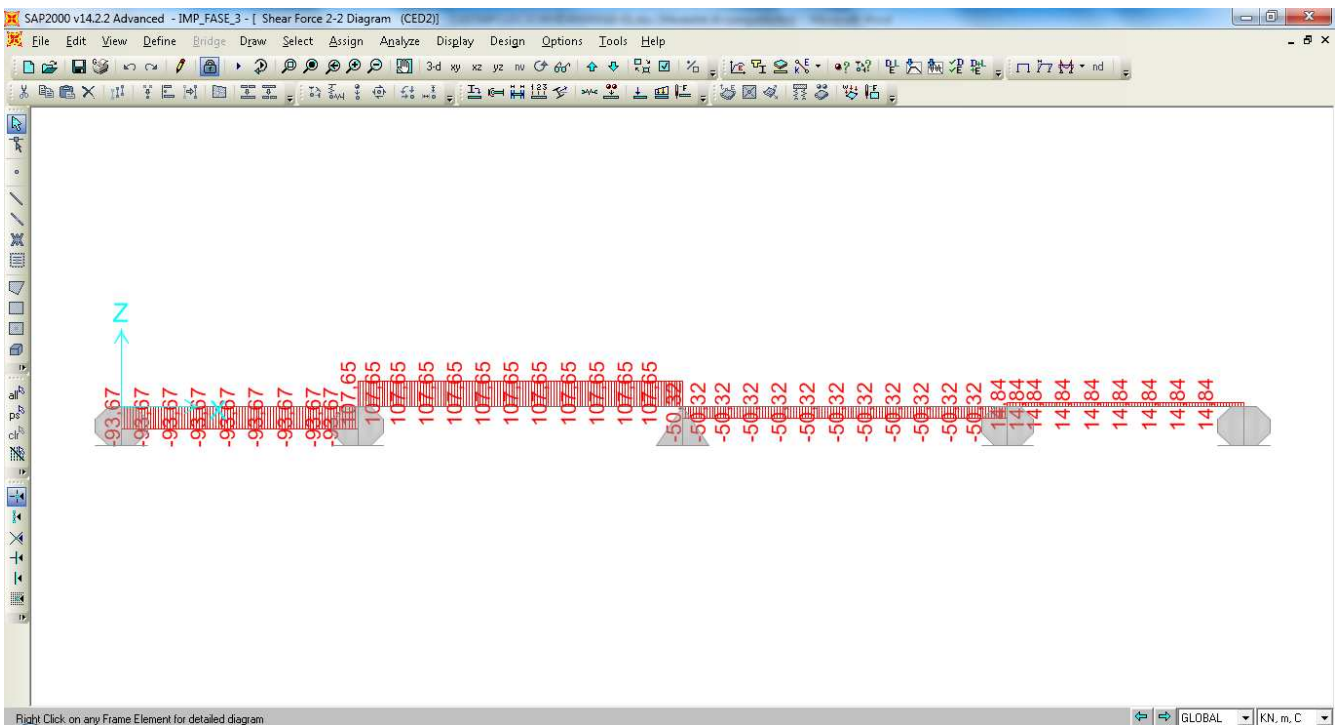
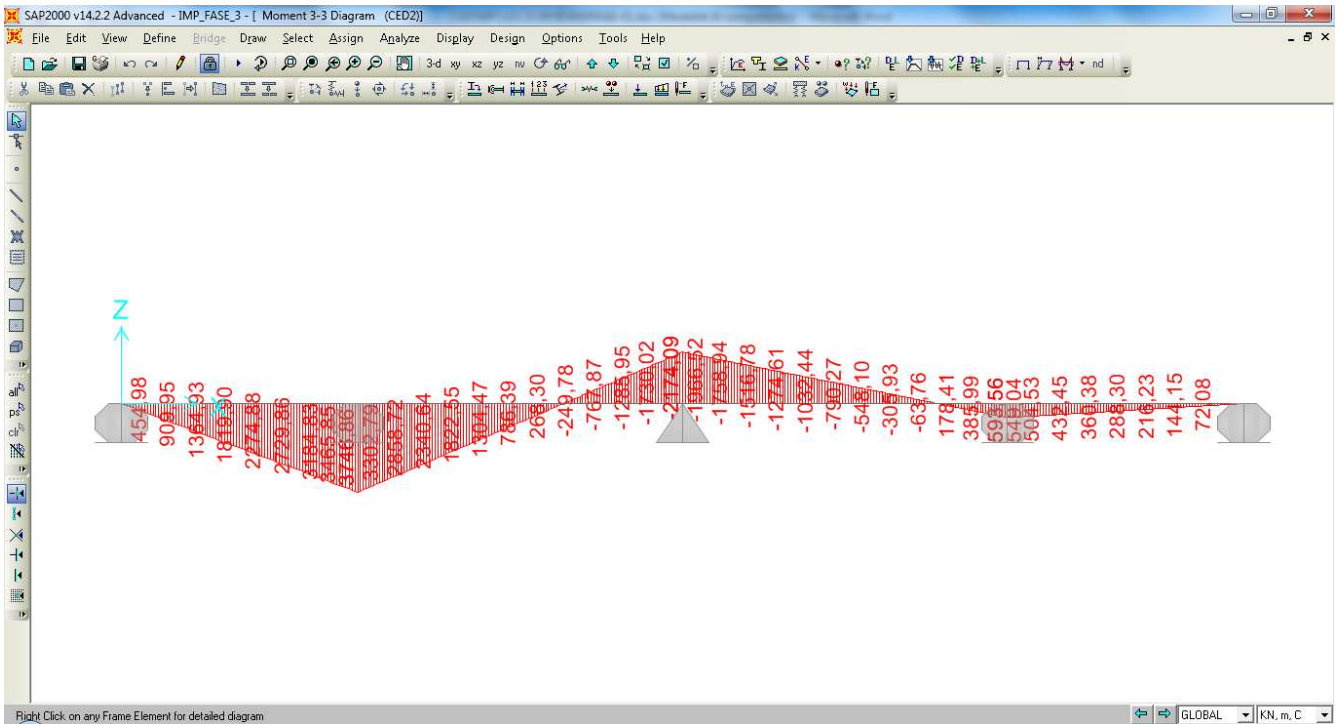
Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “q₃” (vedi § 7.1.2)



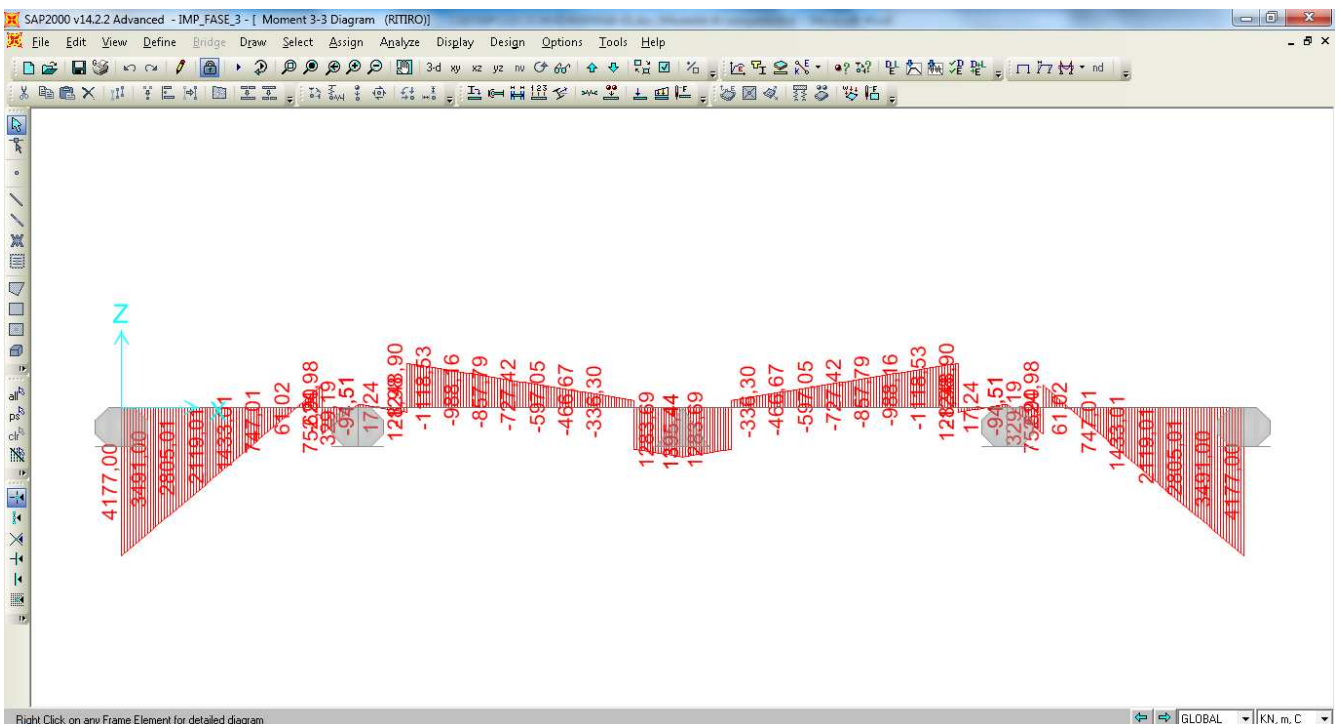
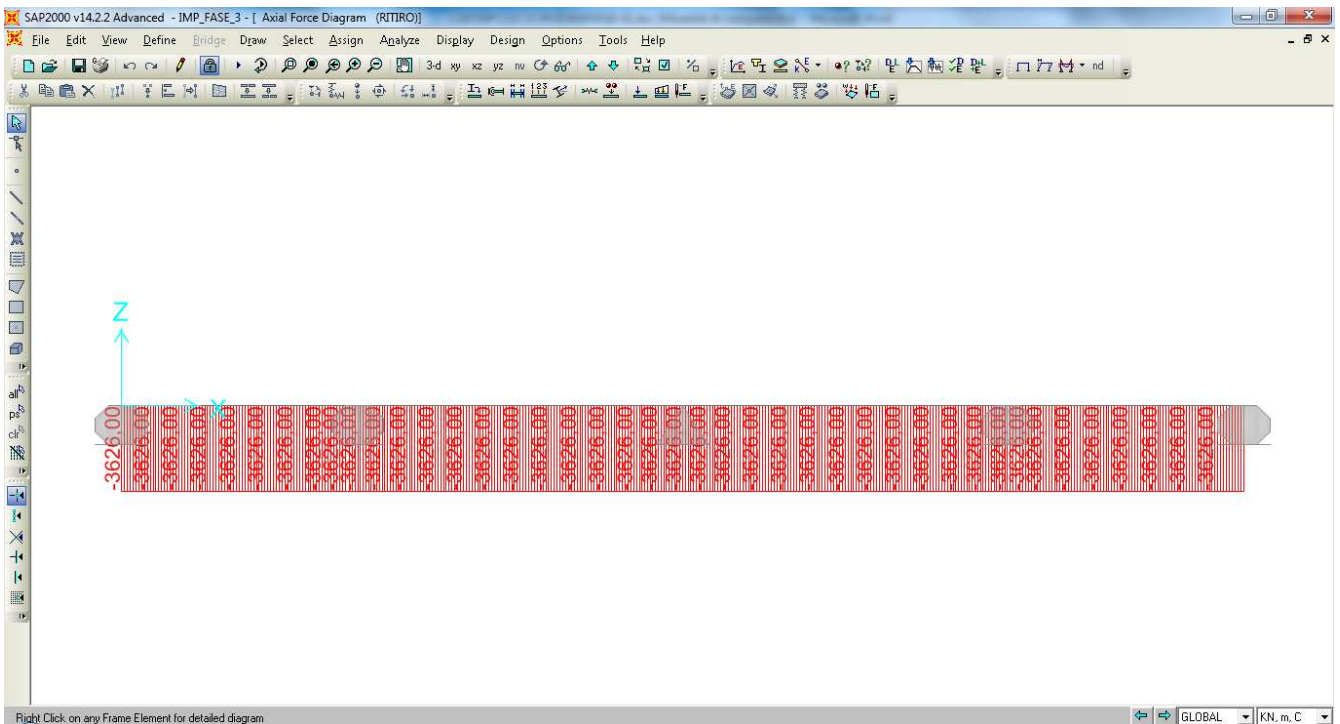
Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ ϵ_1 ” caso 1 (vedi § 7.1.3)

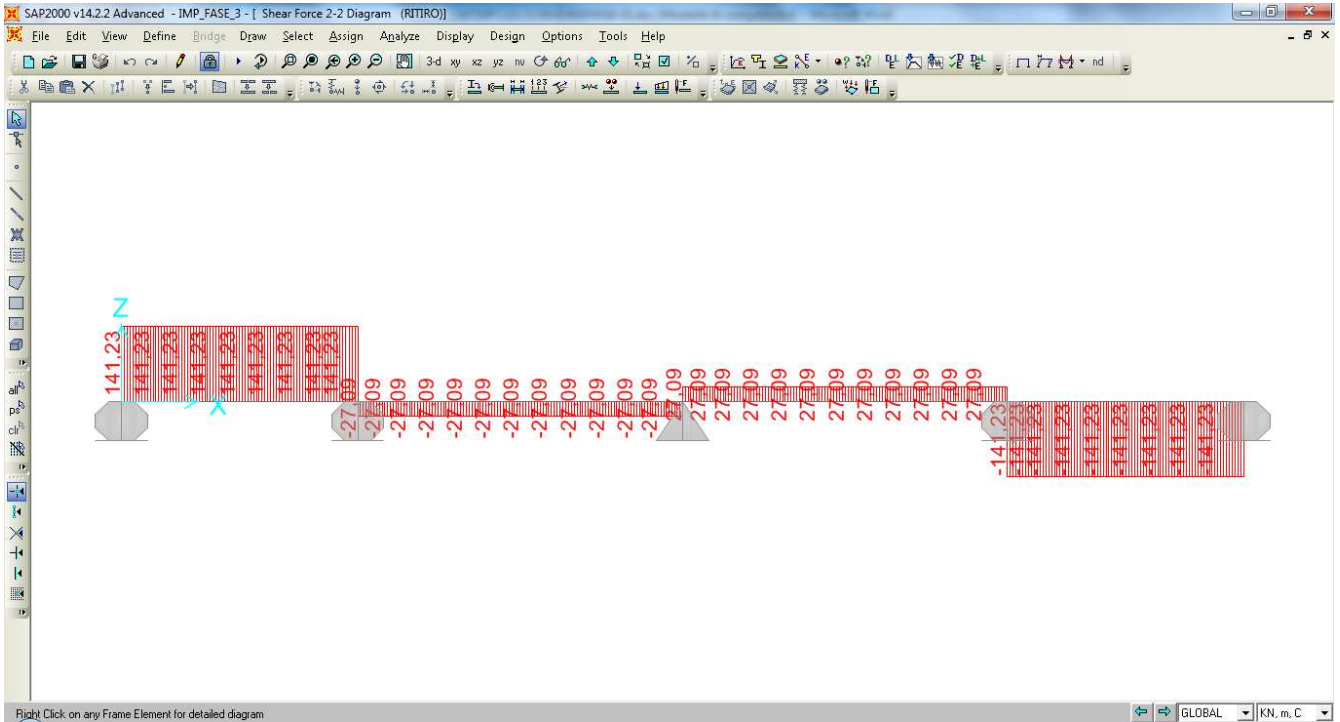


Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ ε_1 ” caso 2 (vedi § 7.1.3)

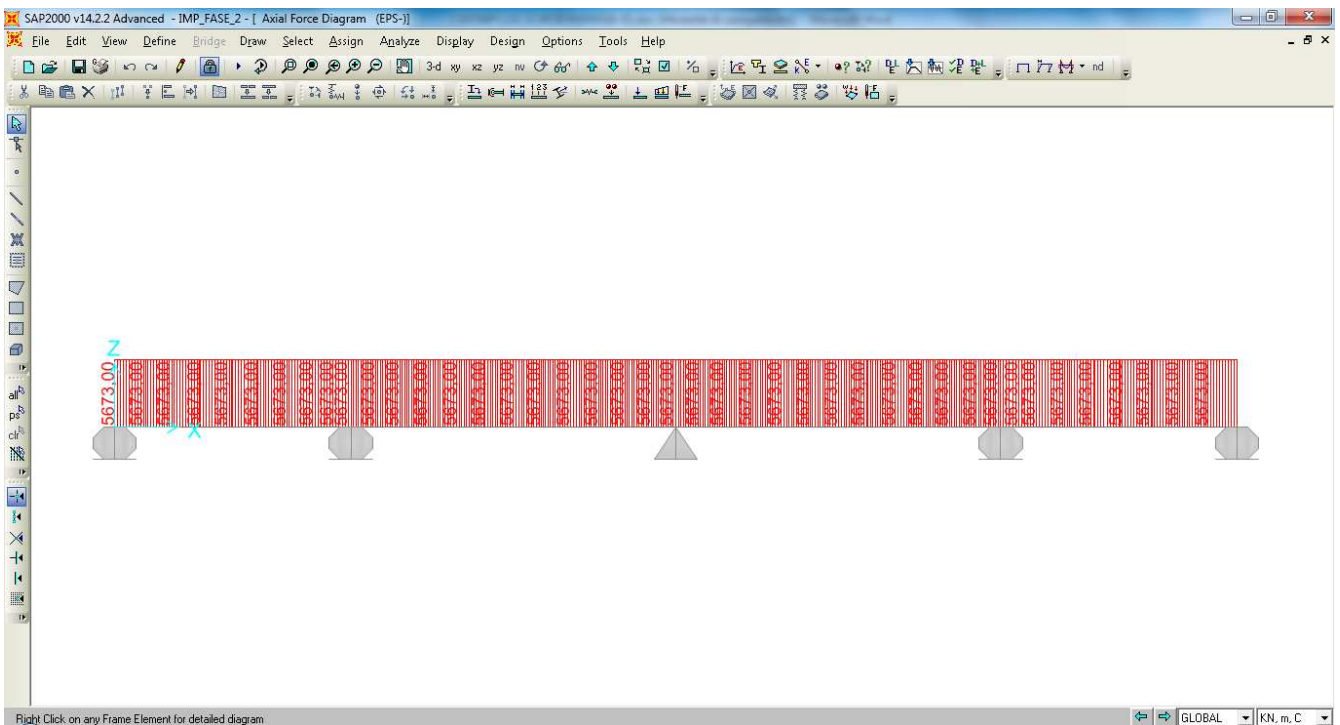


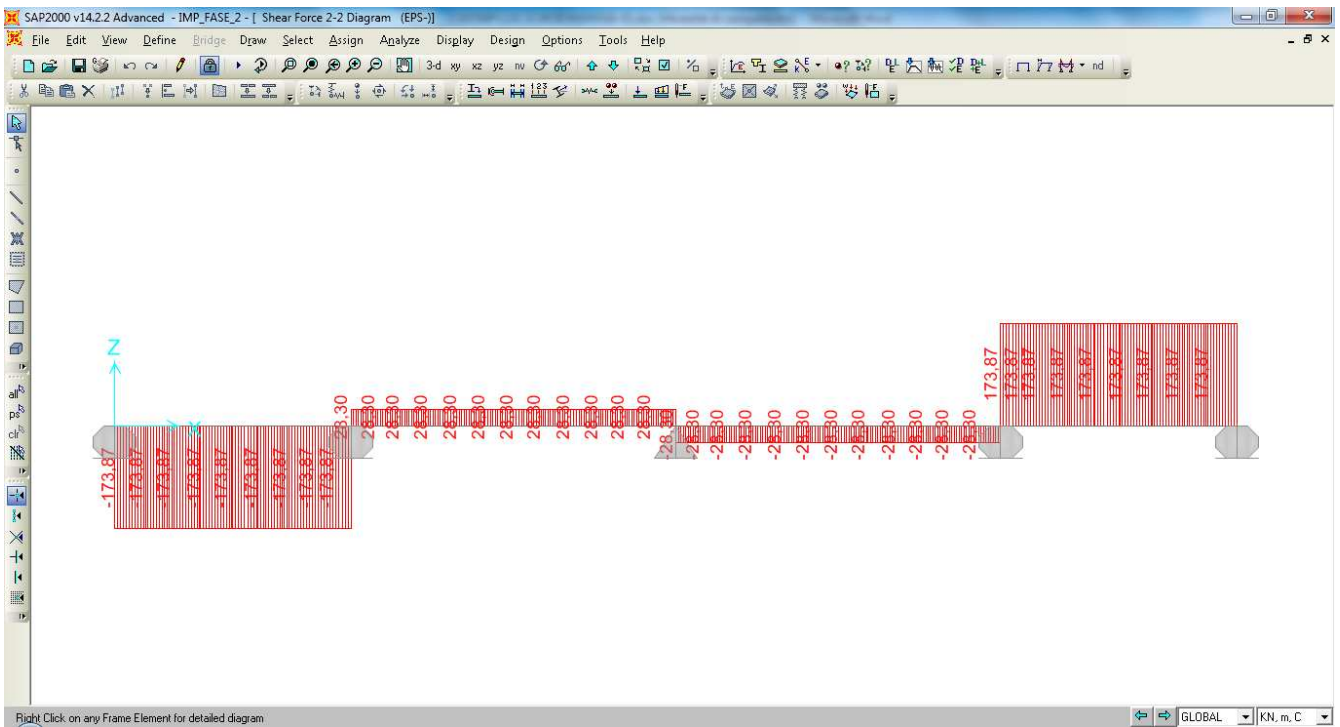
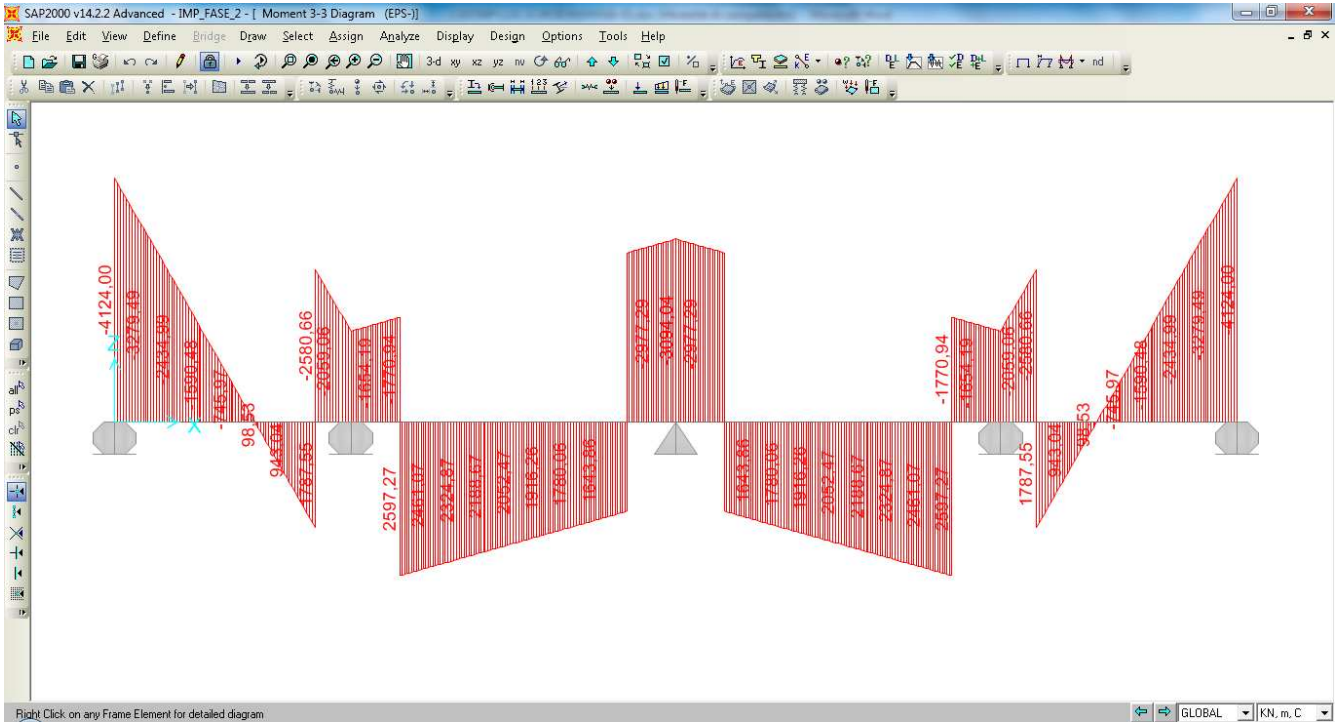
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ϵ_2 ” (vedi § 7.1.4)



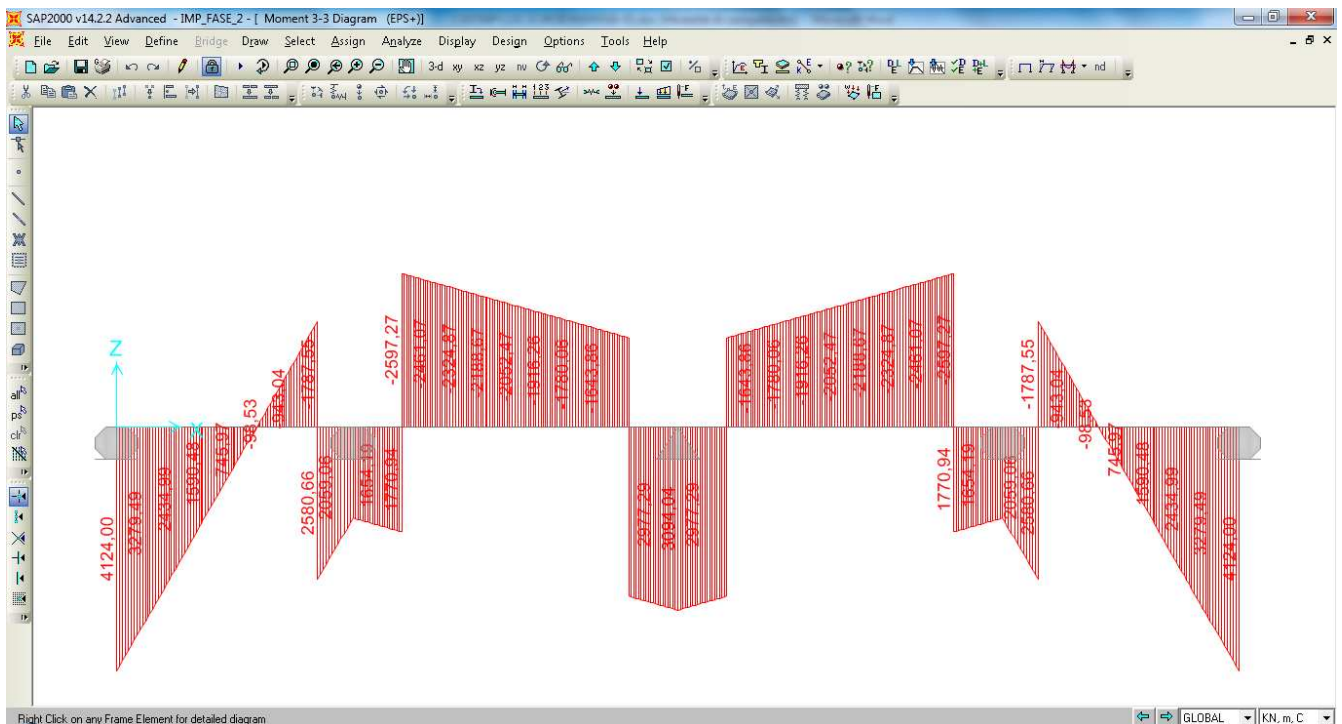
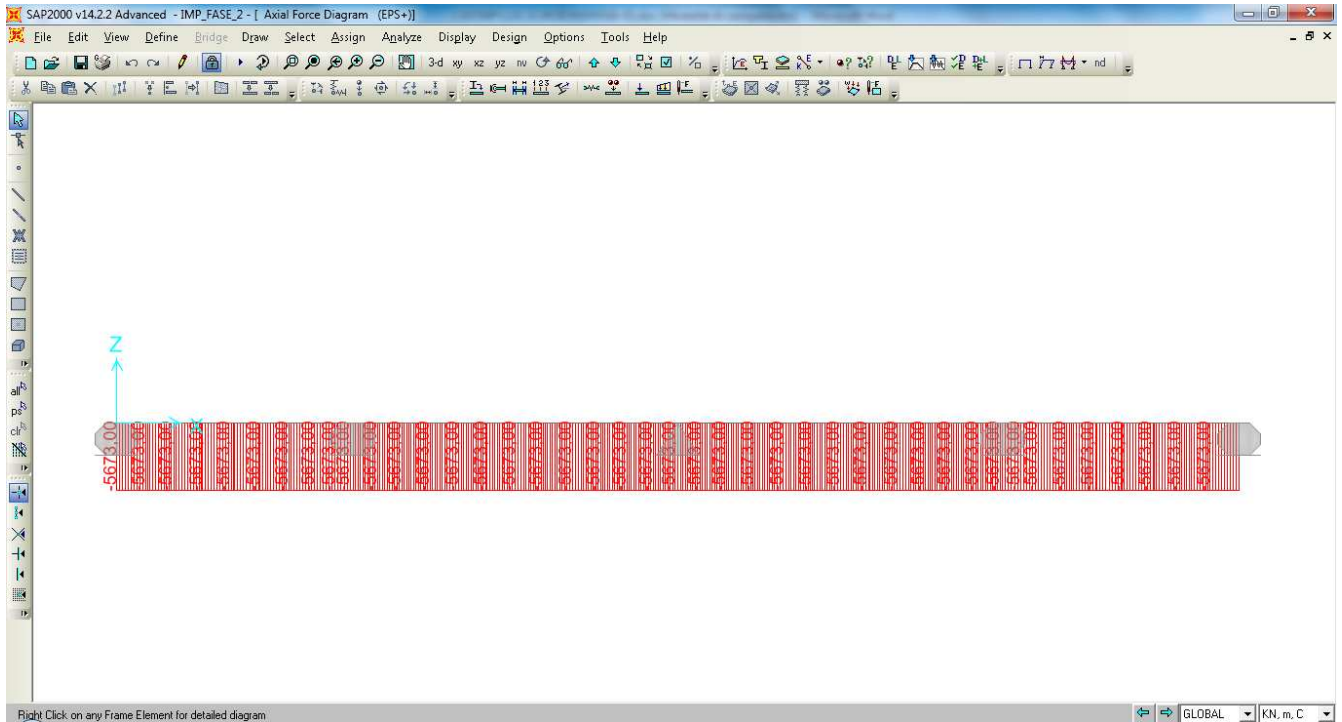


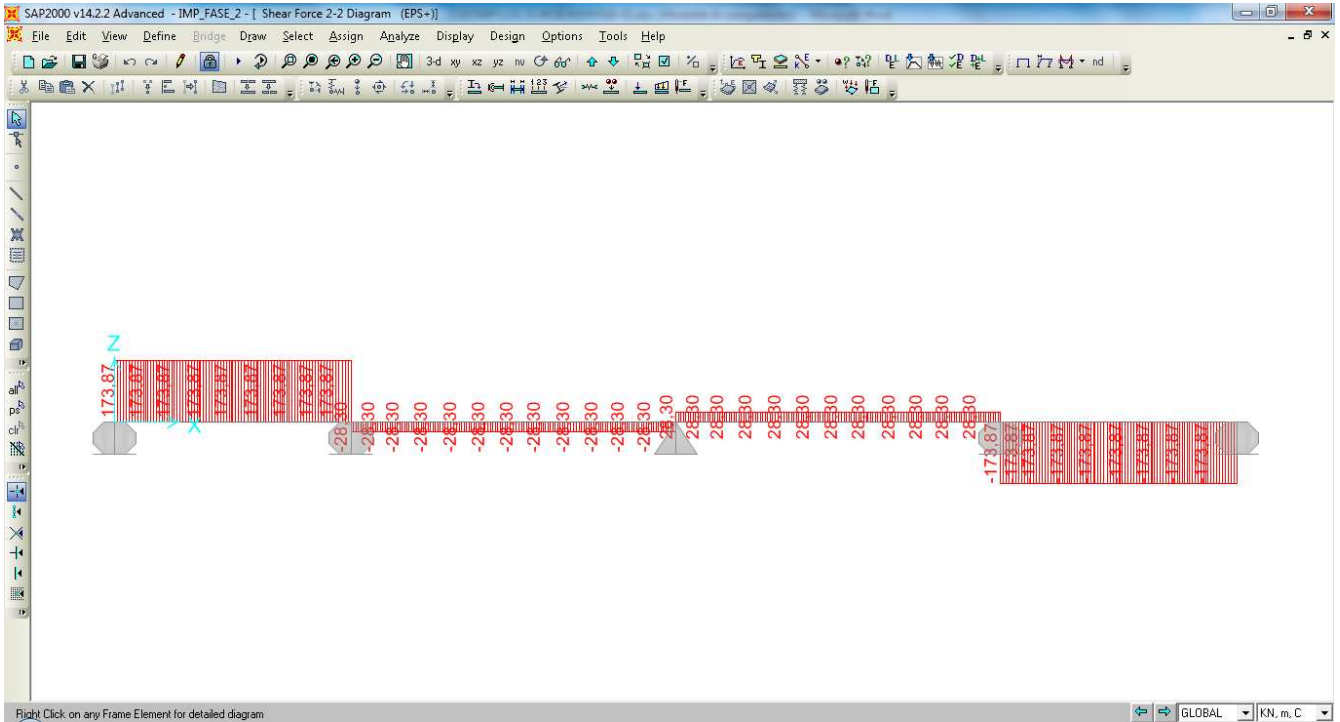
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ϵ_3 ” positivo (vedi § 7.1.5)



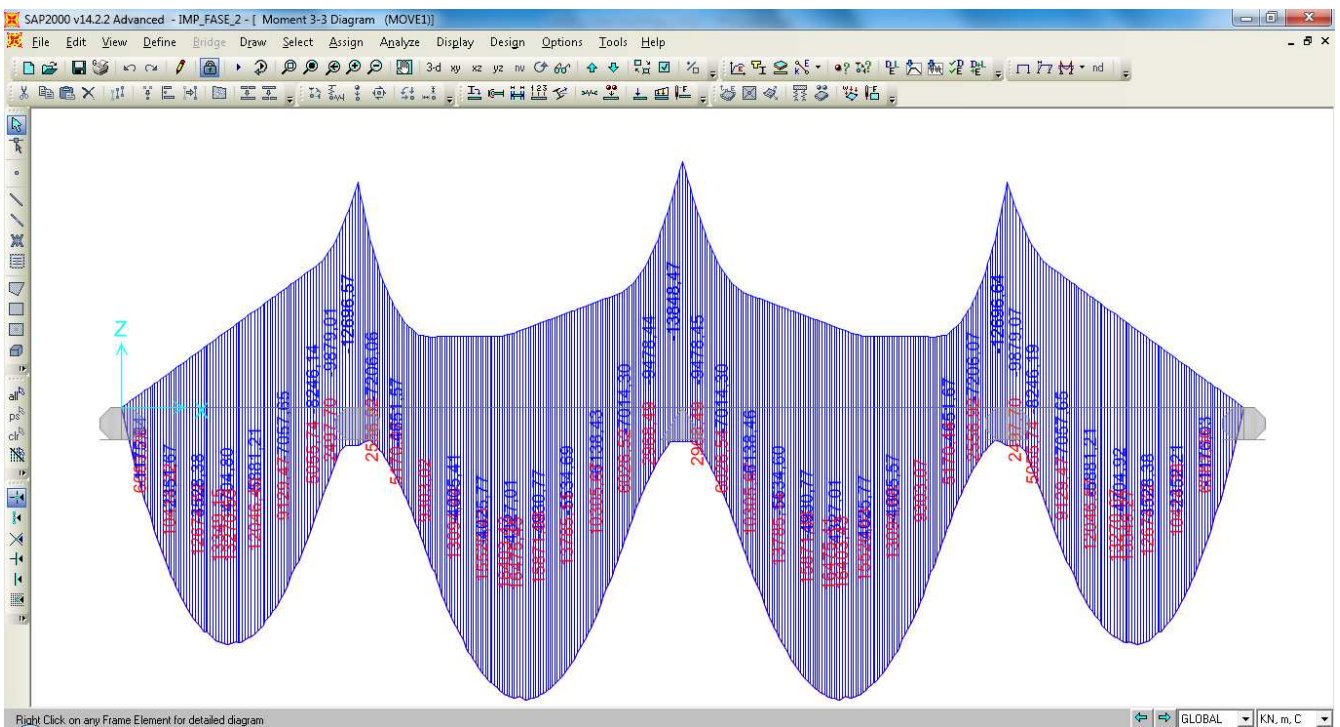


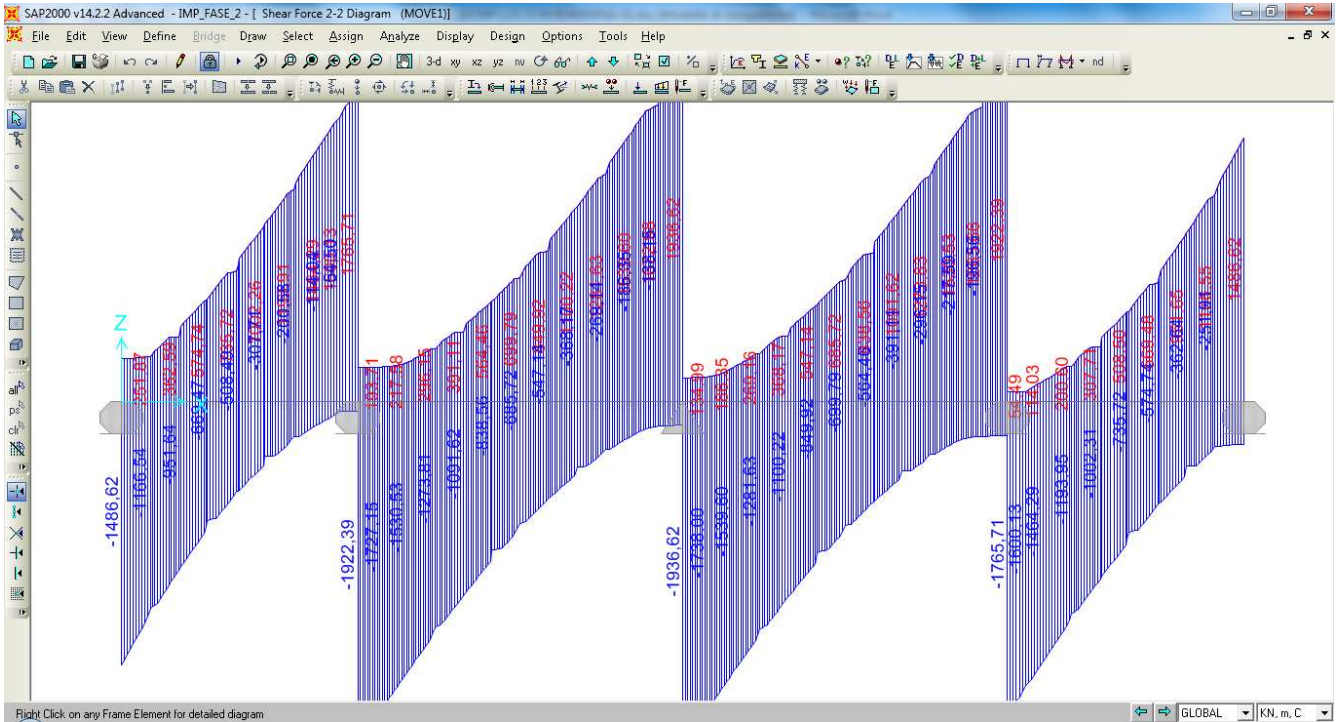
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ϵ_3 ” negativo (vedi § 7.1.5)



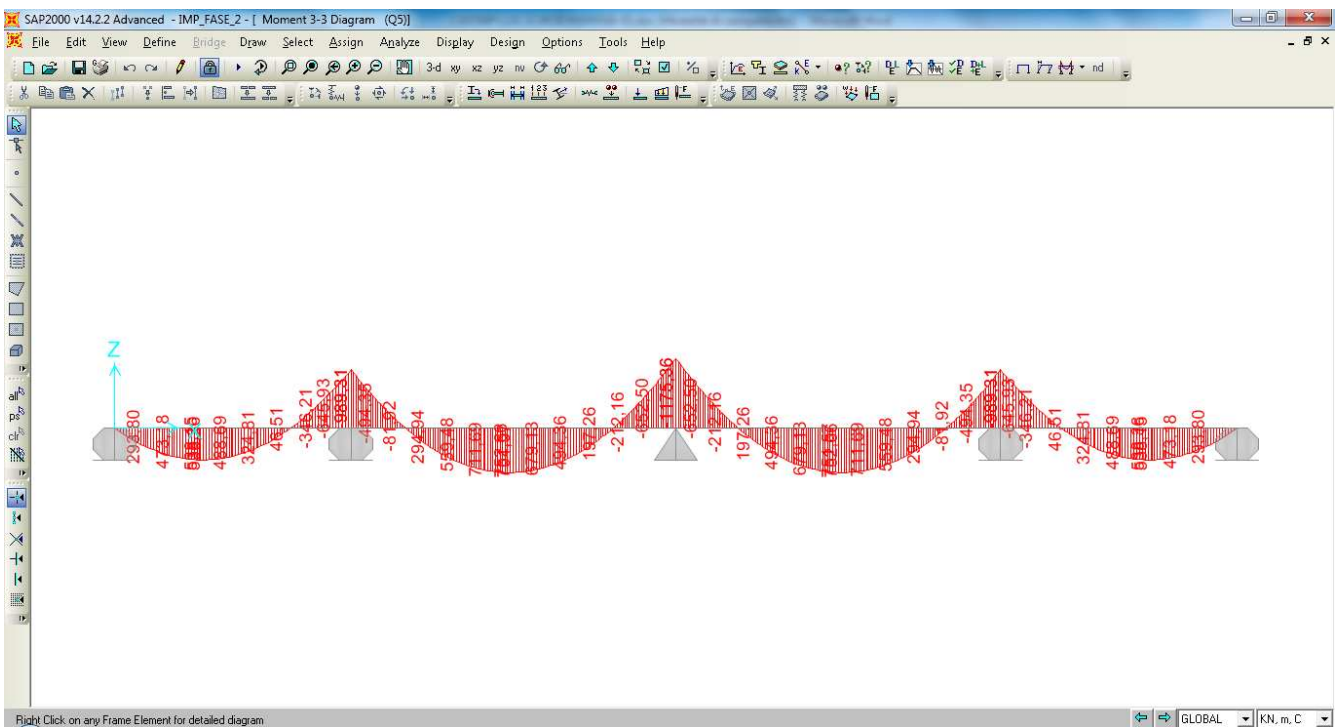


Involuppo dei diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “q₁” (vedi § 7.1.6)





Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ q_5 ” (vedi § 7.1.10)

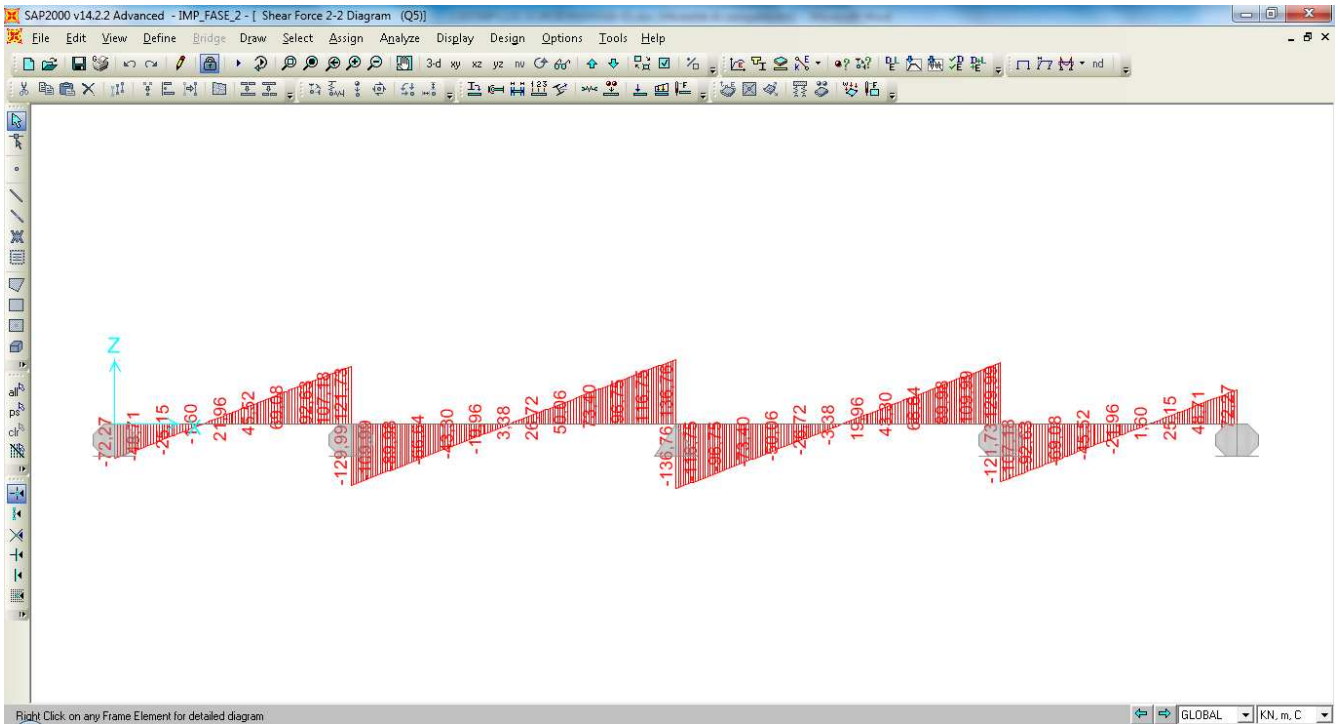


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.3.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV di [NT_1]. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

<i>Carichi sulla carreggiata</i>							<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali	
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito	
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$	
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico			
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico		
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$	
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$	
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale					

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La Tab. 5.1.V di [NT_1] fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi; il significato dei simboli è il seguente:

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

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

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

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

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

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_5</i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
<i>Neve q_5</i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi sono definite al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

con

+ implica "da combinarsi con"

\sum implica "l'effetto combinato di"

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- $SLU1 = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$
- $SLU2 = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
- Q_k carichi mobili (q_1)
- Q_5 azione compatibile del vento
- ε_1 distorsioni e cedimenti
- ε_2 ritiro del calcestruzzo
- ε_{3-} (-10 °C) variazione termica differenziale
- ε_{3+} (+10 °C) variazione termica differenziale

Nelle verifiche di resistenza delle travi è omessa la combinazione sismica precedentemente definita, in quanto non dimensionante e non significativa in rapporto alle combinazioni analizzate con i carichi mobili come condizione dominante.

7.3.2 Combinazioni per lo stato limite di fatica

Le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite in funzione delle combinazioni di carico espresse dalla relazione seguente:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

+ implica "da combinarsi con"

\sum implica "l'effetto combinato di"

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

ψ_1 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche allo stato limite di fatica sono le seguenti:

- $SLF1 = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$
- $SLF2 = G_k + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
- Q_k carichi mobili di fatica
- ε_2 ritiro del calcestruzzo
- ε_{3-} (-10 °C) variazione termica differenziale
- ε_{3+} (+10 °C) variazione termica differenziale

7.3.3 Combinazioni per gli S.L.S.

Essendo la struttura del tipo misto, le verifiche agli S.L.S. risultano superflue in quanto la struttura deve rimanere al di sotto del limite di snervamento per azioni di tipo S.L.U.; pertanto rimangono verificati anche gli S.L.S. relativi alle limitazioni di tensione. Per le travi principali dell'impalcato è deve essere considerato lo stato limite di servizio di "respiro delle anime" (vedi § 7.4 di UNI EN 1993-2:2007). Le verifiche associate a tale stato limite sono eseguite in funzione delle combinazioni di carico **frequente** espresse dalla relazione seguente:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove

+ implica "da combinarsi con"

\sum implica "l'effetto combinato di"

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Per la struttura in esame, essendo $b / t = 2615/28 = 93 \leq 30+4 \cdot L=790$ (con "b" altezza del pannello d'anima, "t" spessore del pannello d'anima, "L" lunghezza di impalcato) **la verifica a respiro delle anime risulta soddisfatta.**

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

7.4.1 Verifiche di resistenza agli SLU

Le verifiche sono eseguite in accordo con il § 6.2.1.5 di UNI EN 1994-2:2006, assumendo un'analisi elastica per il calcolo delle tensioni agenti nella struttura. Le resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione del ponte sono (vedi § 3):

- Acciaio da carpenteria S355:
 per elementi di spessore $t \leq 40$ mm $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 355 / 1,05 = 338$ MPa
 per elementi di spessore $t > 40$ mm $f_{yd} = (f_{yk} - 20) / \gamma_a = 319$ MPa

- Calcestruzzo C 32 / 40:
 resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 18,13$ MPa

- Acciaio per armature B 450 C:
 resistenza di progetto $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391$ MPa

La resistenza di calcolo della sezione in acciaio nei confronti delle tensioni normali è funzione della classificazione della sezione trasversale (vedi § 4.4). Nel caso in esame tale resistenza è valutata in campo elastico, essendo la sezione di classe 3.

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_{yk} \cdot A / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

con

- N_{Ed} e M_{Ed} sollecitazioni assiali e flessionali di progetto;
- A e W_{el} proprietà elastiche della sezione trasversale;
- γ_{M0} coefficiente parziale di sicurezza, pari ad 1,05.

La resistenza di progetto a taglio è definita come:

$$V_{c,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove:

- A_v è l'area resistente a taglio;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- γ_{M0} è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1,05;

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

Per valori di $\bar{\eta}_3$ (vedere sotto) inferiori a 0,5 non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali; per valori superiori si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui

- $M_{f,Rd}$ è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;
- $M_{Pl,Rd}$ è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Si riportano nel seguito le verifiche in corrispondenza delle sezioni critiche per l'opera in progetto.

In particolare, avendo la trave caratteristiche geometrico\inerziali costanti lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato, si sono considerate come sezioni critiche:

1. Sezione in asse Spalla – $x = 0$ m
2. Sezione in Mezzeria campata da 55 m – $x = 67,5$ m (massime azioni flettenti positive)
3. Sezione in asse pila 3 – $x = 95$ m (massime azioni flettenti negative)

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

ALTEZZA TRAVE = **2700** mm SEZIONE N°: **1** ASCISSA x = **0 m**

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

ELEMENTI	dimensione in direzione y [mm]	dimensione in direzione x [mm]	A_{xy} [mm ²]
piattabanda superiore =	40	800	32000
piattabanda inferiore =	45	1000	45000
anima =	2615	28	73220
soletta collaborante =	300	3850	1155000
armatura lenta superiore =	-	-	0,00
armatura lenta inferiore =	-	-	0,00

CARATTERISTICHE INERZIALI DELLA SEZIONE

	sezione in acciaio	sezione con soletta n=6,3	sezione con soletta n=17,53
A_{tot} [m ²]	0,1502200	0,3335533	0,2161104
y [m]	1,2368696	2,1235061	1,7287004
J [m ⁴]	0,1757206	0,3919493	0,2953974
$W_{a,ii}$ [m ³]	0,1420688	0,1845765	0,1708783
$W_{a,i}$ [m ³]	0,1474328	0,1885726	0,1754454
$W_{a,s}$ [m ³]	-0,1234747	-0,7305756	-0,3171884
$W_{a,ss}$ [m ³]	-0,1200991	-0,6798847	-0,3041260
$W_{c,i}$ [m ³]	-	-4,2832734	-5,3310611
$W_{\phi,i}$ [m ³]	-	-0,6062692	-0,2836815
$W_{\phi,s}$ [m ³]	-	-0,4800395	-0,2438682
$W_{c,s}$ [m ³]	-	-2,8172255	-4,0730426
$S_{a,i}$ [m ³]	0,0546466	0,0945453	0,0767790
$S_{a,s}$ [m ³]	0,0461802	0,1509983	0,1043244
S_{cis} [m ³]	-	0,1331905	0,0738828

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	0	0	1131,3
FASE II n=6,3	0	0	2073,15
FASE III n=17,53	0	0	491,4
FASE II (delta T) n=6,3	2969,28	-4084,56	125,28
FASE III (ritiro) n=17,53	5012,4	-4351,2	170,4

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	ΔT_{ermico}	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{id} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	3,841	9,199	13,040	
$\sigma_{a,i}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	3,500	8,435	11,936	66,291
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	-16,310	-35,937	-52,247	-99,978
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	-16,613	-36,615	-53,228	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	0,899	1,678	2,578	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	-17,143	-37,803	-54,946	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	-18,431	-40,688	-59,119	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	0,539	1,388	1,927	
$\tau_{a,i}$ [N/mm ²]	12,565	17,860	4,562	1,079	1,582	37,648	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²]	10,618	28,524	6,198	1,724	2,149	49,214	
$S_{corr.sol}$ [kN/m]	-	704,489	122,906	42,572	42,619	912,586	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$\eta_1 = 0,157 \leq 1$

$\eta_3 = 0,084 \leq 1$

(si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione)

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

ALTEZZA TRAVE = **2700** mm SEZIONE N°: **2** ASCISSA x = **67,5** m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

ELEMENTI	dimensione in direzione y [mm]	dimensione in direzione x [mm]	A_{xy} [mm ²]
piattabanda superiore =	40	800	32000
piattabanda inferiore =	45	1000	45000
anima =	2615	28	73220
soletta collaborante =	300	3850	1155000
armatura lenta superiore =	-	-	0,00
armatura lenta inferiore =	-	-	0,00

CARATTERISTICHE INERZIALI DELLA SEZIONE

	sezione in acciaio	sezione con soletta n=6,3	sezione con soletta n=17,53
A_{tot} [m ²]	0,1502200	0,3335533	0,2161104
y [m]	1,2368696	2,1235061	1,7287004
J [m ⁴]	0,1757206	0,3919493	0,2953974
$W_{a,ii}$ [m ³]	0,1420688	0,1845765	0,1708783
$W_{a,il}$ [m ³]	0,1474328	0,1885726	0,1754454
$W_{a,s}$ [m ³]	-0,1234747	-0,7305756	-0,3171884
$W_{a,ss}$ [m ³]	-0,1200991	-0,6798847	-0,3041260
$W_{c,i}$ [m ³]	-	-4,2832734	-5,3310611
$W_{\phi,i}$ [m ³]	-	-0,6062692	-0,2836815
$W_{\phi,s}$ [m ³]	-	-0,4800395	-0,2438682
$W_{c,s}$ [m ³]	-	-2,8172255	-4,0730426
$S_{a,il}$ [m ³]	0,0546466	0,0945453	0,0767790
$S_{a,s}$ [m ³]	0,0461802	0,1509983	0,1043244
S_{cis} [m ³]	-	0,1331905	0,0738828

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	9497,25	0	0
FASE II n=6,3	22926,6	0	1007,1
FASE III n=17,53	6088,9	0	94
FASE II (delta T) n=6,3	1478,16	4084,56	-20,88
FASE III (ritiro) n=17,53	0	0	0

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	ΔT_{ermico}	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{id} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²]	66,850	124,212	35,633	20,254	0,000	246,948	
$\sigma_{a,il}$ [N/mm ²]	64,417	121,580	34,705	20,084	0,000	240,787	241,333
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²]	-76,917	-31,382	-19,196	10,222	0,000	-117,272	-120,025
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²]	-79,078	-33,721	-20,021	10,071	0,000	-122,749	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²]	-	-5,353	-1,142	-1,938	0,000	-8,433	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²]	-	-37,816	-21,464	9,807	0,000	-49,472	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²]	-	-47,760	-24,968	9,166	0,000	-63,561	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²]	-	-8,138	-1,495	-2,117	0,000	-11,750	
$\tau_{a,il}$ [N/mm ²]	0,000	8,676	0,873	-0,180	0,000	9,369	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²]	0,000	13,857	1,186	-0,287	0,000	14,755	
$S_{scorr.sol.}$ [kN/m]	-	342,228	23,511	-7,095	0,000	358,644	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$\eta_1 = 0,730 \leq 1$

$\eta_3 = 0,025 \leq 1$

(si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

ALTEZZA TRAVE = 2700 mm	SEZIONE N°: 3	ASCISSA x = 95 m
--------------------------------	----------------------	-------------------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

ELEMENTI	dimensione in direzione y [mm]	dimensione in direzione x [mm]	A_{xy} [mm ²]
piattabanda superiore =	60	1100	66000
piattabanda inferiore =	60	1100	66000
anima =	2580	28	72240
soletta collaborante =	0	0	0
armatura lenta superiore =	-	-	0,00
armatura lenta inferiore =	-	-	0,00

CARATTERISTICHE INERZIALI DELLA SEZIONE

	sezione in acciaio	sezione con soletta n=6,3	sezione con soletta n=17,53
A_{tot} [m ²] =	0,2042400	0,2042400	0,2042400
y [m] =	1,3500000	1,3500000	1,3500000
J [m ⁴] =	0,2701079	0,2701079	0,2701079
$W_{a,ii}$ [m ³] =	0,2000799	0,2000799	0,2000799
$W_{a,i}$ [m ³] =	0,2093860	0,2093860	0,2093860
$W_{a,s}$ [m ³] =	-0,2093860	-0,2093860	-0,2093860
$W_{a,ss}$ [m ³] =	-0,2000799	-0,2000799	-0,2000799
$W_{c,i}$ [m ³] =	-	-	-
$W_{\phi,i}$ [m ³] =	-	-0,1902169	-0,1902169
$W_{\phi,s}$ [m ³] =	-	-0,1698792	-0,1698792
$W_{c,s}$ [m ³] =	-	-	-
$S_{a,i}$ [m ³] =	0,0871200	0,0871200	0,0871200
$S_{a,s}$ [m ³] =	0,0871200	0,0871200	0,0871200
S_{cis} [m ³] =	-	-	-

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	-22754,25	0	2286,9
FASE II n=6,3	-19754,55	0	2738,25
FASE III n=17,53	-13028,5	0	1111,1
FASE II (delta T) n=6,3	-2228,4	4084,56	20,88
FASE III (ritiro) n=17,53	0	0	0

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	ΔT_{ermico}	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{id} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²] =	-113,726	-98,733	-65,116	8,861	0,000	-268,714	
$\sigma_{a,i}$ [N/mm ²] =	-108,671	-94,345	-62,222	9,356	0,000	-255,883	-283,843
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²] =	108,671	94,345	62,222	30,641	0,000	295,880	320,369
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²] =	113,726	98,733	65,116	31,136	0,000	308,712	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²] =	-	-	-	-	-	-	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²] =	-	103,853	68,493	31,714	0,000	204,060	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²] =	-	116,286	76,693	33,116	0,000	226,095	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²] =	-	-	-	-	-	-	
$\tau_{a,i}$ [N/mm ²] =	26,343	31,542	12,799	0,241	0,000	70,925	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²] =	26,343	31,542	12,799	0,241	0,000	70,925	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$$\eta_1 = \mathbf{0,913} \leq 1$$

$$\eta_3 = \mathbf{0,121} \leq 1$$

(si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.4.2 Verifiche dell'instabilità dell'anima soggetta a taglio (SHEAR BUCKLING)

Le verifiche sono eseguite in accordo con il § 4.2.4.1.2 del D.M. 14.01.2008 e § 5 di UNI EN 1993-1-5:2006. Le resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione del ponte sono (vedi § 3):

- Acciaio da carpenteria S355:

per elementi di spessore $t \leq 40$ mm	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1,05$	= 338 MPa
per elementi di spessore $t > 40$ mm	$f_{yd} = (f_{yk} - 20) / \gamma_{M0}$	= 319 MPa
per elementi di spessore $t \leq 40$ mm	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} = 355 / 1,10$	= 323 MPa
per elementi di spessore $t > 40$ mm	$f_{yd} = (f_{yk} - 20) / \gamma_{M1}$	= 303 MPa

La resistenza di progetto a taglio è definita come somma di due contributi (anima $V_{bw,Rd}$, e piattabande $V_{bf,Rd}$):

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yk} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

dove:

- h_w e t sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;
- γ_{M1} è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1,10;
- η è un coefficiente assunto pari a 1,20.

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

Per una trattazione dettagliata di tutti i termini presenti nella relazione di verifica e nelle successive pagine si rimanda alla normativa UNI EN 1993-1-5:2006, paragrafi 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e APPENDICE A.

Si riportano nel seguito le verifiche in corrispondenza delle sezioni critiche per l'opera in progetto. In particolare, avendo la trave caratteristiche geometrico\inerziali costanti lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato, si sono considerate come sezioni critiche:

1. Sezione in asse Spalla – $x = 0$ m
2. Sezione in asse pila 3 – $x = 95$ m (massime azioni taglianti)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

ALTEZZA TRAVE =	2700	mm	SEZIONE N°: 1	ASCISSA x = 0 m
-----------------	-------------	----	---------------	-----------------

$h_w/t =$	93,3929	rapporto tra spessore e altezza dell'anima
$h_w/t \leq 72\varepsilon / \eta \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima non irrigidita)
$h_w/t \leq 31\varepsilon \sqrt{k_\tau} / \eta \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima irrigidita)
a [mm] =	2.500,00	passo degli irrigidimenti in direzione longitudinale al ponte
h_w [mm] =	2.615,00	altezza dell'anima della trave
t [mm] =	28,00	spessore dell'anima della trave
b_f [mm] =	800,00	larghezza flangia sup.
t_f [mm] =	40,00	altezza flangia sup.
C =	651,74	
$\eta =$	1,20	
$\alpha =$	0,96	rapporto fra il passo degli irrigidimenti trasversali e l'altezza dell'anima
I_{sl} [mm ⁴] =	0,00	somma dei momenti di inerzia degli irrigidimenti longitudinali
$k_{\tau sl} =$	0,000	
$k_\tau =$	9,843	coefficiente di shear buckling
σ_E [N/mm ²] =	21,783	
τ_{cr} [N/mm ²] =	214,41	
$\lambda_w =$	0,978	parametro di snellezza
end support =	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">NO END POST ▼</div>	
$\chi_w =$	0,849	coefficiente del contributo dell'anima allo shear buckling
$M_{f,Rd}$ [kNm] =	27.444,73	momento resistente della sezione
$n_{rid} =$	0,6760	coefficiente riduttivo da considerare in presenza di azione assiale
$V_{bw,Rd}$ [kN] =	11.579,04	contributo dell'anima allo shear buckling
$V_{bf,Rd}$ [kN] =	516,50	contributo delle flange allo shear buckling
VERIFICA $\eta_3 =$	0,34	≤ 1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ALTEZZA TRAVE =	2700	mm	SEZIONE N°:	2	ASCISSA x =	95 m
-----------------	-------------	----	-------------	----------	-------------	-------------

$h_w/t =$	92,1429	rapporto tra spessore e altezza dell'anima
$h_w/t \leq 72 \varepsilon / \eta \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima non irrigidita)
$h_w/t \leq 31 \varepsilon \sqrt{k_T} / \eta \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima irrigidita)
a [mm] =	2.500,00	passo degli irrigidimenti in direzione longitudinale al ponte
h_w [mm] =	2.580,00	altezza dell'anima della trave
t [mm] =	28,00	spessore dell'anima della trave
b_f [mm] =	1.100,00	larghezza flangia inf.
t_f [mm] =	60,00	altezza flangia inf.
C =	709,99	
$\eta =$	1,20	
$\alpha =$	0,97	rapporto fra il passo degli irrigidimenti trasversali e l'altezza dell'anima
I_{sl} [mm ⁴] =	0,00	somma dei momenti di inerzia degli irrigidimenti longitudinali
$k_{Tsl} =$	0,000	
$k_T =$	9,687	coefficiente di shear buckling
σ_E [N/mm ²] =	22,378	
τ_{cr} [N/mm ²] =	216,79	
$\lambda_w =$	0,973	parametro di snellezza
end support =	NO END POST	<input type="button" value="▼"/>
$\chi_w =$	0,853	coefficiente del contributo dell'anima allo shear buckling
$M_{f,Rd}$ [kNm] =	56.232,00	momento resistente della sezione
$n_{rid} =$	0,9085	coefficiente riduttivo da considerare in presenza di azione assiale
$V_{bw,Rd}$ [kN] =	11.487,30	contributo dell'anima allo shear buckling
$V_{bf,Rd}$ [kN] =	0,00	contributo delle flange allo shear buckling
VERIFICA $\eta_3 =$	0,54	≤ 1

7.4.3 Verifica a fatica

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare, in tempi più o meno lunghi, problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcati metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} . Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura.

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{MF}=1,00$	$\gamma_{MF}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{MF}=1,15$	$\gamma_{MF}=1,35$

Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- criterio del danneggiamento accettabile per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.
- criterio della vita utile a fatica per strutture sensibili alla rottura per fatica.

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per "Vita Illimitata") oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell'opera (verifica a "Danneggiamento").

I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono (vedi § 5.1.4.3 di [NT_1]):

- il modello di carico LM1 costituito da dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)
- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)
- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)
- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

Le verifiche a fatica per vita illimitata potranno essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}=(\sigma_{max}-\sigma_{min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato. La verifica per vita illimitata deve soddisfare:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma}{\gamma_{Mf}}$$

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera. La verifica a danneggiamento deve soddisfare:

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.). La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogarithmico $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ o $\log(\tau)$ - $\log(N)$, essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N.

Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa. per $N = 2 \cdot 10^6$ cicli.

Assumendo un dettaglio costruttivo 12 della tabella C4.2.XIII di [NT_2], si adotta una classe di dettaglio pari a $\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$.

Con le impostazioni definite in precedenza, si ottiene una $\Delta\sigma_{\max} \approx 42 \text{ N/mm}^2$.

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} = 42 \leq \frac{\Delta\sigma}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,25$$

Risulta quindi: → la verifica è soddisfatta

7.4.4 Verifica della connessione dei pioli

Le verifiche sono eseguite in accordo con il § 4.3.4.3.1 del D.M. 14-01-2008 e con il § 6.6.3, § 6.6.4 e § 6.6.5 di UNI EN 1994-2:2006.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

CARATTERISTICHE E LIMITAZIONI DIMENSIONALI

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. I pioli previsti soddisfano le limitazioni dimensionali di seguito riportate.

Pioli $\Phi = 19 \text{ mm}$ – area $A_p = 284 \text{ mm}^2$ – altezza $h_p = 200 \text{ mm}$

Le caratteristiche geometriche della piolatura sono:

interasse trasversale i_t

= 20 cm (3 pioli nelle zone di campata)

= 20 cm (5 pioli nelle zone di testata – primi 8 m)

interasse longitudinale i_L

= 20 cm

= 15 cm (nelle zone in adiacenza alle pile, a $\pm 10 \text{ m}$ da asse pila)

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

$16 \text{ mm} \leq \Phi \leq 25 \text{ mm}$

$\Phi \leq 2,5 \cdot t_s$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

interasse trasversale $i_t \geq 2,5 \cdot \Phi$

interasse longitudinale $3\Phi \leq i_L \leq \min(4 \cdot h_c ; 800 \text{ mm})$

distanza dal bordo della flangia $> 25 \text{ mm}$

Limitazioni inerenti l'altezza dei connettori:

altezza complessiva $h_p \geq 3 \cdot \Phi$

Limitazioni inerenti la testa dei connettori:

altezza $\geq 0,4 \cdot \Phi$

diametro $\geq 1,5 \cdot \Phi$

L'altezza h_{sc} efficace dei pioli (altezza oltre la saldatura) è da assumersi pari a:

$h_{sc} = h_p - t_s = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$ con t_s spessore della piattabanda superiore

CRITERI DI CALCOLO E AZIONI RESISTENTI

I connettori sono dimensionati in base agli sforzi taglianti dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per determinare il numero di connettori necessari nelle varie sezioni dell'impalcato si fa riferimento al valore della τ all'estradosso della trave d'acciaio. Lo scorrimento in corrispondenza di una sezione generica, per un tratto di lunghezza $\Delta x = 1$ m, varrà pertanto $S = \tau \cdot b \cdot \Delta x$, dove b è la larghezza convenzionale della piattabanda superiore, al netto dell'ingombro delle coppelle e degli eventuali fori delle giunzioni, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

Per azioni da ritiro e variazioni termiche differenziali (uniformi in soletta) si produce alle estremità delle travi uno sforzo di scorrimento di segno contrario a quello prodotto dai carichi esterni. Esso risulta pari globalmente alla risultante delle tensioni normali della sola sezione di acciaio (o per equilibrio, della sola sezione di soletta) e lo si suppone distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza della estremità della trave e nulla a distanza b_{eff} da tale estremità (con b_{eff} valutato come indicato al § 6.6.2.4 di UNI EN 1994-2:2006).

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore $\Phi = 19$ mm, di altezza efficace 160 mm, con un calcestruzzo di classe $f_{ck} = 32$ N/mm², per un acciaio di tipo S355J0 ($f_{yk} = 355$ N/mm²) risulta pari al minore dei due valori P_d così ricavati:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = [0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{(32 \cdot 33346)}] / 1,25 = 86,51 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd,a} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4}{\gamma_v} = (0,8 \cdot 470 \cdot 3,14 \cdot 19^2 / 4) / 1,25 = 85,24 \text{ kN}$$

Nella valutazione della resistenza delle piolature utilizzate per solidarizzare le strutture da ponte (travi principali con soletta collaborante), l'azione resistente deve essere moltiplicata per il coefficiente $k_s=0,75$.

SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE

Le verifiche sono eseguite nelle sezioni più significative dell'impalcato:

1. Sezione in asse Spalla – $x = 0$ m
2. Sezione fine primo concio – $x = 8$ m
3. Sezione in asse pila 3 – $x = 95$ m (massime azioni taglianti)

VERIFICA S.L.U. SEZIONE 1 – $x = 0$ m

Scorrimento dovuto ad azioni permanenti e accidentali (vedi sollecitazioni § 7.4.1):

$$S = 828 \cdot 0,2 \approx 166 \text{ kN}$$

$$T_1 = 166 / 5 = 33,2 \text{ kN} < k_s \cdot P_{Rd} = 63,93 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Scorrimento dovuto esclusivamente ad azioni termiche e ritiro (vedi tensioni § 7.4.1):

lunghezza efficace	$b_{\text{eff}} = 3,85 \text{ m}$
altezza acciaio	$h = 2700 \text{ mm}$
area trave acciaio	$A_{\text{met}} = 0,150 \text{ m}^2$
quota baricentro acciaio	$y_{\text{GA}} = 1237 \text{ mm}$
tensione prodotta da (ritiro+ ΔT) all'intradosso acciaio	$\sigma_i = 11,936 \text{ N/mm}^2$
tensione prodotta da (ritiro+ ΔT) all'estradosso acciaio	$\sigma_e = - 52,247 \text{ N/mm}^2$
tensione a quota baricentro acciaio	

$$\sigma_{\text{GA}} = \sigma_e - [(h - y_g) \cdot (\sigma_e - \sigma_i) / h] = - 17,46 \text{ N/mm}^2$$

La risultante delle tensioni nella sezione di acciaio

$$F = \sigma_{\text{GA}} \cdot A_{\text{met}} \cdot 10^3 = 2619 \text{ kN}$$

Considerando la distribuzione triangolare dello scorrimento unitario τ sulla lunghezza b_{eff} , l'ordinata τ_{max} in corrispondenza dell'estremità della trave risulta:

$$\tau_{\text{max}} = 2 \cdot F / b_{\text{eff}} = 2 \cdot 2619 / 3,85 = 1361 \text{ kN/m}$$

Da cui:

$$S = 1361 \cdot 0,2 \approx 273 \text{ kN}$$

$$T_1 = 273 / 5 = 55,00 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

La piolatura sull'appoggio è sviluppata per tutto il concio d'appoggio, dunque, essendo soddisfatta la verifica a scorrimento per ritiro sull'appoggio, lo sarà anche nelle sezioni successive (distribuzione triangolare dello scorrimento).

VERIFICA S.L.U. SEZIONE 2 – x = 8 m

Scorrimento dovuto ad azioni permanenti e accidentali (vedi sollecitazioni § 7.3):

$$S = 625 \cdot 0,2 \approx 125 \text{ kN}$$

$$T_1 = 125 / 3 = 42,00 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

VERIFICA S.L.U. SEZIONE 3 – x = 95 m

Scorrimento dovuto ad azioni permanenti e accidentali (vedi sollecitazioni § 7.3):

$$S = 1031 \cdot 0,15 \approx 155 \text{ kN}$$

$$T_1 = 155 / 3 = 53,00 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A FATICA SEZIONE 1 – x = 0 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.5).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$. La curva S-N per i connettori a piolo sollecitati a taglio è riportata nella figura C4.2.24 di [NT_2], dove si definisce il valore della classe pari a $\Delta\tau_C = 90 \text{ N/mm}^2$.

Lo scorrimento prodotto dai carichi mobili, applicati in conformità a quanto già definite al § 7.3.2, vale $S = 254 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{\max} = 254 \cdot 10^3 / (25 \cdot A_{\text{piolo}}) = 36,0 \text{ N/mm}^2$$

Risulta quindi:
$$\gamma_F \cdot \Delta\tau_{\max} = 36 \leq \frac{\Delta\tau}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \quad \rightarrow \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$

VERIFICA A FATICA SEZIONE 2 – x = 8 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.5).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$. La curva S-N per i connettori a piolo sollecitati a taglio è riportata nella figura C4.2.24 di [NT_2], dove si definisce il valore della classe pari a $\Delta\tau_C = 90 \text{ N/mm}^2$.

Lo scorrimento prodotto dai carichi mobili, applicati in conformità a quanto già definite al § 7.3.2, vale $S = 128 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{\max} = 128 \cdot 10^3 / (15 \cdot A_{\text{piolo}}) = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

Risulta quindi:
$$\gamma_F \cdot \Delta\tau_{\max} = 30 \leq \frac{\Delta\tau}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \quad \rightarrow \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A FATICA SEZIONE 3 – x = 95 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.5).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$. La curva S-N per i connettori a piolo sollecitati a taglio è riportata nella figura C4.2.24 di [NT_2], dove si definisce il valore della classe pari a $\Delta\tau_C = 90 \text{ N/mm}^2$.

Lo scorrimento prodotto dai carichi mobili, applicati in conformità a quanto già definite al § 7.3.2, vale $S = 269 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{\max} = 269 \cdot 10^3 / (20 \cdot A_{\text{piolo}}) = 47,50 \text{ N/mm}^2$$

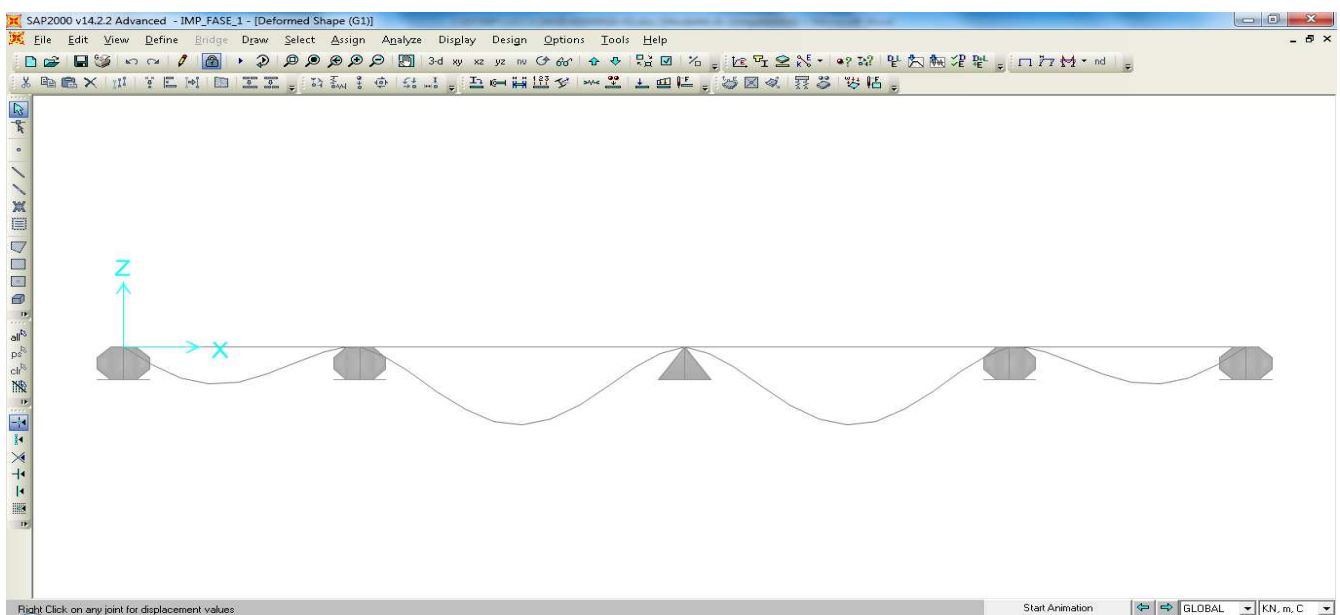
Risulta quindi:
$$\gamma_F \cdot \Delta\tau_{\max} = 47,50 \leq \frac{\Delta\tau}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \quad \rightarrow \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

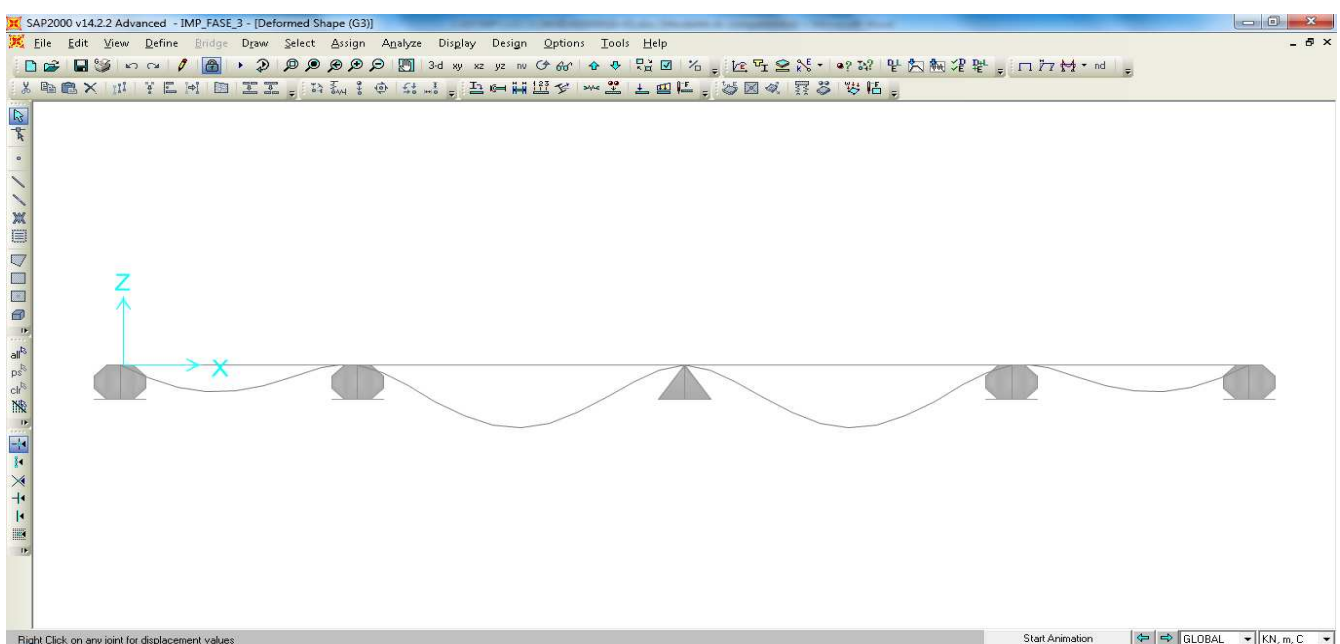
7.4.5 Verifica agli S.L.S. per deformabilità

Si riportano nel seguito le massime deformazioni d'impalcato (per l'opera in oggetto si considerano le deformazioni valutate in mezzeria) conseguenti a ogni singola condizione elementare definite come al § 7.1.

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico "q₁" (vedi § 7.1.1)

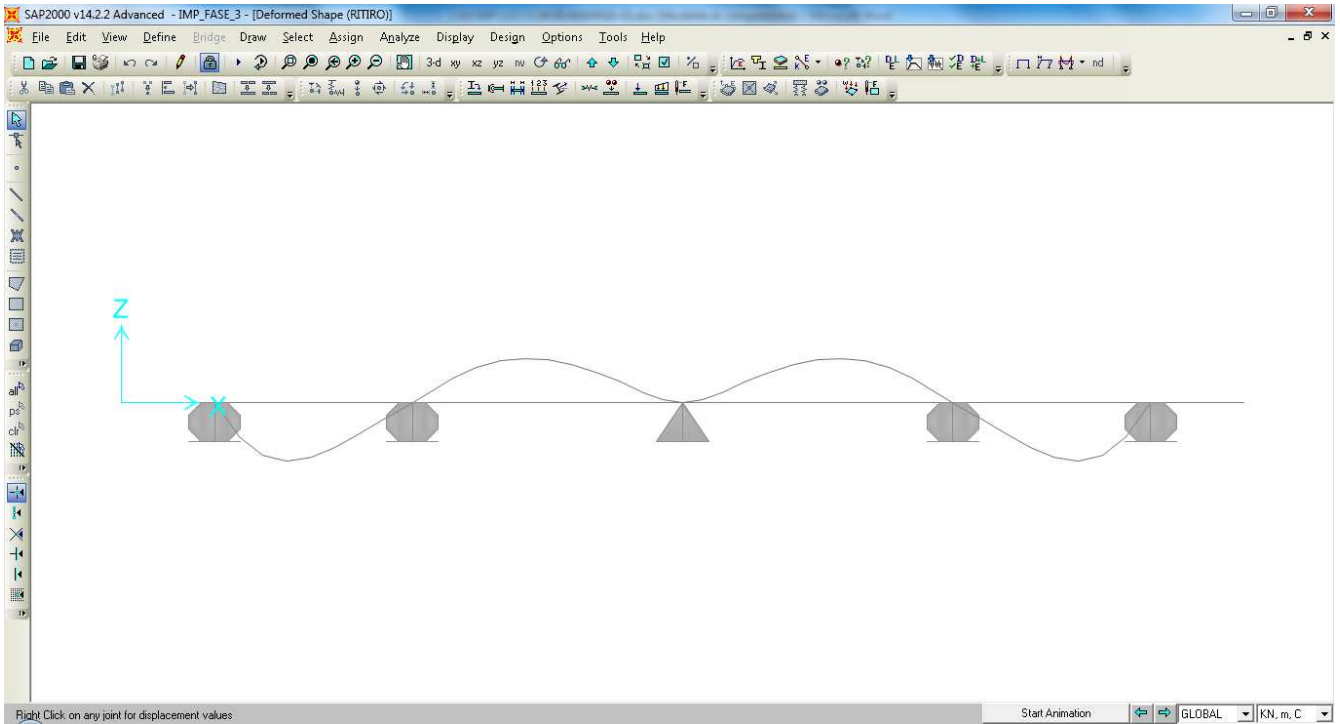


Deformazioni conseguenti alla condizione di carico "q₃" (vedi § 7.1.2)

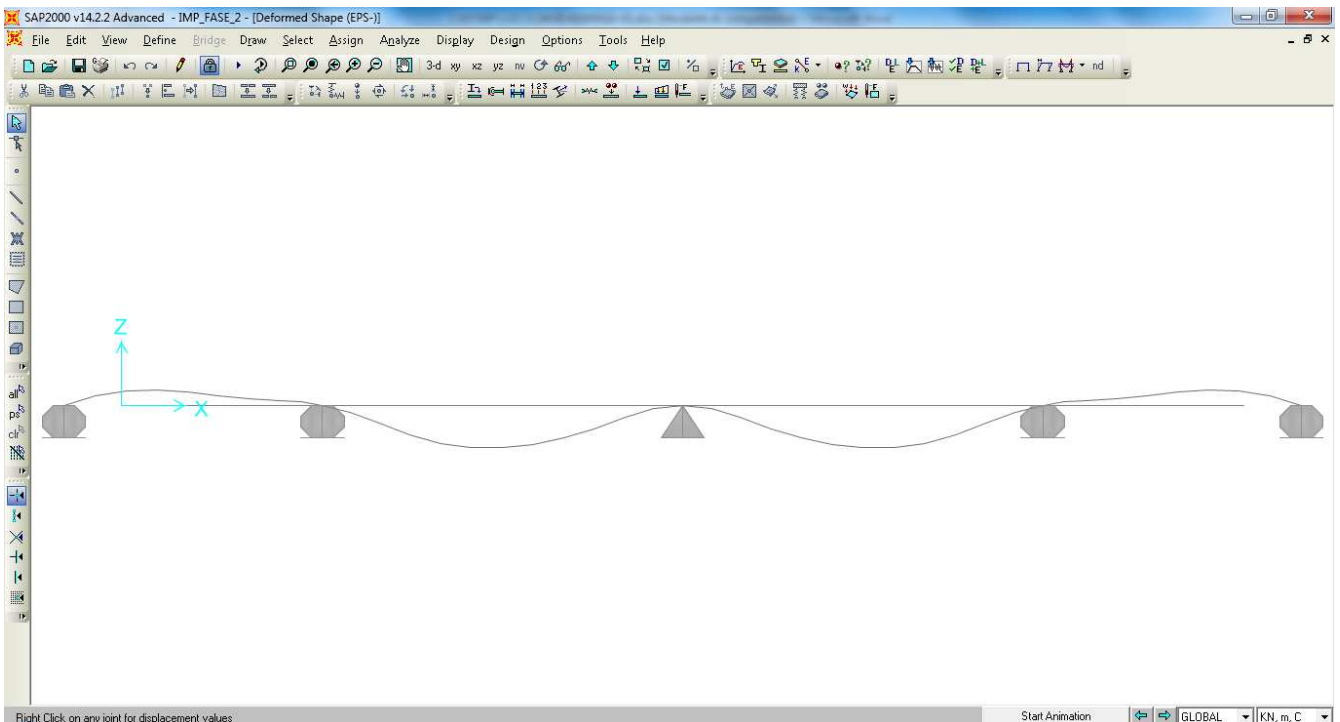


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ ε_2 ” (vedi § 7.1.4)

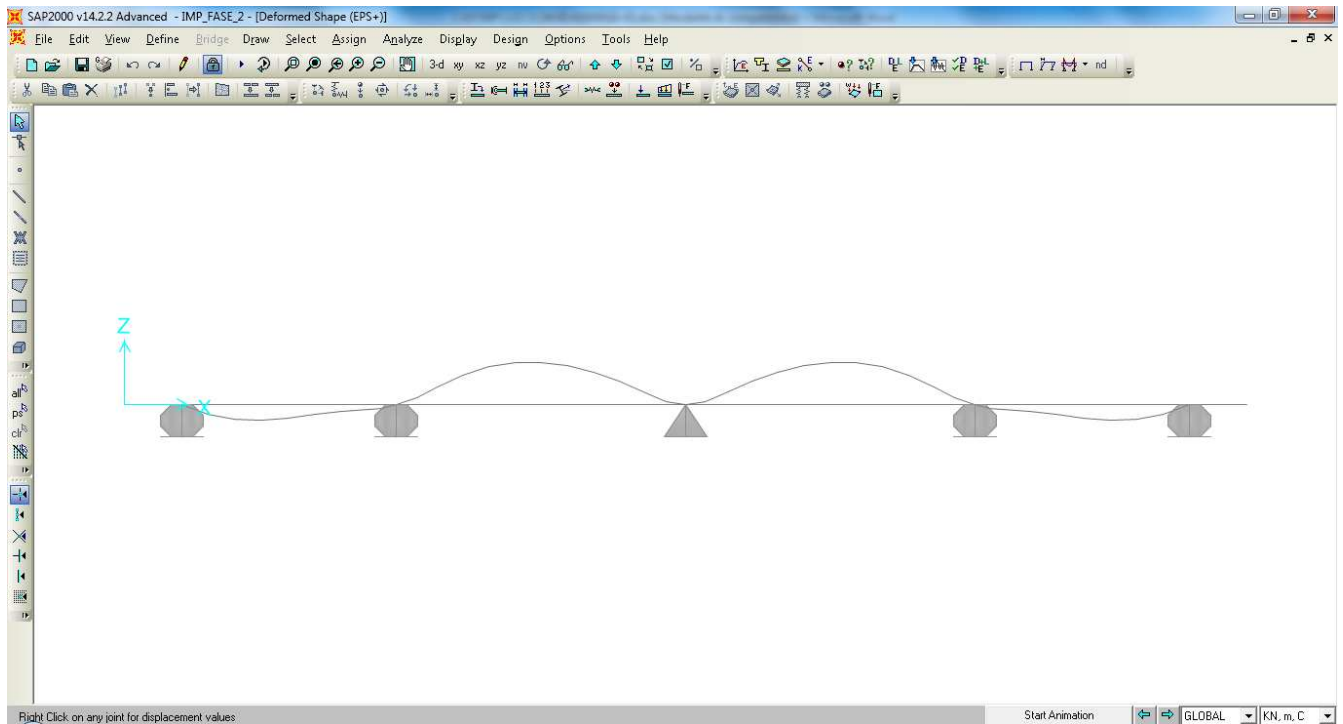


Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ ε_3 ” positivo (vedi § 7.1.5)

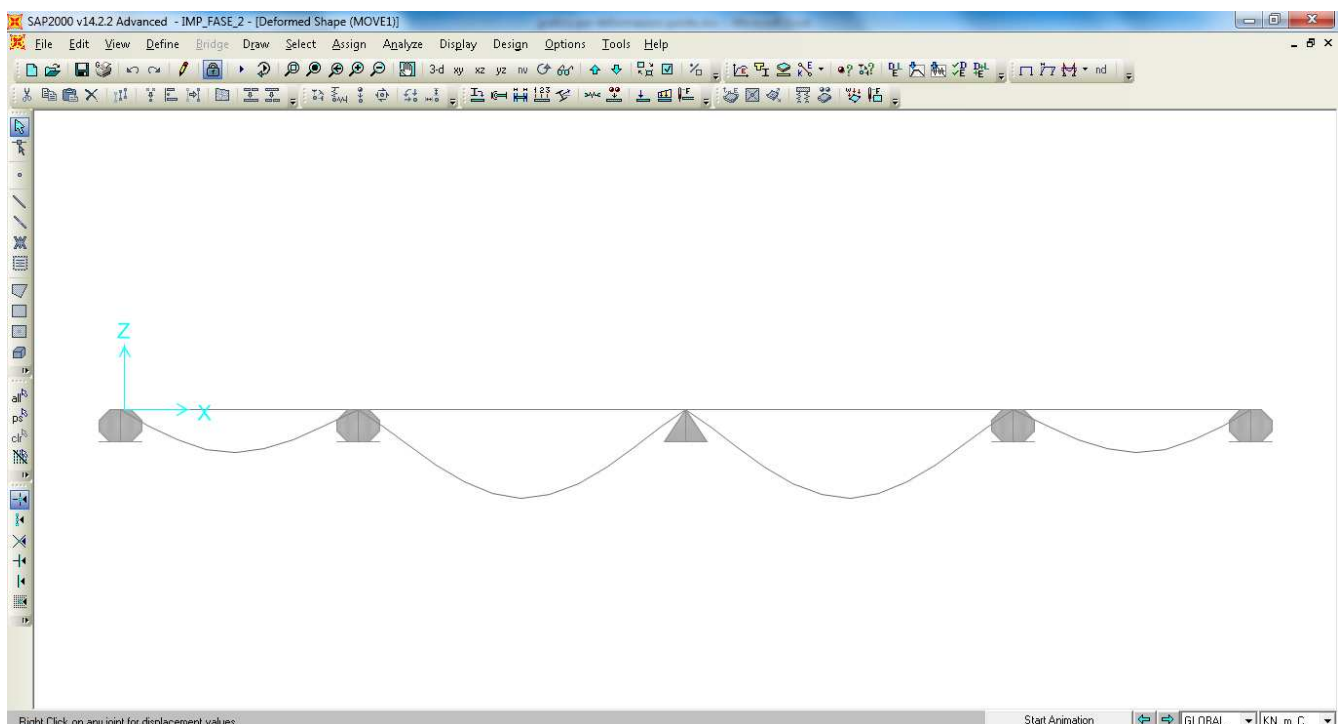


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ ε_3 ” negativo (vedi § 7.1.5)

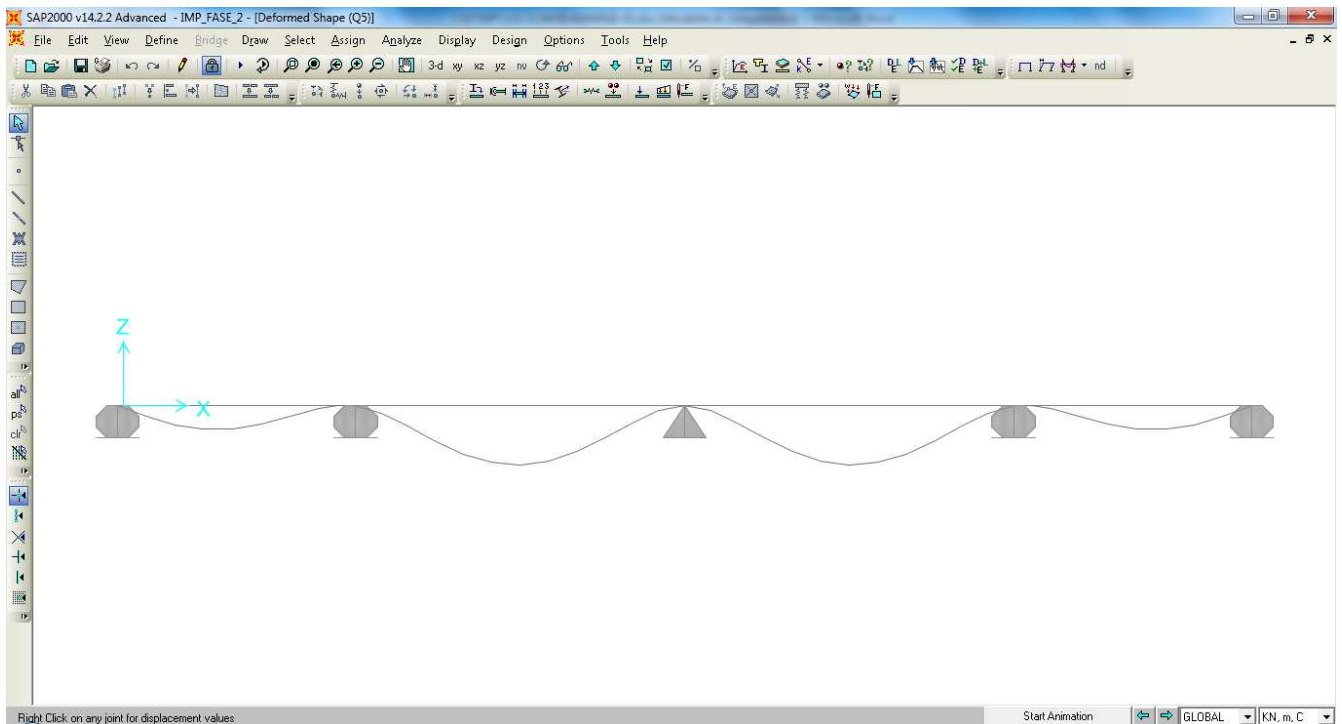


Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ q_1 ” (vedi § 7.1.6)



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “q₅” (vedi § 7.1.10)

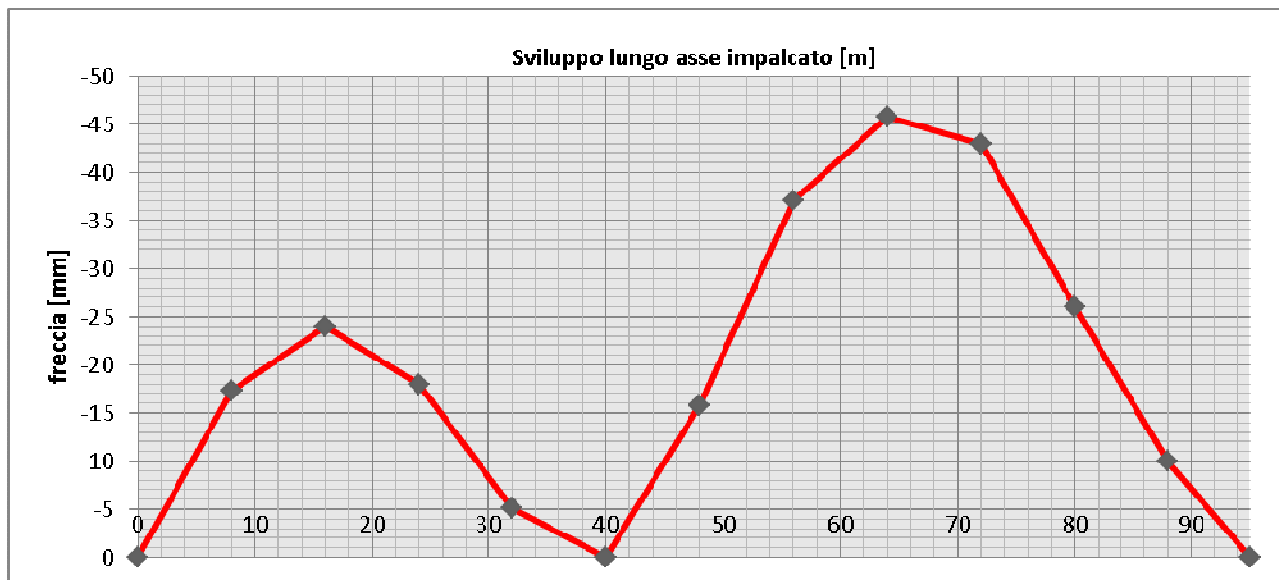


7.4.5.1 Schema di contromonta

Per limitare le deformazioni verticali e non avere quindi eccessive “frecce” di tipo permanente si prescrive in fase di costruzione l’adozione di uno schema di contromonta che annulli le deformazioni dovute alle azioni permanenti.

Si riporta nel seguito (in via grafica) il valore di contromonta da predisporre nei punti di giunzione dei conci d’impalcato individuati a 8, 16, 24, 32, 40 , 48, 58 , 68, 78, 88, 95 m dall’asse appoggi:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



7.4.5.2 Verifica di deformabilità agli S.L.S.

INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO

A favore di sicurezza, si considera una limitazione della freccia verticale in accordo con le indicazioni previste per i ponti ferroviari. In accordo con le normative vigenti (vedi §5.2.3.3.2.1 del DM 14.1.2008) il massimo valore di inflessione per effetto dei carichi mobili non deve eccedere il valore $L/600$.

Dai valori riportati nei paragrafi precedenti di deformabilità si evince la massima deformazione in presenza dei carichi mobili pari a circa 50 mm, nettamente inferiore rispetto al limite previsto pari a $L/600 = 91$ mm.

INFLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE DELL'IMPALCATO

Tale verifica si rimanda a una fase successiva della progettazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8 ANALISI TRASVERSALE D'IMPALCATO

8.1 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.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- acciaio: 78,5 kN/m³

8.1.1 Carichi permanenti strutturali (g₁)

Carpenteria metallica = (il calcolo viene eseguito in automatico dal programma di calcolo utilizzato attribuendo il peso specifico ad ogni elemento resistente)

Soletta in c.a. = 25,00 x 0,30 = 7,5 kN/mq

8.1.2 Carichi permanenti portati (g₃)

Pavimentazione = 3,00 = 3,00 kN/mq

Cordoli = 25,00 x 0,18 = 4,50 kN/mq

Barriere di sicurezza = 2,00 = 2,00 kN/m

Barriere laterali = 4,00 = 4,00 kN/m

Elementi di bordo = 2,00 = 2,00 kN/m

Impianti = 1,00 = 1,00 kN/m

8.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ε₁)

Non sono presenti azioni di questo tipo.

8.1.4 Ritiro differenziale del calcestruzzo (ε₂)

L'azione non è dimensionante per la verifica trasversale d'impalcato.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.5 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

L'azione non è dimensionante per la verifica trasversale d'impalcato.

8.1.6 Carichi mobili (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) come già dettagliatamente descritto al §7.1.6.

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 più gravosa per la verifica e la sezione in esame.

Sulla sezione dell'impalcato in oggetto (larghezza complessiva 9,30 m – carreggiata larga 6,50 m) devono essere considerate 2 colonne di carico di larghezza 3,00 m sulla carreggiata autostradale; la parte rimanente ($q_{RK} = 2,5 \text{ kN/m}^2$) misura nel punto di larghezza massima 0,50 m.

8.1.7 Incremento dinamico (q_2)

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

8.1.8 Azione di frenamento (q_3)

L'azione non è dimensionante per la verifica trasversale d'impalcato.

8.1.9 Azione centrifuga (q_4)

Per l'opera oggetto di studio, il raggio di curvatura nel tratto iniziale è pari a $R = 353 \text{ m}$, da cui si ottiene $Q_4=226 \text{ kN}$.

Essendo di entità di circa 15 volte inferiore all'azione del vento, l'azione centrifuga viene trascurata nel calcolo dell'impalcato.

8.1.10 Azione del vento (q_5)

Come già calcolato in maniera dettagliata al §7.1.10 (a cui si rimanda per maggior dettaglio), l'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

In accordo con la normativa vigente (vedi § 3.3 D.M. 14-01-2008 e § 8 UNI EN 1991-1-4:2005)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

l'azione del vento sull'impalcato si valuta tramite l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,527 \cdot 3,207 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,545 \text{ kN/mq}$$

Da cui si ottiene l'azione del vento come carico distribuito per unità di lunghezza applicato al baricentro della superficie verticale esposta al vento:

Altezza dell'impalcato $H_{\text{imp}} = 2,70 + 0,30 + 0,18 = 3,18 \text{ m}$

Altezza totale della superficie esposta campata $H_{\text{tot}} = 3,18 + 3,50 = 6,68 \text{ m}$

Azione del vento campata tipica $F_{w,x} = 6,68 \cdot 2,545 = 17,00 \text{ kN/m}$

8.1.11 Azione sismica (q_6)

L'azione non è dimensionante per la verifica dell'impalcato.

8.1.12 Urto di veicolo in svio (q_8)

In accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.10 e § 3.6.3.3.2 del D.M. 14 -01-2208) le forze causate da collisioni accidentali su barriere di sicurezza sono simulate mediante una forza pari a 100 kN applicate all'altezza h sopra il piano viabile pari al $\min[1 \text{ m} ; H - 0,1 \text{ m}]$ con H sommità dell'elemento di barriera resistente. Questa forza deve essere applicata su una linea di lunghezza 0,5 m.

Per l'opera in oggetto, presentando barriere di tipo H4 bordo ponte, l'altezza minore è assunta pari a 1 m dal piano viabile, pertanto vengono applicati alla base del sicurvia una forza orizzontale pari a 200 kN/m e un momento di asse vettore longitudinale pari a 200 kNm/m (entrambe applicate su una linea di lunghezza 50 cm).

L'azione q_8 deve essere considerata in concomitanza del 2° schema di carico da traffico verticale isolato, costituito da due impronte di carico pari a 35x60 cmq a interasse 2 m su ciascuna delle quali insiste una forza verticale pari a 200 kN (vedi §5.1.3.3.3 del D.M. 14.01.2008).

8.2 MODELLO DI CALCOLO

8.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello una reticolare di travi (vedi elaborati grafici) realizzato mediante un solutore agli Elementi Finiti (vedi figura sottostante F5).

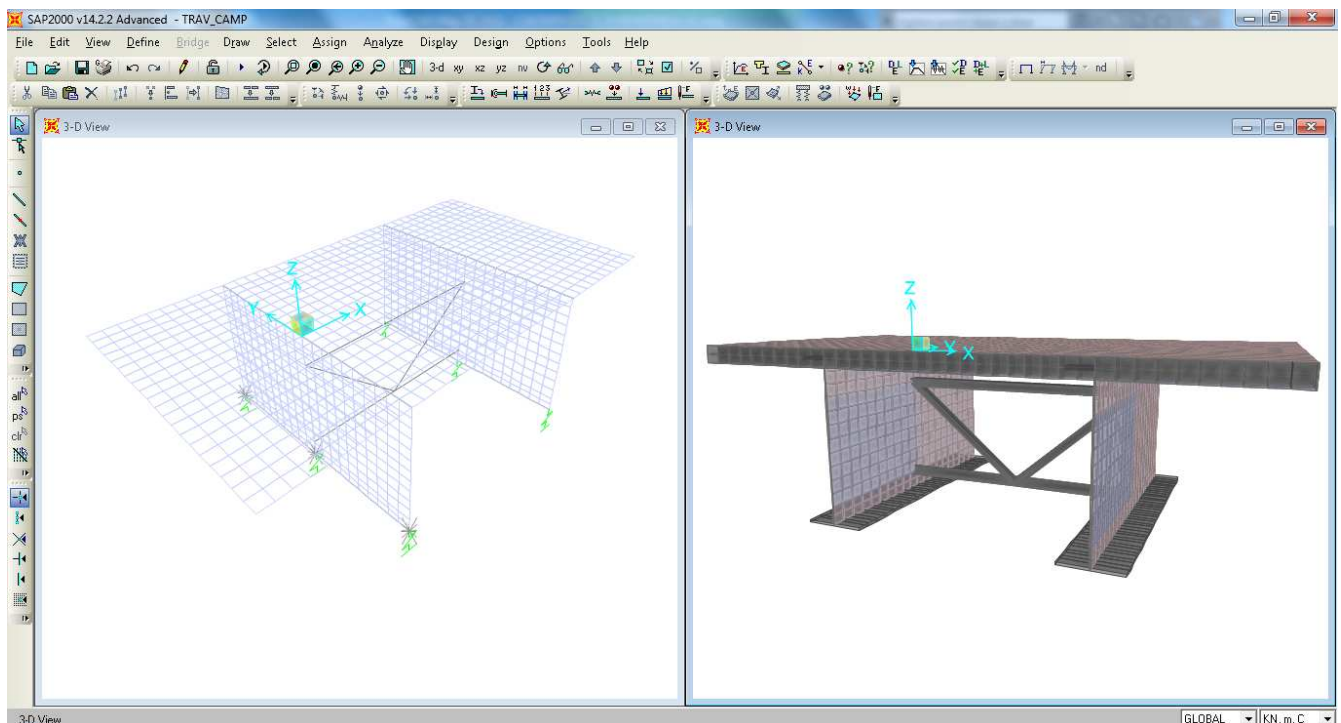
Le travi longitudinali sono modellate mediante 3 elementi:

- le due piattabande sono modellate mediante elementi di tipo “line” delle adeguate dimensioni
- le anime sono modellate mediante elementi di tipo “area” (shell thick) delle adeguate dimensioni

Gli elementi costituenti il traverso tipico reticolare sono modellati mediante elementi di tipo “line”.

La soletta in c.a. gettata in opera modellata mediante elementi di tipo “area” (shell thick) adottando il modulo di deformazione secante del calcestruzzo.

Poiché trasversalmente i traversi metallici reticolari sono disposti a interasse di 5,00 m, il modello analizzerà una lunghezza pari alla lunghezza di influenza di ciascun traverso.



F5. Modello trasversale dell'impalcato agli EF

Il sistema di vincolamento del conccio analizzato, sarà sviluppato ipotizzando due condizioni limite:

- disposizione di appoggi verticalmente rigidi atti a simulare le zone prossime agli appoggi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

terminali della struttura

- disposizione di appoggi verticalmente cedevoli atti a simulare le zone in campata della struttura; il valore della deformabilità degli appoggi è valutato mediante le note formule di scienza delle costruzioni (vedi riferimento bibliografico [B6]) ipotizzando una trave doppiamente appoggiata, caricata da una carico uniforme (si trascura la variabilità del valore di deformabilità all'interno del concio di lunghezza 5 m)

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alle parti di struttura maggiormente sollecitate soggette ai carichi individuati al paragrafo 8.1.

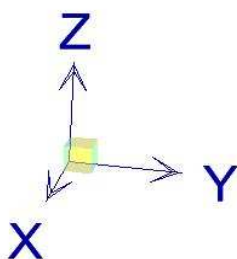
Le analisi, di tipo elastico lineare, sono eseguite per le situazioni di esercizio della struttura (a breve termine), situazioni più critiche per gli elementi costituenti i traversi.

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la prima condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

I traversi di spalla sono invece analizzati nella condizione più critica, ovvero la situazione di sostituzione degli appoggi (sollevamento dell'impalcato), nella quale si considerano assenti i carichi da traffico (vedi §9).

8.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

Il sistema di riferimento viene assunto con origine sul ciglio interno dell'impalcato, coincidente con il valore di ascissa $x=0$ del modello. La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":



- l'asse X è diretto secondo l'asse trasversale dell'impalcato, positivo dall'interno verso l'esterno;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse longitudinale;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

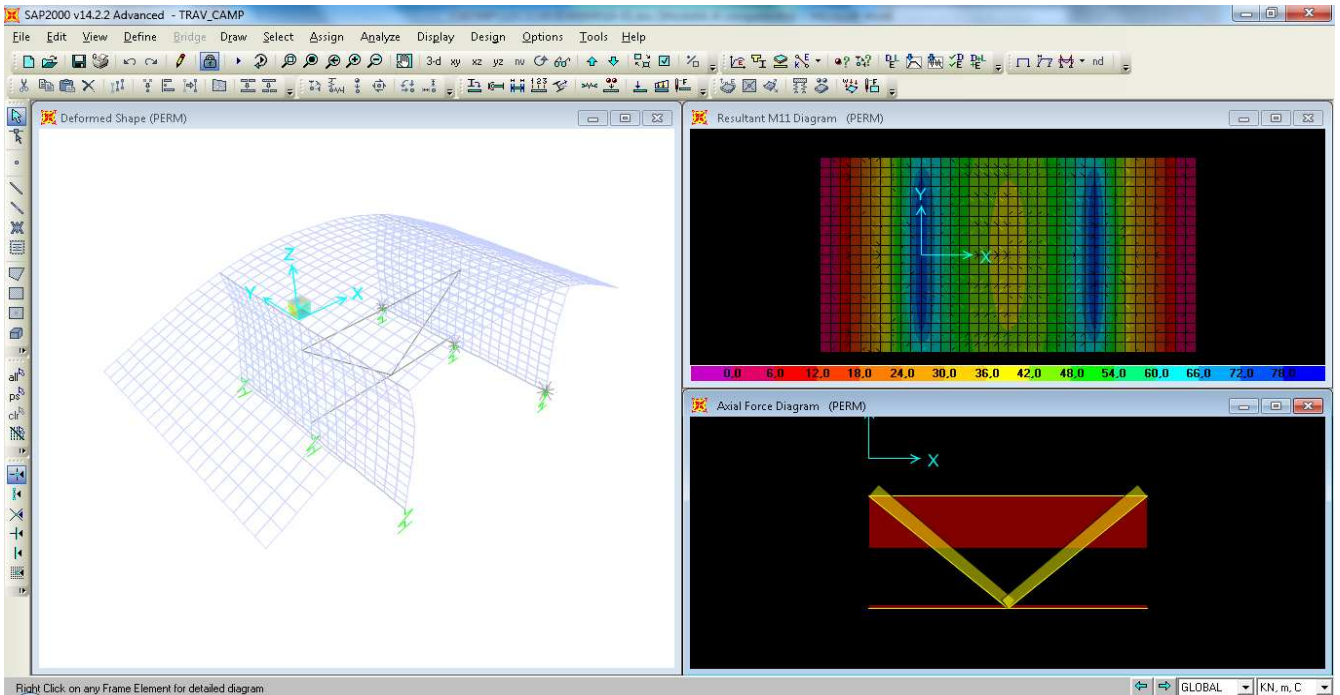
Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo quanto già indicato al §7.2.3.

8.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

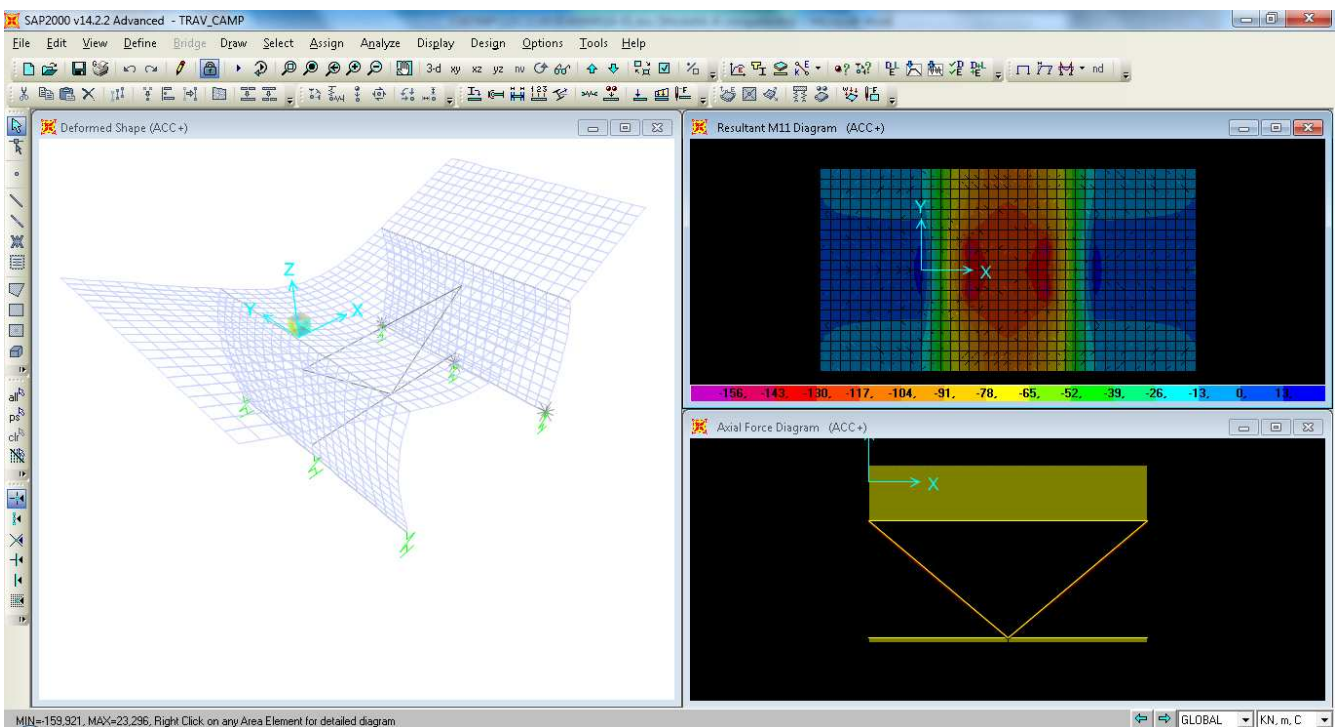
Si riportano nel seguito le deformazioni e le tensioni indotte per ogni condizione di carico elementare precedentemente individuata (vedi § 8.1).

8.3.1 Modello con vincoli rigidi

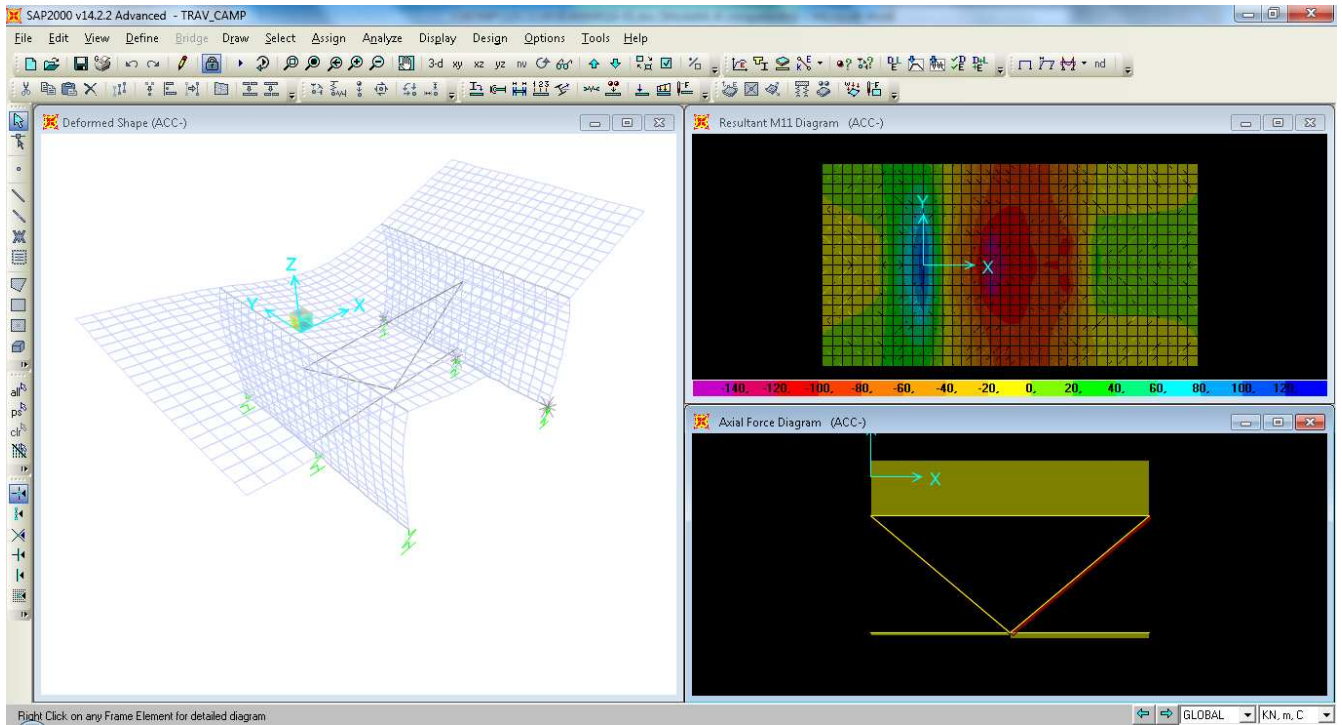
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi perm.



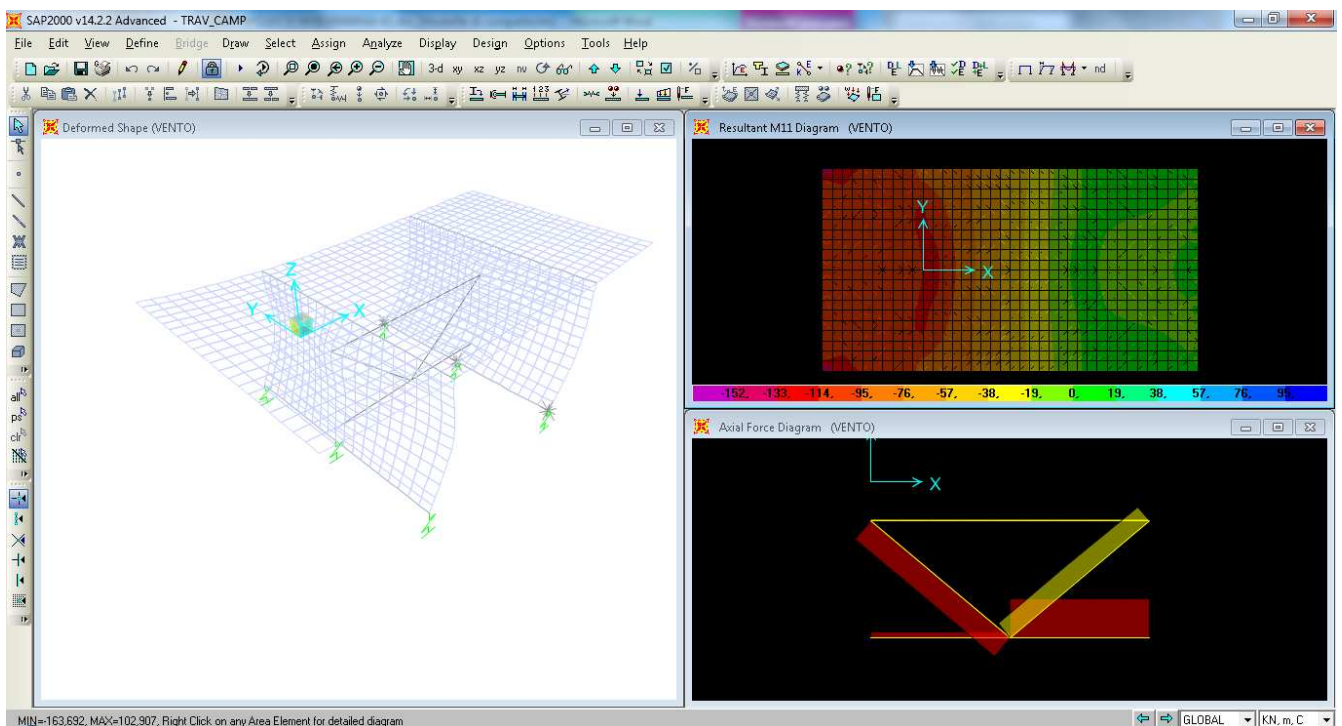
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 1



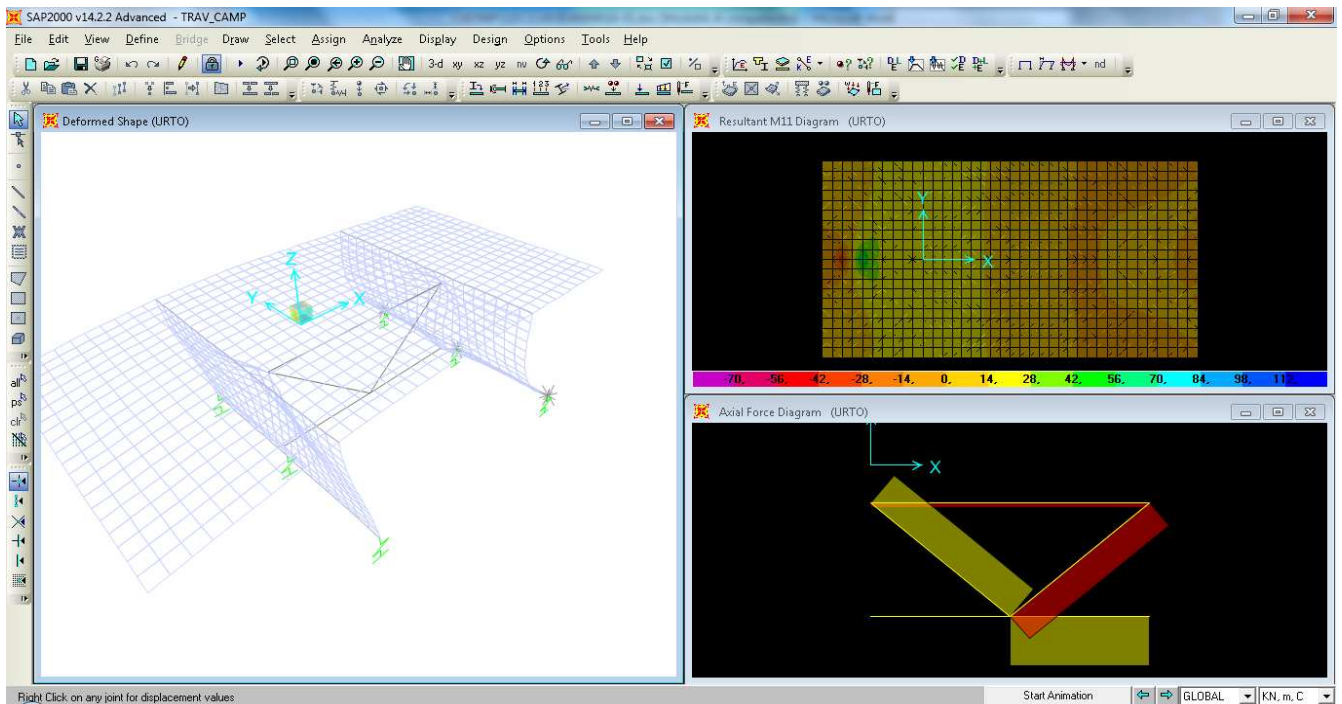
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 2



Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - vento

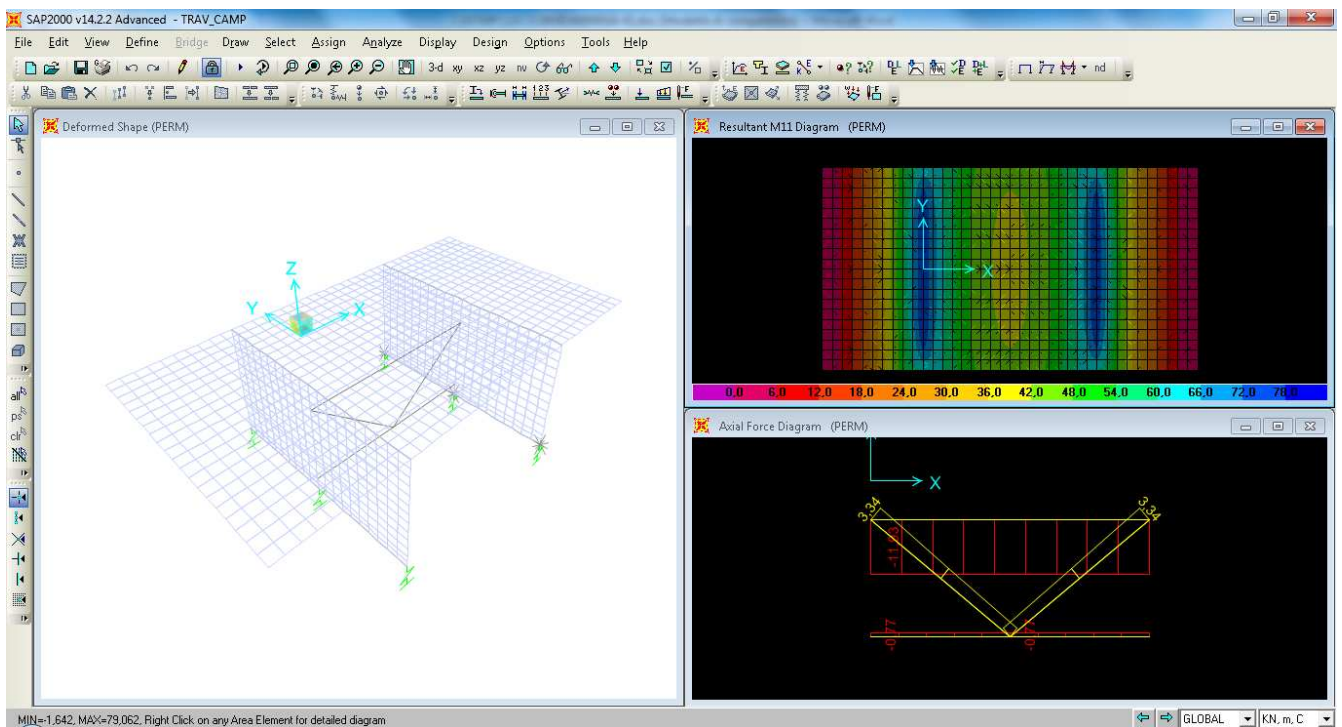


Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - urto

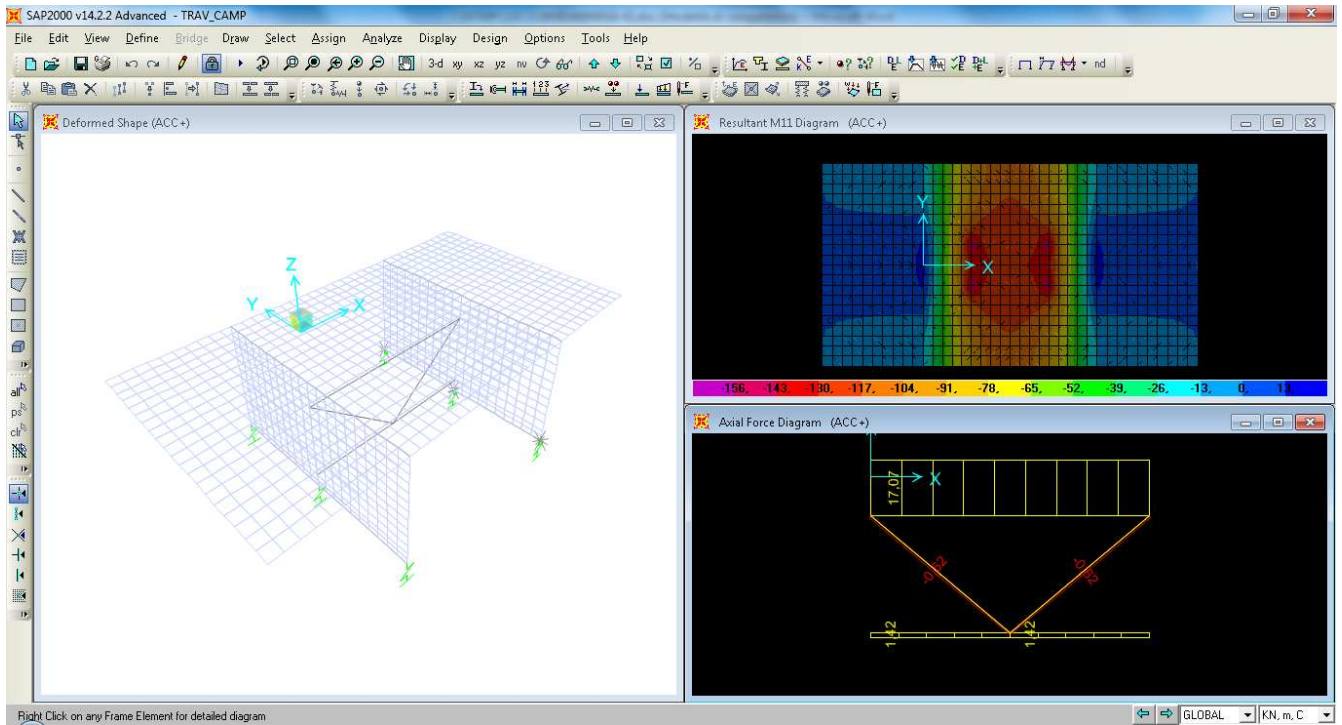


8.3.2 Modello con vincoli cedevoli

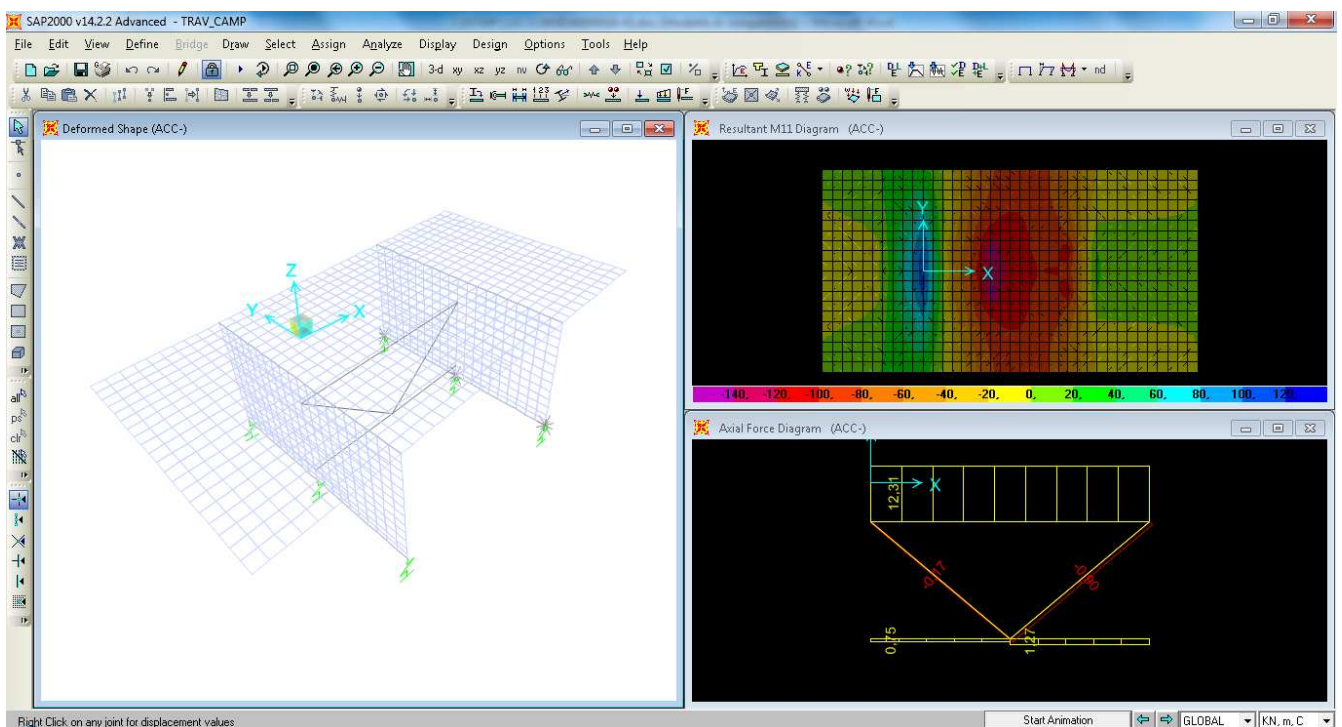
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi perm.



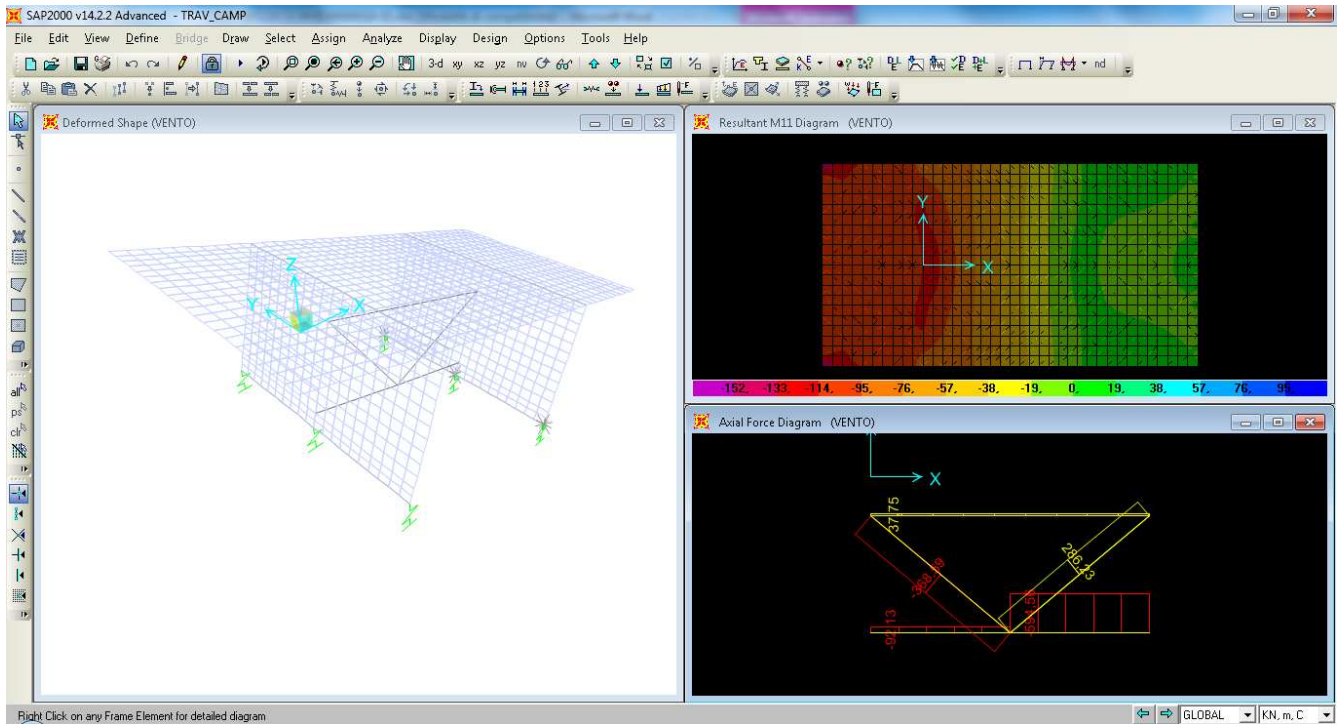
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 1



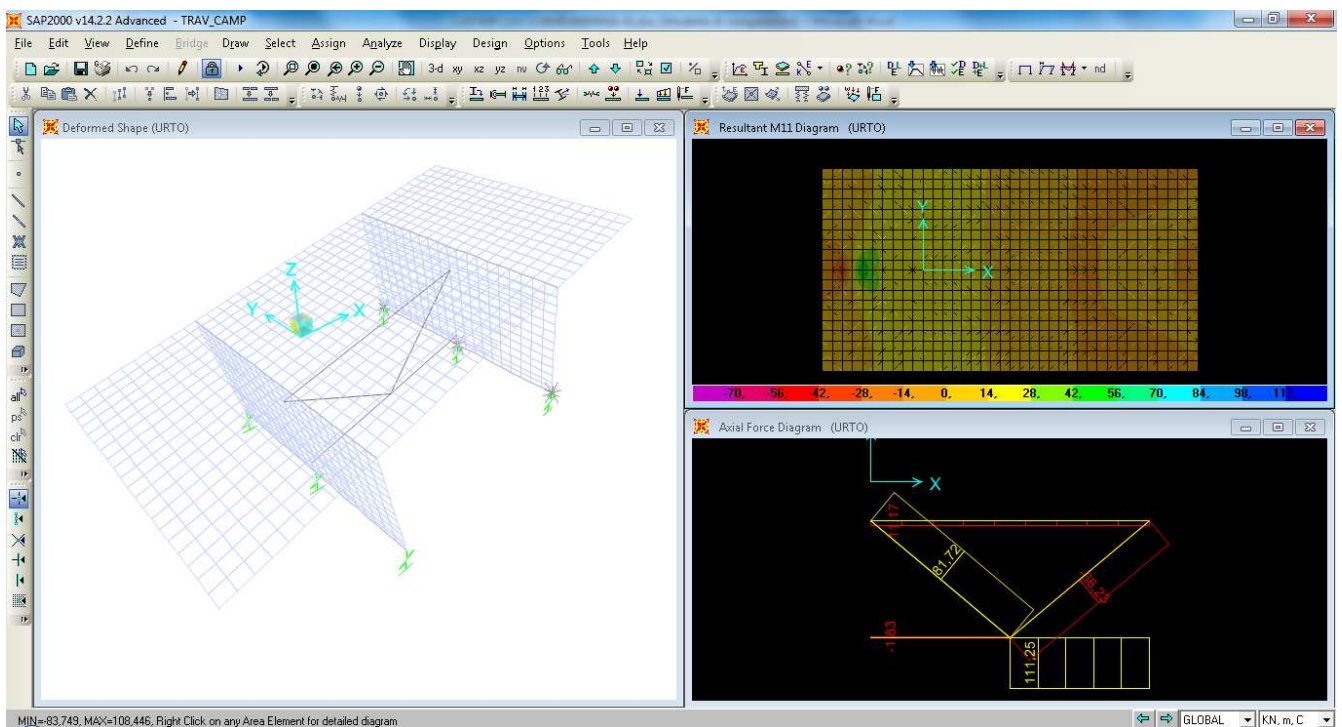
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 2



Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - vento



Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - urto



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.3.3 Disamina dei modelli di calcolo implementati

Dall'analisi dei due modelli di calcolo si è dedotto che:

- la condizione di vincolo rigido massimizza le sollecitazioni indotte in soletta che tendono le fibre superiori; il dato osservato è corretto in quanto le travi longitudinali non cedono e quindi tutte le sollecitazioni “rimangono” in soletta;
- la condizione di vincolo cedevole massimizza gli sforzi normali nelle aste dei traversi e le sollecitazioni indotte in soletta che tendono le fibre inferiori; il dato osservato è corretto in quanto le travi longitudinali si deformano e gli elementi trasversali devono supplire alla mancanza di rigidità verticale delle travi, inducendo quindi maggiori sollecitazioni negli elementi resistenti;
- In entrambi i modelli gli effetti flettenti e taglianti nelle aste costituenti il traverso sono trascurabili in quanto di 2 ordini inferiori rispetto alle azioni presenti in soletta (sollecitazioni M e T dell'ordine di 10 kNm e 10 kN rispettivamente);
- L'effetto del vento risulta dimensionante rispetto alle azioni da traffico sia per i momenti negativi di soletta che per le azioni nei controventi;
- E' stata valutata la corretta ripartizione dei carichi mobili sulle travi longitudinali (per validare l'assunzione fatta nel calcolo longitudinale d'impalcato §7.1.6) confrontando le reazioni vincolari del modello agli EF con vincoli cedevoli con i valori desunti dalla ripartizione del carico secondo Courbon-Albenga; la discrepanza tra i risultati è dell'ordine dello 0,001 (ordine del 1‰) confermando quindi l'ottima validità della ripartizione trasversale effettuata per questo tipo di strutture.

Nel seguito si riportano le verifiche degli elementi strutturali, valutando le sezioni più sollecitate.

8.3.4 Combinazioni per gli S.L.U.

Si rimanda al § 7.3.1.

8.3.5 Combinazioni per gli S.L.S.

Si rimanda a una fase successiva della progettazione, in quanto non dimensionanti per le strutture in esame.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

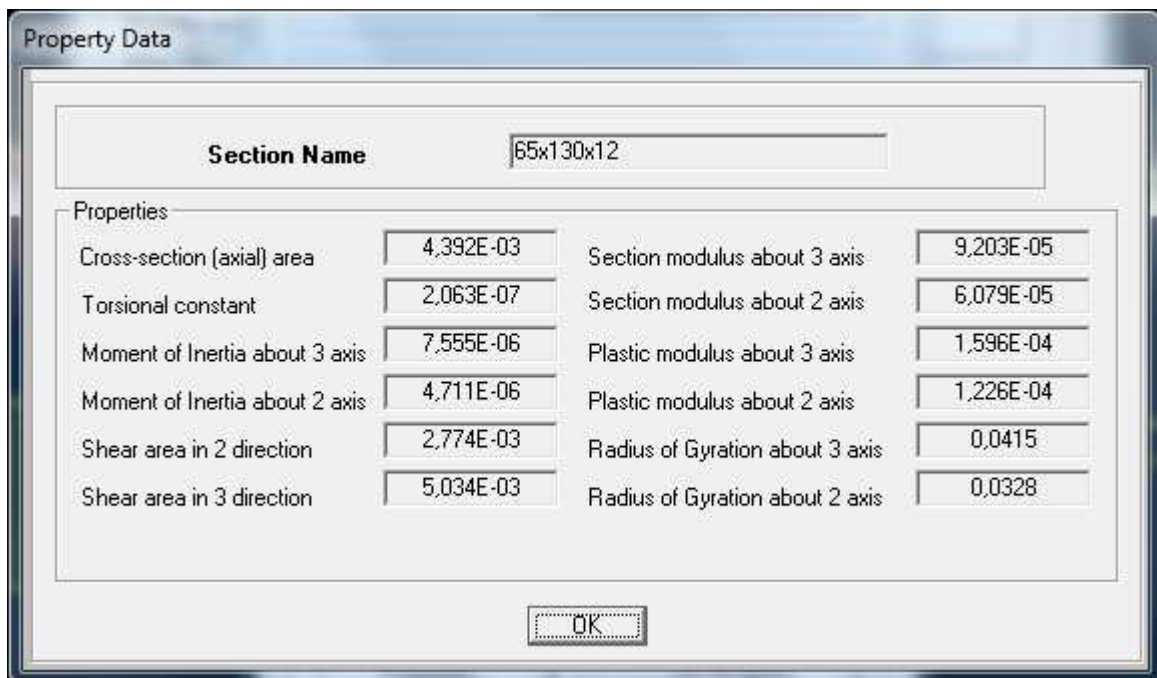
8.4.1 Sezione dei controventi tipo L accoppiati 65x130x12

Dalle analisi svolte nei modelli di calcolo, le massime azioni assiali agli SLU per la sezione sono:

$N^+ = +435$ kN (considerando la condizione con solo il vento)

$N^- = -895$ kN (considerando la condizione con solo il vento)

Le caratteristiche inerziali della sezione sono:



Property Data			
Section Name		65x130x12	
Properties			
Cross-section (axial) area	4,392E-03	Section modulus about 3 axis	9,203E-05
Torsional constant	2,063E-07	Section modulus about 2 axis	6,079E-05
Moment of Inertia about 3 axis	7,555E-06	Plastic modulus about 3 axis	1,596E-04
Moment of Inertia about 2 axis	4,711E-06	Plastic modulus about 2 axis	1,226E-04
Shear area in 2 direction	2,774E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0415
Shear area in 3 direction	5,034E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0328

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 4.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.5 di EN 1993-1-1:2005) la sezione viene classificata come di **classe 3**:

$$\frac{h}{t} = \frac{130}{12} = 10,83 \leq 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 12,5$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{130+65}{24} = 8,125 \leq 11,5 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 9,315$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 14-01-2008).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%; 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						

VERIFICA DI RESISTENZA

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{435}{A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{435}{4392 \cdot 338 \cdot 10^{-3}} = 0,293 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

VERIFICA DI STABILITA' – piano forte

L'elemento risulta quindi prevalentemente soggetto a sforzo normale; per cui la verifica da eseguire è che $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$, con N_{Ed} sforzo normale di progetto e $N_{b,Rd}$ la resistenza a instabilità dell'elemento.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{895}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{895}{0,766 \cdot 4392 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,823 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,766$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,804$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,631$$

VERIFICA DI STABILITA' – piano debole

L'elemento risulta quindi prevalentemente soggetto a sforzo normale; per cui la verifica da eseguire è che $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$, con N_{Ed} sforzo normale di progetto e $N_{b,Rd}$ la resistenza a instabilità dell'elemento.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{895}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{895}{0,662 \cdot 4392 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,953 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,662$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,966$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,799$$

8.4.2 Sezione della soletta in c.a. sp=30 cm

Dalle analisi svolte nei modelli di calcolo, le massime azioni flettenti agli SLU per la sezione sono:

$M^+ = +250$ kNm (considerando la condizione 1 di carico mobile)

$M^- = -250$ kN (considerando la condizione 2 di carico mobile)

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 22$ passo 10 cm a 4 cm da estradosso

$\phi 22$ passo 10 cm a 7 cm da intradosso

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 38,0 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 38,0 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	25000	-14	31694	1,268	24,3	0,25	0,75
2	S	0	-25000	-7	-34054	1,362	8,1	0,31	0,83

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00333	-0,00412	30,0	0,00101	26,0	-0,01000	7,0
2	0,00350	-0,00203	0,0	0,00049	7,0	-0,00769	26,0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9 VERIFICA DEL TRAVERSO DI SPALLA

In questo paragrafo si conduce la verifica del traverso di spalla. Tale elemento viene considerato a parte nell'analisi dell'impalcato perché riveste una funzione particolare durante le lavorazioni di manutenzione dell'opera.

Risulta infatti dimensionante la situazione durante la fase di manutenzione in cui, mediante martinetti, viene sollevato l'impalcato per la sostituzione degli appoggi.

Il traverso di spalla viene realizzato mediante una trave doppio T che trasferisce le azioni puntuali dei martinetti agli elementi più resistenti quali le travi principali e la soletta in c.a.

Nella successiva analisi si trascura il contributo offerto dalla soletta, considerando resistenti esclusivamente gli elementi metallici.

9.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli SLU.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- acciaio: 78,5 kN/m³

Le azioni agenti sono esclusivamente i pesi propri del traverso e gli scarichi delle azioni permanenti d'impalcato, assumendo quindi di effettuare la sostituzione durante una finestra di lavoro in assenza di traffico.

I valori degli scarichi d'impalcato dovute alle azioni permanenti si desumono dal paragrafo 7.3 e si assumono, per ogni appoggio, pari a 1203 kN.

9.2 MODELLO DI CALCOLO

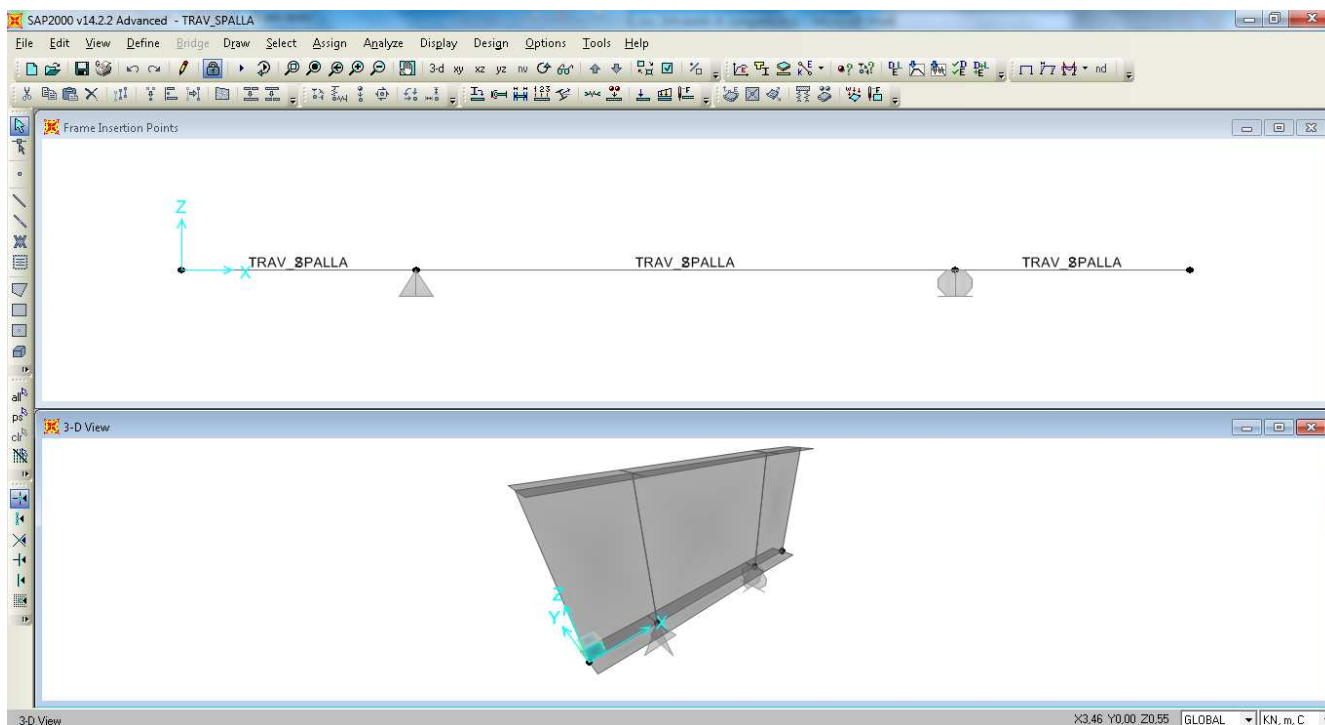
9.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

9.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello trave su due appoggi (vedi elaborati grafici) realizzata mediante un solutore agli Elementi Finiti:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



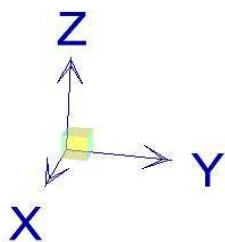
F6. Modello agli EF del traverso di spalla

Gli elementi costituenti il traverso di spalla sono modellati mediante elementi di tipo “line”. I vincoli esterni sono costituiti da appoggi disposti nei punti in cui l’impalcato viene sollevato; nel caso in esame si tratta di una reticolare su 2 appoggi. Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alle parti di struttura maggiormente sollecitate soggette ai carichi individuati al paragrafo precedente.

9.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

Il sistema di riferimento viene assunto con origine sul ciglio interno dell’impalcato, coincidente con il valore di ascissa $x=0$ del modello. La disposizione degli assi segue la “regola della mano destra”:

- l’asse X è diretto secondo l’asse trasversale dell’impalcato, positivo dall’interno verso l’esterno;
- l’asse Z è diretto verso l’alto, positivo verso l’alto.



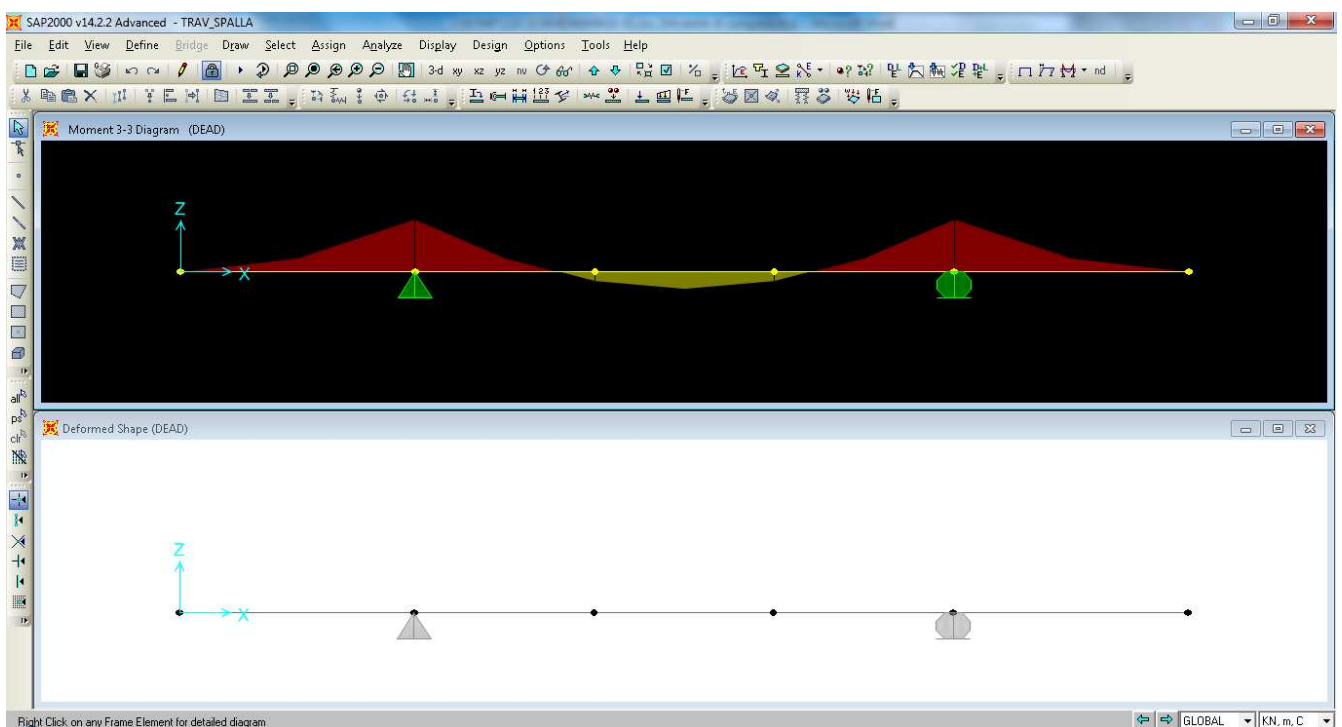
Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo quanto già indicato al §7.2.3.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

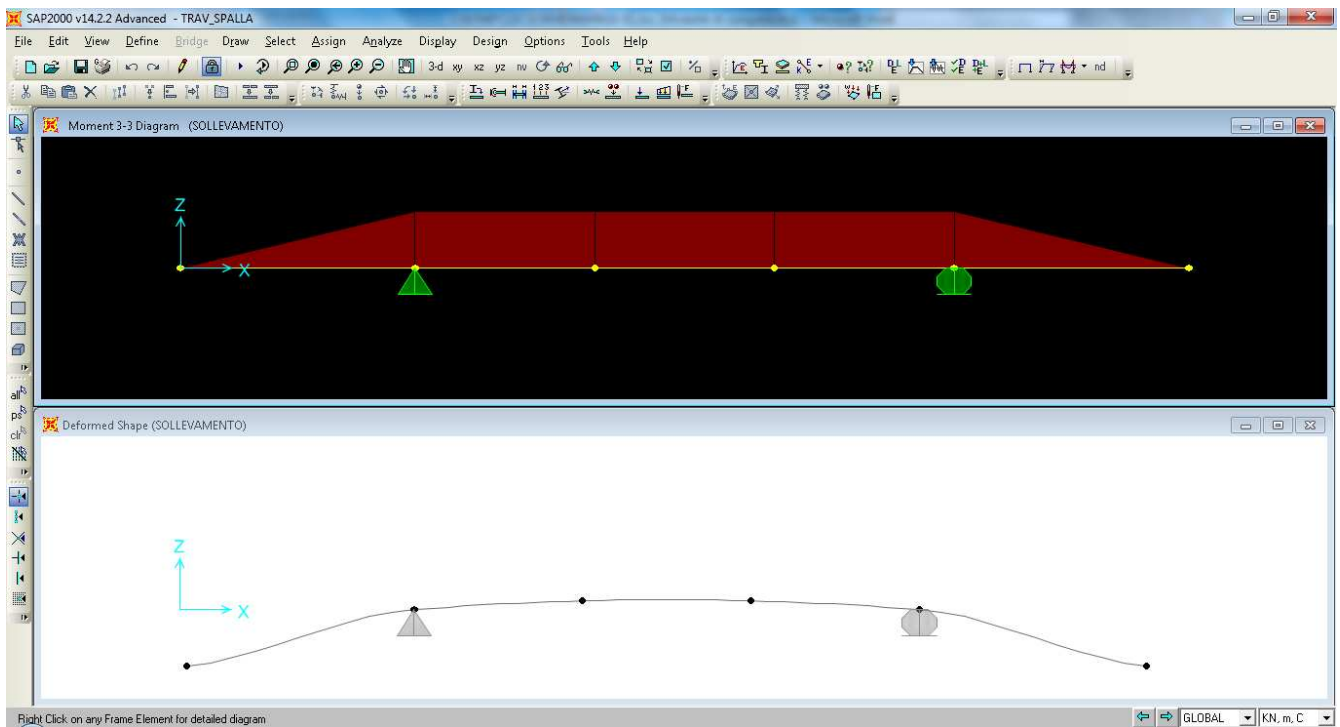
Si riportano nel seguito le deformazioni e le tensioni indotte per la condizione per le 2 condizioni di carico elementare precedentemente individuate.

Deformazione e sforzi assiali nei controventi – peso proprio



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazione e sforzi assiali nei controventi – sollevamento



9.3.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Si rimanda al § 7.3.1.

9.3.2 Combinazioni per gli S.L.S.

Si rimanda a una fase successiva della progettazione, in quanto non dimensionanti per le strutture in esame.

9.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

Dalle analisi svolte nei modelli di calcolo, le massime azioni assiali agli SLU per la sezione sono:

$$M^* = -623 \text{ kN}$$

Le caratteristiche inerziali della sezione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	<table border="1"> <tr> <td>Rev</td> <td>Data</td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	Rev	Data	F0	20/06/2011
Rev	Data						
F0	20/06/2011						

H2000	N _{by,Rd} [kN] 14.058	M _{cy,Rd} [kNm] 12.421	Classe Sezione Compressione 4 Flessione My 3 Flessione Mz 3 Presso-Flessione 3
g (Kg/m): 502,4	N _{bz,Rd} [kN] 14.058	M _{cz,Rd} [kNm] 706,1	
h (mm): 2.000	V _{ply,Rd} [kN] 7.613	V _{plz,Rd} [kN] 4.880	
b (mm): 500	A (cm ²): 640	iz (cm): 9,032	
tw (mm): 20	I _y (cm ⁴): 3.673.834	I _z (cm ⁴): 52.213	Verifiche <input type="button" value="Presso Flessione"/> <input type="button" value="Svergolamento"/>
tf (mm): 25	W _y (cm ³): 36.738	W _z (cm ³): 2.089	
r (mm): 0	W _{ply} (cm ³): 43.700	W _{pl,z} (cm ³): 3.320	
	I _T (cm ⁴): 1.041	I _w (cm ⁶): 509.161.595	

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 4.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.5 di EN 1993-1-1:2005) la sezione viene classificata come di **classe 3**:

$$\frac{c}{t} = \frac{1900}{20} = 95 \leq 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 100$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 14-01-2008).

VERIFICA DI STABILITA'

L'elemento risulta quindi prevalentemente soggetto a sforzo normale; per cui la verifica da eseguire è che $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$, con M_{Ed} sforzo normale di progetto e $M_{b,Rd}$ la resistenza a instabilità dell'elemento.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{623}{\chi \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{623}{0,408 \cdot 36738000 \cdot 323 \cdot 10^{-6}} = 0,128 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\beta = 2$$

$$\chi = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}^2}} = 0,408$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - Kc) \cdot [1 - 0,20 \cdot (\bar{\lambda} - 0,8)^2] = 0,955$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2] = 1,690$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,024$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10 VERIFICA DEL TRAVERSO DI PILA

In questo paragrafo si conduce la verifica del traverso di pila. Tale elemento viene considerato a parte nell'analisi dell'impalcato perché riveste una funzione particolare durante le lavorazioni di manutenzione dell'opera.

Risulta infatti dimensionante la situazione durante la fase di manutenzione in cui, mediante martinetti, viene sollevato l'impalcato per la sostituzione degli appoggi.

Il traverso viene realizzato mediante una trave doppio T che trasferisce le azioni puntuali dei martinetti agli elementi più resistenti quali le travi principali e la soletta in c.a.

10.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli SLU.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- acciaio: 78,5 kN/m³

Le azioni agenti sono esclusivamente i pesi propri del traverso e gli scarichi delle azioni permanenti d'impalcato, assumendo quindi di effettuare la sostituzione durante una finestra di lavoro in assenza di traffico.

I valori degli scarichi d'impalcato dovute alle azioni permanenti si desumono dal paragrafo 7.3 e si assumono, per ogni appoggio, pari a 4798 kN.

10.2 MODELLO DI CALCOLO

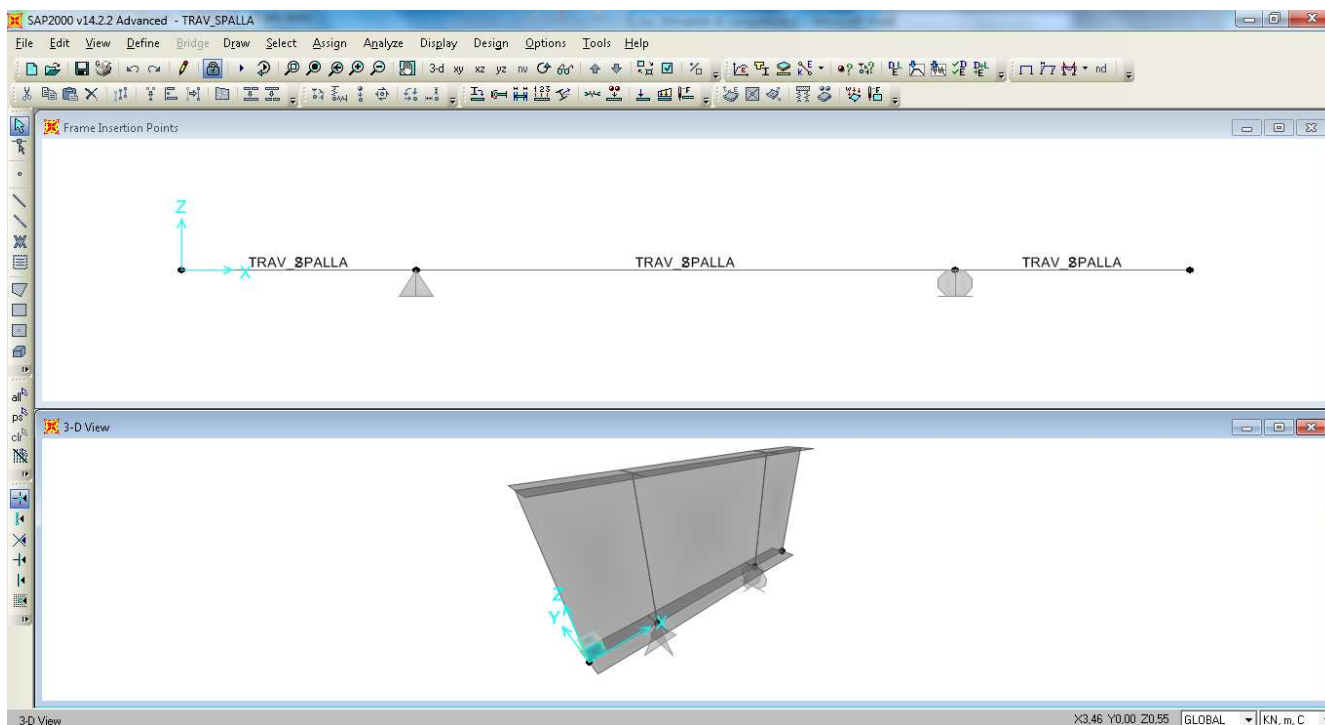
10.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

10.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello trave su due appoggi (vedi elaborati grafici) realizzata mediante un solutore agli Elementi Finiti:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

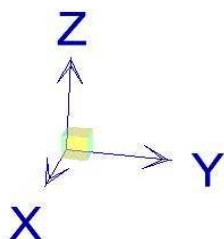


F7. Modello agli EF del traverso di spalla

Gli elementi costituenti il traverso sono modellati mediante elementi di tipo “line”. I vincoli esterni sono costituiti da appoggi disposti nei punti in cui l’impalcato viene sollevato; nel caso in esame si tratta di una reticolare su 2 appoggi. Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alle parti di struttura maggiormente sollecitate soggette ai carichi individuati al paragrafo precedente.

10.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

Il sistema di riferimento viene assunto con origine sul ciglio interno dell’impalcato, coincidente con il valore di ascissa $x=0$ del modello. La disposizione degli assi segue la “regola della mano destra”:



- l’asse X è diretto secondo l’asse trasversale dell’impalcato, positivo dall’interno verso l’esterno;
- l’asse Z è diretto verso l’alto, positivo verso l’alto.

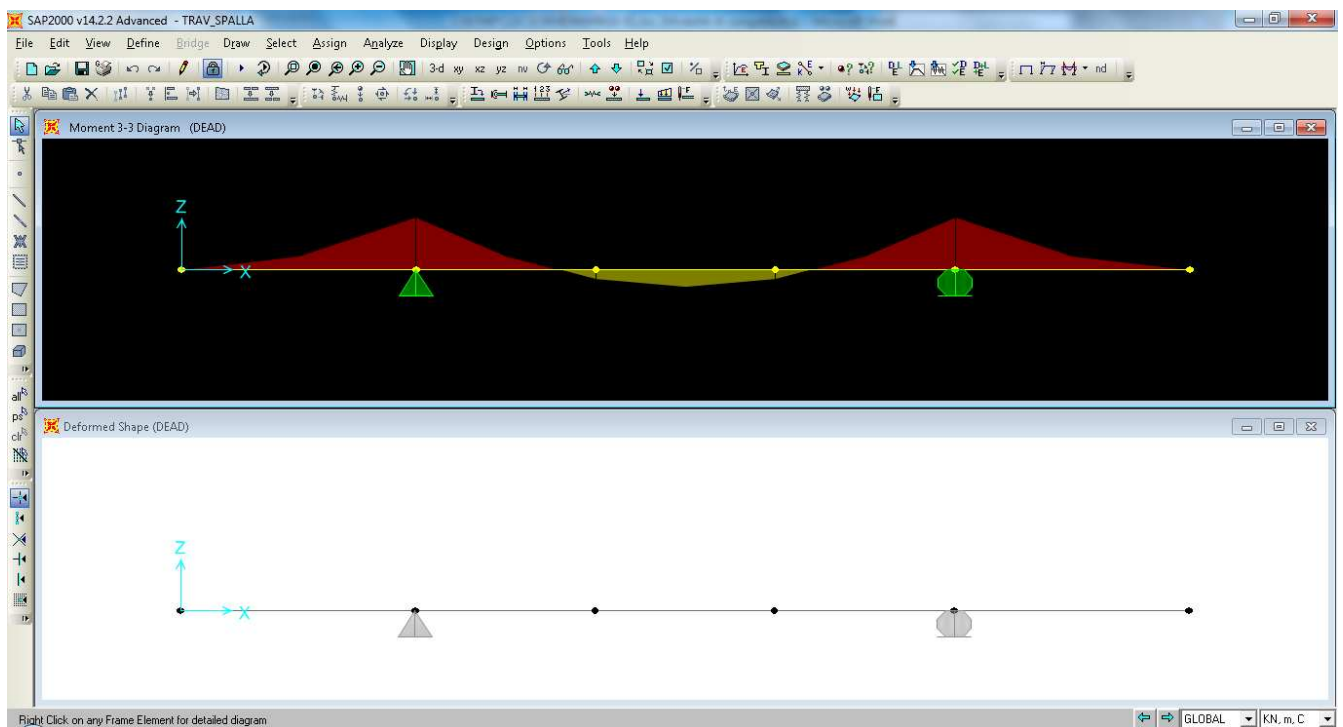
Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo quanto già indicato al §7.2.3.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

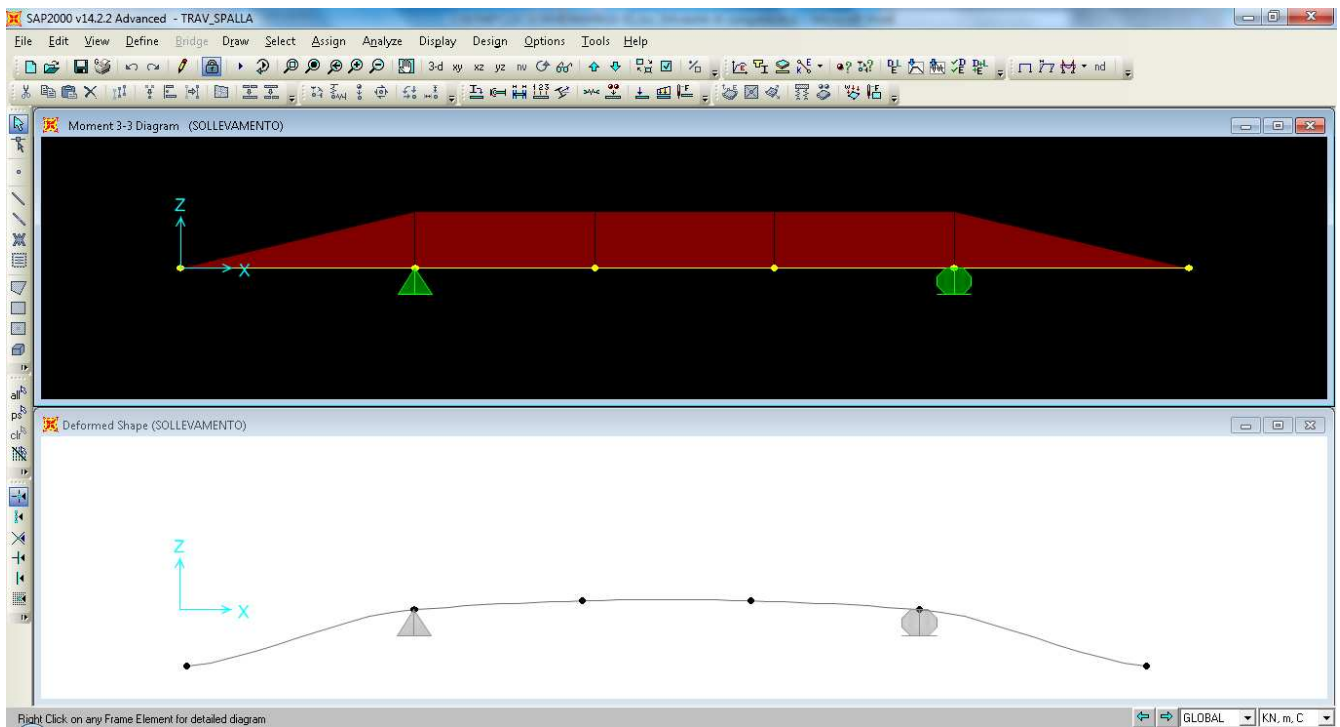
Si riportano nel seguito le deformazioni e le tensioni indotte per la condizione per le 2 condizioni di carico elementare precedentemente individuate.

Deformazione e sforzi assiali nei controventi – peso proprio



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazione e sforzi assiali nei controventi – sollevamento



10.3.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Si rimanda al § 7.3.1.

10.3.2 Combinazioni per gli S.L.S.

Si rimanda a una fase successiva della progettazione, in quanto non dimensionanti per le strutture in esame.

10.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

Dalle analisi svolte nei modelli di calcolo, le massime azioni assiali agli SLU per la sezione sono:

$$M^* = -6475 \text{ kN}$$

Le caratteristiche inerziali della sezione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	<table border="1"> <tr> <td style="text-align: center;">Rev</td> <td style="text-align: center;">Data</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	Rev	Data	F0	20/06/2011
Rev	Data						
F0	20/06/2011						

H2000	$N_{by,Rd}$ [kN] 14.058	$M_{cy,Rd}$ [kNm] 12.421	Classe Sezione Compressione 4 Flessione My 3 Flessione Mz 3 Presso-Flessione 3
g (Kg/m): 502,4	$N_{bz,Rd}$ [kN] 14.058	$M_{cz,Rd}$ [kNm] 706,1	
h (mm): 2.000	$V_{ply,Rd}$ [kN] 7.613	$V_{plz,Rd}$ [kN] 4.880	
b (mm): 500	A (cm ²): 640	i_y (cm): 75,77	
tw (mm): 20	i_y (cm ⁴): 3.673.834	i_z (cm): 9,032	Verifiche <input type="button" value="Presso Flessione"/> <input type="button" value="Svergolamento"/>
tf (mm): 25	i_z (cm ⁴): 52.213	IT (cm ⁴): 1.041	
r (mm): 0	W_y (cm ³): 36.738	W_z (cm ³): 2.089	
	$W_{pl,y}$ (cm ³): 43.700	$W_{pl,z}$ (cm ³): 3.320	

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 4.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.5 di EN 1993-1-1:2005) la sezione viene classificata come di **classe 3**:

$$\frac{c}{t} = \frac{1900}{20} = 95 \leq 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 100$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 14-01-2008).

VERIFICA DI STABILITA'

L'elemento risulta quindi prevalentemente soggetto a sforzo normale; per cui la verifica da eseguire è che $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$, con M_{Ed} sforzo normale di progetto e $M_{b,Rd}$ la resistenza a instabilità dell'elemento.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{6475}{\chi \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{6475}{0,581 \cdot 36738000 \cdot 323 \cdot 10^{-6}} = 0,939 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\beta = 1$$

$$\chi = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}^2}} = 0,581$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - Kc) \cdot [1 - 0,20 \cdot (\bar{\lambda} - 0,8)^2] = 1,000$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2] = 1,165$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,024$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11 VERIFICA DELLE PREDALLES

In questo paragrafo si conduce una verifica della prima fase della soletta in c.a., quando le lastre tralicciate devono sostenere il getto di completamento della soletta.

Le predalles tralicciate hanno spessore 6 cm, tessute trasversalmente tra due travi successive, sulle quali viene eseguito il getto in opera dei rimanenti 24 cm.

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico “di lavorazione” (assunto pari a 1 kN/mq).

Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell’impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralici. In particolare sull’appoggio centrale la lastra tralicciata si interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (5 cm).

11.1 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.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³

Permanenti + Accidentali:

peso proprio =	0,06 x 25 = 1,5 kN/m ²	si assume	1,50 kN/m ²
getto integrativo =	0,24 x 25 = 6,0 kN/m ²	si assume	6,00 kN/m ²
sovraccarico =		si assume	1,00 kN/m ²
Elemento di bordo =		si assume	1,00 kN/m

11.2 VERIFICA DELLE SEZIONI

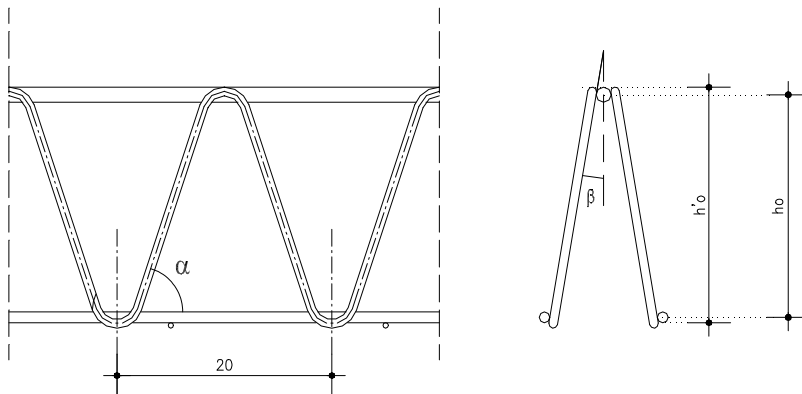
Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ($f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

risultati soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: h'_0

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2$

11.2.1 Verifica dello sbalzo

La lunghezza della coppella della predalles risulta, nel punto più sfavorevole, pari a 2,70 m, perciò si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 2,70 - 0,05 = 2,65 \text{ m}$$

Si considera a favore di sicurezza lo schema di mensola incastrata.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

Carichi			
	peso proprio predalle	1,50	kN/mq
	getto integrativo	6,00	kN/mq
	sovraccarico	1,00	kN/mq
	elemento di bordo	1,00	kN/m
Geometria tralicci			
	larghezza lastra	2,5	m
	interasse tralicci	0,50	m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

corr. Sup.	ø corrente superiore traliccio	22	mm
	area correnti sup. / lastra	1901	mmq
corr. Inferiore	ø corrente inferiore traliccio	20	mm
	area corrente inf.	314	mmq
	area correnti inf. / lastra	3142	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	7854	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	5,00	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	40,00	
	lambda correnti inf.	40	
	coeff. Omega	1,21	
corr. Inferiore integrativo	ø corrente inf. integrativo	20	mm
	area corrente inf. Integrativo	314	mmq
	numero correnti inf. Integrativi	0	num
	area correnti inf. / lastra	0	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	7854	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	5,00	mmc
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	40	
	coeff. Omega	1,21	
	altezza totale traliccio	19,00	cm
	altezza utile traliccio	16,90	cm
staffe	ø staffa traliccio	8	mm
	area staffa	50	mmq
	area staffe / lastra	503	mmq
	momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	2,00	mmc
	lunghezza libera di inflessione	17,62	cm
	lambda staffe	88	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	coeff. Omega	2,19	
	alfa	1,33	rad
	beta	0,1526	rad
	lunghezza sbalzo	2,65	m
	lunghezza del tratto gettato	2,65	m
	Sollecitazioni unitarie		
	M	32,50	kNm/m
	T	23,53	kN/m
	Sollecitazioni sulla lastra		
	M	81,24	kNm/lastra
	T	58,81	kN/lastra
	S staffe	61,31	kN/lastra
	Tensioni sugli elementi		
	Trazione sui correnti sup.	341,43	N/mmq OK
	Compressione nei correnti inf.	249,95	N/mmq OK
	Compressione nelle staffe	360,64	N/mmq OK

11.2.2 Verifica in campata

La lunghezza della coppella della predalle risulta 3,50, perciò si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 3,50 - 2 \cdot 0,05 = 3,40 \text{ m.}$$

Si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata.

Nel calcolo, a favore di sicurezza, non viene considerata la presenza dello sbalzo laterale, ovvero non si considera il contributo favorevole dovuto al momento negativo indotto dallo sbalzo stesso.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Carichi	peso proprio predalle	1,50	kN/mq		
	getto integrativo	6,00	kN/mq		
	sovraccarico	1,00	kN/mq		
	numero di tralicci nella lastra	6	m		
Corrente Superiore	∅ corrente superiore traliccio	20	mm		
	area corrente sup.	314	mmq		
	area correnti sup. / lastra	1885	mmq		
	momento di inerzia corrente sup.	7854	mmq x mmq		
	raggio di inerzia corrente sup.	5,00	mm		
	lunghezza libera di inflessione	20	cm		
	lambda correnti sup.	40			
	coeff. Omega	1,21			
Corrente Inferiore	∅ corrente inferiore traliccio	20	mm		
	area corrente inf.	314	mmq		
	numero di ferri inf. aggiuntivi	0			
	∅ ferri inf. aggiuntivi	0	mm		
	area ferri aggiuntivi	0	mmq		
	altezza totale traliccio	19,00	cm		
	altezza utile traliccio	17,00	cm		
staffe	∅ staffa traliccio	8	mm		
	area staffa	50	mmq		
	area staffe / lastra	603	mmq		
	momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq		
	raggio di inerzia correnti inf.	2,00	mmc		
	lunghezza libera di inflessione	17,73	cm		
	lambda staffe	89			
	coeff. Omega	2,22			
		alfa	1,33	rad	
		beta	0,1518	rad	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	larghezza piattabanda	0	m	
	lunghezza sbalzo	0	m	
	lunghezza campata	3,4	m	
	Momento indotto dagli sbalzi	0,00	kNm/m	
	Sollecitazioni unitarie			
	M=	12,28	kNm/m	
	T=	14	KN/m	
	Sollecitazioni sulla lastra			
	larghezza lastra	2,50	m	
	M=	30,71	kNm/lastra	
	T=	36,13	kN/lastra	
	S staffe	37,67	kN/lastra	
	Tensioni sugli elementi			
	Trazione sui correnti inf.	64,68	N/mm ²	OK
	Compressione nei correnti sup.	156,53	N/mm ²	OK
	Compressione nelle staffe	187,17	N/mm ²	OK

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12 ANALISI SISTEMA DI VINCOLAMENTO

12.1 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. Il sistema di vincolamento previsto è di tipo tradizionale, scaricando le azioni orizzontali statiche longitudinali sulla pila 2, mentre le azioni trasversali sono ripartite su tutte le sottostrutture. In fase sismica si ripartisce invece l'azione longitudinale sulle 3 pile (impiegando 2 shock-trasmitters sulla pila 1 e 3), mentre si ripartisce sempre l'azione trasversale su tutte le sottostrutture.

Poiché il sistema di vincolamento dovrà sempre rimanere in campo elastico, anche in situazioni di SLU, vengono riportate le caratteristiche prestazionali del sistema esclusivamente per le condizioni di SLU e di Sisma.

12.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.1 e §7.3).

I carichi permanenti strutturali inducono su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -839 kN
- appoggio di pila ≈ -3387 kN

12.1.2 Carichi permanenti portati (g_3)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.2 e §7.3).

I carichi permanenti portati inducono su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -364 kN
- appoggio di pila ≈ -1411 kN

12.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi § 7.1.3 e §7.3).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I inducono inducono su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -53 kN
- appoggio di pila ≈ -204 kN

12.1.4 Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.4 e §7.3).

Il ritiro differenziale tra soletta e trave induce su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla $\approx +141$ kN
- appoggio di pila $\approx +55$ kN

12.1.5 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.5 e §7.3).

La variazione termica della soletta induce su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -174 kN
- appoggio di pila ≈ -57 kN

Oltre all'azione termica differenziale tra soletta e trave, deve essere considerata una variazione termica uniforme da applicare all'intero impalcato, per definire i massimi spostamenti che possono subire gli appoggi sia in senso trasversale che longitudinale.

In accordo con il § 3.5 del D.M. 14-01-2008 e § 6 di UNI EN 1991-1-5:2004, si assume un coefficiente termico pari ad $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ e una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 30$ °C. Da cui si ottengono, per l'opera in oggetto, i seguenti valori di progetto:

$$\epsilon_{\Delta T, \text{long}} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_O = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \pm 30 \cdot 190000 = \pm 68,4 \text{ mm}$$
 massima deformazione longitudinale

$$\epsilon_{\Delta T, \text{trasv}} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_B = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \pm 30 \cdot 9000 = \pm 3,51 \text{ mm}$$
 massima deformazione trasversale

con

L_O dimensione longitudinale dell'opera

L_B dimensione trasversale dell'opera

12.1.6 Carichi mobili (q_1)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

per ciascuna trave (vedi §7.1.6 e §7.3).

I carichi mobili inducono sull'appoggio più sollecitato un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -1487 kN
- appoggio di pila ≈ -3117 kN

12.1.7 Incremento dinamico (q_2)

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

12.1.8 Azione di frenamento (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_{ik} , 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:

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

con

$$180 \text{ kN} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ kN}$$

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:

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 190,00 = 873 \text{ kN}$$

In direzione longitudinale vengono disposti sulla Spalla A i seguenti appoggi:

- 1 appoggio fisso
- 1 appoggi unidirezionali trasversali

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $Q_{ik,i} = 873 / 2 = 437$ kN.

12.1.9 Azione centrifuga (q_4)

Essendo l'azione centrifuga di entità trascurabile rispetto all'azione del vento, non viene presa in considerazione nel dimensionamento degli appoggi.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.1.10 Azione del vento (q_5)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.10 e §7.3).

L'effetto torcente del vento sull'impalcato induce sull'appoggio più sollecitato un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -73 kN
- appoggio di pila ≈ -274 kN

Oltre all'azione verticale, bisogna considerare sugli appoggi fissi trasversali, l'azione orizzontale dovuta al carico applicato come definito al §7.1.10.

L'azione trasversale da considerare (e di conseguenza per ogni appoggio resistente trasversalmente) è pari a:

$$H_{w,x-SPALLA} = \pm 254 \text{ kN}$$

$$H_{w,x-PILA} = \pm 952 \text{ kN}$$

12.1.11 Azione sismica (q_6)

Per il tipo di vincolamento pensato, l'azione sismica deve essere "scaricata" alle sottostrutture mediante un sistema tradizionale (mediante la "resistenza" del sistema di vincolamento).

Per definire le sollecitazioni da trasmettere durante un evento sismico si fa ricorso al metodo "pseudostatico", ovvero valutando le azioni secondo la relazione:

$$F_{sis} = S \cdot a_g \cdot M$$

dove

S è il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g è il valore di accelerazione al suolo caratteristica del sito dell'opera definita come al §4.3;

M è la massa di impalcato costituita da tutti i contributi derivanti dalle azioni permanenti (peso propri e permanenti portati) e trascurando le masse dovute a carichi mobili.

L'opera oggetto di questa relazione, possiede una massa M pari a:

$$M = (g_1 + g_2) \cdot L / g = (120 + 50) \cdot 190 / 9,81 = 3293 \text{ t}$$

Con

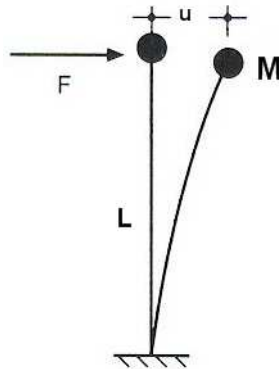
L luce di calcolo;

g accelerazione di gravità in m/sec^2 .

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per definire l'accelerazione di progetto da considerare deve essere eseguita un'analisi modale della struttura per definire i modi di vibrare del viadotto, e di conseguenza ottenere il periodo fondamentale.

Per definire il periodo fondamentale della struttura viene eseguita un'analisi semplificata; tale analisi può essere applicata nei casi in cui la deformata dinamica della struttura è governata da un solo modo e la risposta è quindi fornita in buona approssimazione dall'analisi di un oscillatore ad 1 grado di libertà:



Questa condizione può ritenersi soddisfatta nei casi seguenti:

- nella direzione longitudinale per ponti rettilinei a travata continua, purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- nella direzione trasversale per ponti che soddisfano la condizione (a) e sono simmetrici rispetto alla mezzeria longitudinale, o hanno un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte;
- in ponti a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata.

Il Viadotto in esame rientra nella tipologia a) e b) ed avendo tutte pile a sezione costante la massa efficace può essere assunta pari alla massa della metà superiore della pila.

In particolare si definisce il periodo della struttura come:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

dove:

M = la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila

K = è la rigidezza laterale complessiva del modello considerato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Nel caso di una mensola incastrata alla base la rigidezza del modello può essere definita come:

$$k = \frac{3 \cdot EJ}{l^3}$$

dove:

E = modulo di deformazione elastica

J = momenti d'inerzia rispetto all'asse inflesso

L = lunghezza della mensola

Da cui si ottiene:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 6,28 \cdot \sqrt{\frac{953 + 128}{\frac{3 \cdot 35000000 \cdot 7,478}{12^3}}} = 0,306 \text{ sec} \quad (\text{periodo fondamentale in direzione longitudinale})$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 6,28 \cdot \sqrt{\frac{953 + 128}{\frac{3 \cdot 35000000 \cdot 57,451}{12^3}}} = 0,110 \text{ sec} \quad (\text{periodo fondamentale in direzione trasversale})$$

Il calcolo delle azioni trasmesse agli appoggi viene svolto considerando un fattore di struttura $q = 1,0$. Dalle considerazioni esposte sopra, l'azione sismica in direzione longitudinale è pari a:

- azione su spalla $F_{\text{sis}} = 0 \text{ kN}$
- azione su pila $F_{\text{sis}} = a_g \cdot M = 1,117 \cdot 9,81 \cdot 953 = 10443 \text{ kN}$

L'azione sismica in direzione trasversale è pari a:

- azione su spalla $F_{\text{sis}} = a_g \cdot M = 1,117 \cdot 9,81 \cdot 347 = 3803 \text{ kN}$
- azione su pila $F_{\text{sis}} = a_g \cdot M = 1,117 \cdot 9,81 \cdot 953 = 10443 \text{ kN}$

Considerando che vengono disposti:

- su spalla A = 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale
- su Pila 1= 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale + shock-transmitters
- su Pila 2= 1 appoggio unidirezionale trasversali + 1 appoggio fisso
- su Pila 3= 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale + shock-transmitters

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- su spalla B = 1 appoggi multidirezionali + 1 appoggio unidirezionale longitudinale

nel paragrafo 12.3, vengono riportati gli scarichi per ogni tipo di appoggio utilizzato.

Il calcolo pile invece viene svolto considerando un fattore di struttura $q = 1,5$. Dalle considerazioni esposte sopra, l'azione sismica in direzione longitudinale è pari a:

- azione su pila $F_{\text{sis}} = a_g \cdot M = 0,744 \cdot 9,81 \cdot 953 = 6955 \text{ kN}$

L'azione sismica in direzione trasversale è pari a:

- azione su pila $F_{\text{sis}} = a_g \cdot M = 0,744 \cdot 9,81 \cdot 953 = 6955 \text{ kN}$

12.1.12 Resistenze parassite (q_7)

In accordo con la normativa vigente, si considera sulle spalle (dotate di dispositivi di vincolamento mobile in direzione longitudinale) la resistenza passiva degli apparecchi di appoggio.

In particolare si considera il 3% del carico verticale agente sul vincolo:

$$F_{x,p} = 0,03 \cdot (g_1 + g_2 + 0,5 \cdot q_1)$$

12.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Come già ampiamente descritto al §7.3, le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite sono definite in accordo al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008. In particolare si definisco le combinazioni agli SLU come:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

con

+ implica "da combinarsi con"

\sum implica "l'effetto combinato di"

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le combinazioni di carico adottate per definire le massime azioni sugli appoggi sono le seguenti:

- $SLU1 = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$.
- $SLU2 = 1,50 \cdot Q_3$
- $SLU3 = 1,50 \cdot Q_5$
- $SISX = 1,00 \cdot E_X$
- $SISY = 1,00 \cdot E_Y$

essendo:

G_k	pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
Q_k	carichi mobili (q_1)
Q_3	azione di frenamento
Q_5	azione compatibile del vento
ε_1	distorsioni e cedimenti
ε_2	ritiro del calcestruzzo
ε_{3-}	(-10 °C) variazione termica differenziale
ε_{3+}	(+10 °C) variazione termica differenziale

In particolare ciascuna combinazione agli SLU considerata dimensiona una componente di sollecitazione:

- SLU1 massimizza le azioni verticali in condizione ultima
- SLU2 massimizza le azioni orizzontali longitudinali in condizione ultima
- SLU3 massimizza le azioni orizzontali trasversali in condizione ultima
- SISX massimizza le azioni orizzontali longitudinali in condizione sismica
- SISY massimizza le azioni orizzontali trasversali in condizione sismica

12.3 CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI VINCOLAMENTO E DEI GIUNTI

Dalle analisi condotte ai paragrafi precedenti e combinando le azioni elementari secondo quanto indicato al paragrafo 12.2, si ottengono le seguenti azioni e deformazioni massime (esprese in kN o mm) per ogni tipo di appoggio impiegato. In particolare, per le azioni orizzontali, si considerano dimensionanti le azioni in combinazione sismica in quanto superiori di circa 3 volte le azioni agli

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

stati limite ultimi.

12.3.1 Appoggi relativi alle spalle

▪ APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE

$$F_x = 0 \text{ kN}$$

$$F_y = 1,00 \cdot E_y = \pm 3803 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-839-364) + (-53) + 1,20 \cdot (-141) + 1,35 \cdot (-1487) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-73) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-174) \approx -4045 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_x \approx \pm 70 \text{ mm}$$

$$\text{Spostamenti } s_y = 0 \text{ mm}$$

▪ APPOGGI MULTIDIREZIONALI

$$F_x \text{ e } F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-839-364) + (-53) + 1,20 \cdot (-141) + 1,35 \cdot (-1487) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-73) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-174) \approx -4045 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_x \approx \pm 70 \text{ mm}$$

$$\text{Spostamenti } s_y \approx \pm 10 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda i giunti di dilatazione trasversali (da prevedere in corrispondenza delle spalle), si prescrivono giunti in gomma armata con capacità di dilatazione longitudinale superiore a ± 70 mm.

12.3.2 Appoggi relativi alle pile

▪ APPOGGIO FISSO

$$F_x = 1,00 \cdot E_x = \pm 5221 \text{ kN}$$

$$F_y = 1,00 \cdot E_y = \pm 10443 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-3387-1411) + (-204) + 1,20 \cdot (-55) + 1,35 \cdot (-3117) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-274) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-57) \approx -11243 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_x \text{ e } s_y = 0 \text{ mm}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

▪ **APPOGGI UNIDIREZIONALI TRASVERSALI**

$$F_x = 1,00 \cdot E_x = \pm 5221 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-3387-1411) + (-204) + 1,20 \cdot (-55) + 1,35 \cdot (-3117) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-274) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-57) \approx - 11243 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_x = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Spostamenti } s_y \approx \pm 10 \text{ mm}$$

▪ **APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE**

$$F_x = 0 \text{ kN}$$

$$F_y = 1,00 \cdot E_y = \pm 5221 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-3387-1411) + (-204) + 1,20 \cdot (-55) + 1,35 \cdot (-3117) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-274) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-57) \approx - 11243 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_X \approx \pm 70 \text{ mm}$$

$$\text{Spostamenti } s_Y = 0 \text{ mm}$$

▪ **APPOGGI MULTIDIREZIONALI**

$$F_x \text{ e } F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-3387-1411) + (-204) + 1,20 \cdot (-55) + 1,35 \cdot (-3117) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-274) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-57) \approx - 11243 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_x \approx \pm 70 \text{ mm}$$

$$\text{Spostamenti } s_y \approx \pm 10 \text{ mm}$$

▪ **SHOCK TRASMITTERS SU PILA 1 e 3**

$$F_x = 1,00 \cdot E_x = \pm 10443 \text{ Kn}$$

Per poter trasmettere tale azione, per ogni pila devono essere posizionati 3 shock transmitters con capacità da 3500 kN ciascuno.

Per la definizione dei collegamenti all'impalcato e alle pile, e per la definizione delle caratteristiche fisico-geometriche degli shock transmitters, si rimanda a una fase successiva della progettazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

13 ANALISI SOTTOSTRUTTURE

13.1 ANALISI DELLE SPALLE

13.1.1 ANALISI DEI CARICHI

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

13.1.1.1 Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato

Dalle analisi eseguiti ai paragrafi precedenti (vedi §7e 12) si sono ottenute le azioni applicate agli appoggi della spalla. Per completezza si riporta di seguito un riepilogo di tutte le azioni trasmesse dall'impalcato non fattorizzate.

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1			-1.678,00			
permanenti non strutturali	g_2						
permanenti portati	g_3			-728,00			
distorsioni e presollecitazioni	ε_1			-106,00			
ritiro	ε_2						
variazioni termiche	ε_3			-348,00			
viscosità	ε_4						
carichi mobili	q_1 - q_2			-2.974,00			
frenamento	q_3						
azione centrifuga	q_4						
vento	q_5		254,00		414,00		
sisma (direzione X)	q_6						
sisma (direzione Y)	q_6		3.803,00				
sisma (direzione Z)	q_6			-974,43			
resistenze parassite	q_7	116,79					
veicoli in svio	q_8						
altre azioni variabili	q_9						

13.1.1.2 Carichi permanenti strutturali e permanenti portati (g_1 - g_3)

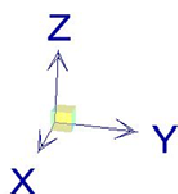
Per definire in maniera corretta la geometria della spalla, considerando tutti gli elementi che concorrono a completare il "corpo spalla", si discretizza la stessa in elementi rettangolari. Ciascuna

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

elemento rettangolare è dotato di 3 dimensioni geometriche (x, y ,z) che definiscono la forma dell'elemento e di 3 quote (x_G, y_G ,z_G) che identificano la posizione del baricentro dell'elemento rispetto al sistema di riferimento locale adottato.

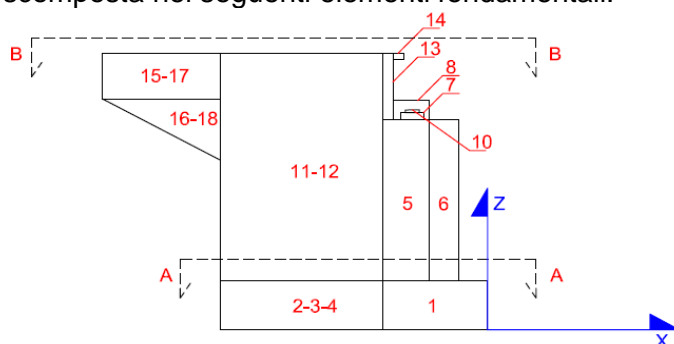
Con questa discretizzazione è possibile definire, mediante le note formule di geometria delle masse, la posizione del baricentro della spalla e di conseguenza le forze applicate ad esso.

Il sistema di riferimento adottato per la scomposizione della spalla è:

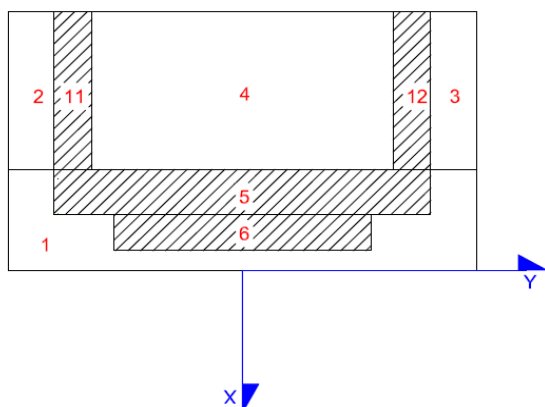


- **asse X** diretto lungo l'asse di tracciamento;
- **asse Y** ortogonale all'asse di tracciamento;
- **asse Z** diretto verso l'alto;
- L'origine del sistema di riferimento è preso sul filo più esterno della spalla in direzione X, in asse di tracciamento in direzione Y, a quota intradosso fondazione in direzione Z.

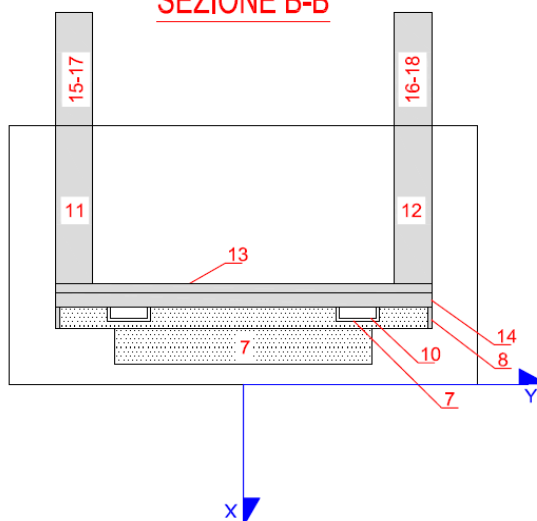
La spalla rimane scomposta nei seguenti elementi fondamentali:



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Dove con ogni numero si sono indicate le parti costituenti la spalla (se un elemento non è presente nella spalla oggetto di questa relazione, presenta dimensioni nulle):

ELEMENTO	Descrizione
1	PORZIONE TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE
2	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y>0)
3	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y<0)
4	COMPLETAMENTO DELLA FONDAZIONE
5	MURO FRONTALE
6	RINGROSSO MURO FRONTALE (per appoggi)
7	BAGGIOLI
8	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI
9	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI
10	APPARECCHI DI APPOGGIO
11	MURO DI RISVOLTO (Y > 0)
12	MURO DI RISVOLTO (Y < 0)
13	MURO PARAGHIAIA
14	MARTELLO
15	ORECCHIA parte rettangolare (Y>0)
16	ORECCHIA parte triangolare (Y>0)
17	ORECCHIA parte rettangolare (Y<0)
18	ORECCHIA parte triangolare (Y<0)
19	MARCIAPIEDE (y > 0)
20	MARCIAPIEDE (y < 0)
21	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y > 0)
22	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y < 0)
23	TERRENO A TERGO
24	TERRENO A TERGO (PORZIONE LONGITUDINALE FONDAZIONE)
25	RIVESTIMENTO (FRONTALE)
26	RIVESTIMENTO (y > 0)
27	RIVESTIMENTO (y < 0)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	Volume	ρ [kN/m ³]	Peso [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	S _x [kN*m]	S _y [kN*m]	S _z [kN*m]
1	2,50	9,30	2,50	58,13	25	-1.453,13	-1,25	0,00	1,25	1.816,41	0,00	-1.816,41
2	5,50	1,50	2,50	20,63	25	-515,63	-5,25	3,90	1,25	2.707,03	-2.010,94	-644,53
3	5,50	1,50	2,50	20,63	25	-515,63	-5,25	-3,90	1,25	2.707,03	2.010,94	-644,53
4				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
5	2,00	9,30	3,52	65,47	25	-1.636,80	-1,50	0,00	4,26	2.455,20	0,00	-6.972,77
6				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
7	1,00	1,00	0,62	1,24	25	-31,00	-1,30	0,00	6,33	40,30	0,00	-196,23
8	1,50	0,40	1,35	1,62	25	-40,50	-1,25	0,00	6,70	50,63	0,00	-271,15
9				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
10						-20,00	-1,30	0,00	6,74	26,00	0,00	-134,80
11	5,50	1,50	7,33	60,47	25	-1.511,81	-5,25	3,35	6,17	7.937,02	-5.064,57	-9.320,32
12	5,50	1,50	7,87	64,93	25	-1.623,19	-5,25	-3,35	6,44	8.521,73	5.437,68	-10.445,21
13	0,50	9,30	4,00	18,60	25	-465,00	-2,25	0,00	8,02	1.046,25	0,00	-3.729,30
14				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
15				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
16				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
17				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
18				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
19				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
20				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
21						0,00				0,00	0,00	0,00
22						0,00				0,00	0,00	0,00
23				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
24				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
25				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
26				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
27				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00

TOTALE =	-7.812,68	27.307,59	373,11	-34.175,25
-----------------	------------------	------------------	---------------	-------------------

Da cui si ottiene la posizione del baricentro della spalla, rispetto al sistema di riferimento adottato, secondo le seguenti relazioni:

$$F_z = \sum F_{z_i}$$

$$S_x = \sum F_{z_i} \cdot x_{g,i} \quad X_G = S_x / F_z = \mathbf{-3,50 \text{ m}}$$

$$S_y = \sum F_{z_i} \cdot y_{g,i} \quad Y_G = S_y / F_z = \mathbf{-0,05 \text{ m}}$$

$$S_z = \sum F_{z_i} \cdot z_{g,i} \quad Z_G = S_z / F_z = \mathbf{4,37 \text{ m}}$$

13.1.1.3 Carichi dovuti alla spinte a tergo della spalla (g₃)

Il rinterro a ridosso della spalla verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,271$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,426$.

Per le verifiche in condizione GEO, si riducono i parametri geotecnici secondo i coefficienti γ_m , ottenendo quindi:

- peso specifico $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi=29,26^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,343$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,511$.

Essendo la struttura progettata su fondazione indiretta, capace quindi di subire spostamenti di tipo roto-traslazionale limitati, a favore di sicurezza viene considerata la spinta della terra in condizione di spinta a riposo in fase statica; durante l'evento sismico invece, la struttura subisce deformazioni orizzontali superiori a $0,0005 \cdot H$ (4,5 mm per l'opera in oggetto), e pertanto viene considerata la spinta in regime attivo.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = \lambda_o \gamma_t z$ e con il consueto diagramma triangolari delle pressioni orizzontali.

Oltre alla spinta dovuta al rinterro, viene considerata inoltre la spinta del terreno dovuto alla presenza di un possibile sovraccarico (assunto in via cautelativa pari a $q=20 \text{ kN/mq}$, trascurando la diffusione delle tensioni) a tergo della spalla, a quota del piano viabile. Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = q \cdot z$ e con il consueto diagramma uniforme delle pressioni orizzontali.

Per le verifiche locali del paraghiaia in accordo con quanto riportato nella circolare n°17 al §5.1.3.3.7.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete, è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito su un superficie di dimensioni $3 \times 2,2 \text{ mq}$.

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore $600/(3 \cdot 2,2) = 90,91 \text{ kN/m}^2$, mentre il carico uniformemente distribuito $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$ viene sommato al carico tandem distribuito. Si ottiene quindi il valore complessivo di $\approx 100 \text{ kN/mq}$ da applicare a tergo del paraghiaia assumendo, a favore di sicurezza, un diagramma uniforme delle pressioni orizzontali.

Per le verifiche locali del paraghiaia viene considerata anche l'azione di tipo frenante, equivalente a un carico orizzontale in testa paraghiaia di 180 kN e un'azione verticale di 300 kN.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Caratteristiche del sistema muro-terreno:

peso per unità di volume terreno	$\gamma_{\text{terreno}} =$	19	kN/m ³
angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	35	°
inclinazione del paramento	$\psi =$	90	°
angolo di attrito terreno-paramento	$\delta =$	0	°
angolo di inclinazione del terrapieno	$\beta =$	0	°
coefficiente di spinta a riposo	$K_0 =$	0,426	
altezza del paramento + fondazione	$h_{\text{paramento}} =$	10,02	m
larghezza del paramento	$b_{\text{paramento}} =$	9,30	m

Calcolo delle spinte sul paramento e loro quota di applicazione:

$F_{x_{\text{sp,terr}}} = 1/2 * \gamma_{\text{terreno}} * h_{\text{paramento}}^2 * b_{\text{paramento}} * K_0 =$	3.782,54	kN
applicata a $z_F = h_{\text{paramento}} / 3 =$	3,34	m
$F_{x_{\text{sp,sovracc}}} = q_{\text{sovraccarico}} * h_{\text{paramento}} * b_{\text{paramento}} * K_0 =$	794,73	kN
applicata a $z_F = h_{\text{paramento}} / 2 =$	5,01	m

Per le verifiche in condizione GEO, le spinte sono le seguenti:

Caratteristiche del sistema muro-terreno:

peso per unità di volume terreno	$\gamma_{\text{terreno}} =$	19	kN/m ³
angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	29,26	°
inclinazione del paramento	$\psi =$	90	°
angolo di attrito terreno-paramento	$\delta =$	0	°
angolo di inclinazione del terrapieno	$\beta =$	0	°
coefficiente di spinta a riposo	$K_0 =$	0,511	
altezza del paramento + fondazione	$h_{\text{paramento}} =$	10,02	m
larghezza del paramento	$b_{\text{paramento}} =$	9,30	m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Calcolo delle spinte sul paramento e loro quota di applicazione:

$$F_{X_{sp,terr}} = 1/2 * \gamma_{terreno} * h_{paramento}^2 * b_{paramento} * K_0 = 4.534,77 \quad \text{kN}$$

applicata a $z_F = h_{paramento} / 3 = 3,34 \quad \text{m}$

$$F_{X_{sp,sovracc}} = q_{sovraccarico} * h_{paramento} * b_{paramento} * K_0 = 952,78 \quad \text{kN}$$

applicata a $z_F = h_{paramento} / 2 = 5,01 \quad \text{m}$

13.1.1.4 Azione sismica (q_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 definiti al §0.

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

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

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

In cui:

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito pari a 0,448g;

g accelerazione di gravità;

β parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1 di [NT_1] (cautelativamente si assumerà $\beta = 1,00$).

Per quanto premesso e in accordo con il §7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008, si ottengono le seguenti forze sismiche applicate al sistema "spalla":

Forze inerziali orizzontali e verticali

$$F_{x,y} = W \cdot k_h = 7.812,68 \cdot 0,448 = 3.500,08 \text{ kN}$$

$$F_z = W \cdot k_v = 7.812,68 \cdot 0,224 = 1.750,04 \text{ kN}$$

con

W peso complessivo del sistema "corpo spalla" espresso in kN

Sovra spinta del terreno a tergo della spalla

$$\tan \Theta = kh / (1 + kv) = 0,336$$

$$\Theta = 0,351 \text{ rad}$$

$$K = 0,543$$

$$\Delta K = (1+kv) \cdot K - K_0 = 0,394 \text{ (incremento di spinta sismica)}$$

$$F_{X_{\text{sis,terr}}} = 1/2 \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot h_{\text{paramento}}^2 \cdot b_{\text{paramento}} \cdot \Delta K = 4.542,24 \text{ kN}$$

$$\text{applicata a } z_F = h_{\text{paramento}} / 2 = 5,01 \text{ m}$$

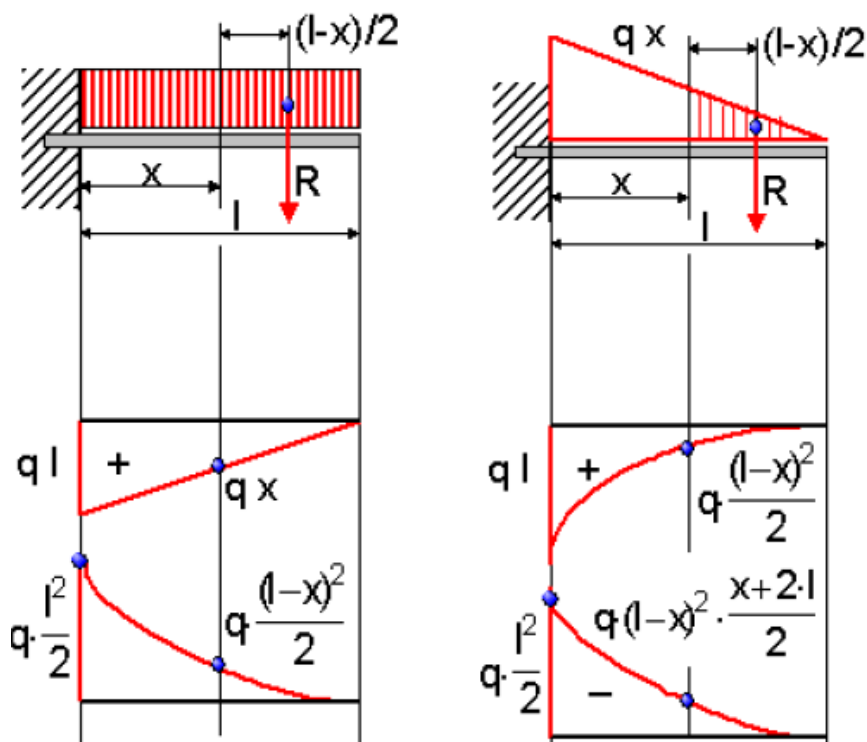
Essendo la spalla una struttura il cui sistema di vincolamento è mobile in direzione longitudinale, le azioni conseguenti all'azione sismica in direzione trasversale, dovute all'incremento della spinta del terreno e delle forze inerziali, devono essere moltiplicate per 1,3.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

13.1.2 MODELLO DI CALCOLO

13.1.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

È un modello semplificato che schematizza gli elementi verticali, costituenti la spalla come mensole di profondità unitaria, incastrate alla platea di fondazione e soggette ai carichi precedentemente analizzati (ridotti per unità di profondità):



13.1.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV di [NT_1]. Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate si rimanda al §7.3.

Si riportano nel seguito i valori di sollecitazione N , M e T per ogni condizione e combinazione di carico precedentemente individuata (vedi §13.1.1).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

13.1.3.1 Sollecitazioni base paraghiaia

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PARAGHIAIA e AZIONI ALLA BASE

$H =$	4,00	m		altezza paraghiaia
$b_0 =$	0,50	m		spessore paraghiaia
$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot k_0 \cdot H^2 =$	64,75		kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta riposo del terreno
$S_q = q_{\text{sovraccarico}} \cdot k_0 \cdot H =$	170,40		kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta riposo del sovraccarico
$S_{\text{fren}} =$	60,00		kN/m	azione orizzontale dovuta al frenamento
$S_i = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kh =$	22,40		kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia simica
$S_{ts} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$	119,75		kN/m	azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$M_t = S_t \cdot H/3 =$	86,34		kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta riposo del terreno
$M_q = S_q \cdot H/2 =$	340,80		kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta riposo del sovraccarico
$M_{\text{fren}} = S_{\text{fren}} \cdot H/2 =$	120,00		kNm/m	azione flettente dovuta al frenamento
$M_i = S_i \cdot H/2 =$	44,80		kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia simica
$M_{ts} = S_{ts} \cdot H/2 =$	239,49		kNm/m	azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$N_g = 25 \cdot b_0 \cdot H =$	-50,00		kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio
$N_{\text{fren}} =$	-300,00		kN/m	azione verticale dovuta al frenamento
$N_{g,\text{sis}} = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$	-11,20		kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia sismica

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

$M_y =$	756,63		kNm/m	
$F_z =$	-517,50		kN/m	
$F_x =$	407,46		kN/m	

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - sisma

$M_y =$	370,63		kNm/m	
$F_z =$	-61,20		kN/m	
$F_x =$	206,90		kN/m	

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

$M_y =$	341,94		kNm/m	
$F_z =$	-50,00		kN/m	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

My = 86,34 kNm/m
Fz = -50,00 kN/m

13.1.3.2 Sollecitazioni base muri andatori

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MURI ANDATORI e AZIONI ALLA BASE

H = 7,33 m altezza muro laterale
b₀ = 1,50 m spessore muro laterale

S_t = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot k_0 \cdot H^2 =$	217,44	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta riposo del terreno
S_q = $q_{\text{sovraccarico}} \cdot k_0 \cdot H =$	62,45	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta riposo del sovraccarico
S_i = $25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kh =$	123,14	kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia simica
S_{ts} = $\gamma_{\text{terreno}} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$	402,11	kN/m	azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
M_t = $S_t \cdot H/3 =$	531,28	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta riposo del terreno
M_q = $S_q \cdot H/2 =$	228,89	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta riposo del sovraccarico
M_i = $S_i \cdot H/2 =$	451,32	kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia simica
M_{ts} = $S_{ts} \cdot H/2 =$	1.473,74	kNm/m	azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
N_g = $25 \cdot b_0 \cdot H =$	-274,88	kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio
N_{g,sis} = $25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$	-61,57	kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia sismica

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

My = 1.026,22 kNm/m
Fz = -371,08 kN/m
Fx = 377,85 kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - SISMA

My = 2.456,34 kNm/m
Fz = -336,45 kN/m
Fx = 742,70 kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

My = 702,94 kNm/m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Fz = -274,88 kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

My = 531,28 kNm/m

Fz = -274,88 kN/m

13.1.3.3 Sollecitazioni base muro frontale

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MURO FRONTALE e AZIONI ALLA BASE

H = 7,52 m altezza muro frontale + paraghiaia
b₀ = 2,00 m spessore del muro frontale
e_Xappoggi = 0,20 m posizione in direzione X degli appoggi (positiva se a destra del baricentro muro frontale)
e_Zappoggi = 4,24 m posizione in direzione Z degli appoggi

S_t	$= \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot k_0 \cdot H^2 =$	228,86		kN/m azione orizzontale dovuta alla spinta riposo del terreno
S_q	$= q_{\text{sovraccarico}} \cdot k_0 \cdot H =$	64,07		kN/m azione orizzontale dovuta alla spinta riposo del sovraccarico
S_i	$= 25 \cdot (b_0 \cdot H_{\text{muro}} + b_p \cdot H_p) \cdot kh =$	168,45		kN/m azione orizzontale dovuta all'inerzia simica
S_{ts}	$= \gamma_{\text{terreno}} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$	423,23		kN/m azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
S_{ε3}	$= F_{Xε3} / L_{\text{paramento}} =$	0,00		kN/m azione orizzontale dovuta alle azioni termiche d'impalcato
S_{q3}	$= F_{Xq3} / L_{\text{paramento}} =$	0,00		kN/m azione orizzontale dovuta al frenamento sull'impalcato
S_{q5}	$= F_{Xq5} / L_{\text{paramento}} =$	0,00		kN/m azione orizzontale dovuta al vento agente sull'impalcato
S_{q6}	$= F_{Xq6} / L_{\text{paramento}} =$	0,00		kN/m azione orizzontale dovuta all'inerzia dell'impalcato
M_t	$= S_t \cdot H/3 =$	573,67		kNm/m azione flettente dovuta alla spinta riposo del terreno
M_q	$= S_q \cdot H/2 =$	240,90		kNm/m azione flettente dovuta alla spinta riposo del sovraccarico
M_i	$= S_i \cdot H/2 =$	633,36		kNm/m azione flettente dovuta all'inerzia simica
M_{ts}	$= S_{ts} \cdot H/2 =$	1.591,34		kNm/m azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
M_{ε3}	$= S_{ε3} \cdot e_{Z\text{appoggi}} =$	0,00		kNm/m azione flettente dovuta alle azioni termiche d'impalcato
M_{q3}	$= S_{q3} \cdot e_{Z\text{appoggi}} =$	0,00		kNm/m azione flettente dovuta al frenamento sull'impalcato
M_{q5}	$= S_{q5} \cdot e_{Z\text{appoggi}} =$	0,00		kNm/m azione flettente dovuta al vento agente sull'impalcato
M_{q6}	$= S_{q6} \cdot e_{Z\text{appoggi}} =$	0,00		kNm/m azione flettente dovuta all'inerzia dell'impalcato
M_{pp-impal.}	$= N_{pp-imp.} \cdot e_{X\text{appoggi}} =$	51,74		kNm/m azione flettente dovuta al peso proprio d'impalcato
M_{mob-impal.}	$= N_{mob-imp.} \cdot e_{X\text{appoggi}} =$	63,96		kNm/m azione flettente dovuta ai carichi mobili sull'impalcato
M_{vento-impal.}	$= N_{vento-imp.} \cdot e_{X\text{appoggi}} =$	0,00		kNm/m azione flettente dovuta al vento verticale sull'impalcato
M_{sis-impal.}	$= N_{sis-imp.} \cdot e_{X\text{appoggi}} =$	20,96		kNm/m azione flettente dovuta all'inerzia d'impalcato in direzione verticale
N_g	$= 25 \cdot (b_0 \cdot H_{\text{muro}} + b_p \cdot H_p) =$	-226,00		kN/m azione verticale dovuta al peso proprio
N_{g, sis}	$= 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$	-50,62		kN/m azione verticale dovuta all'inerzia sismica

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

N_{pp-impal.}	= $F_{Z_{g1+g3}} / L_{paramento} =$	-258,71	kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio d'impalcato
N_{mob-impal.}	= $F_{Z_{q1*Q2}} / L_{paramento} =$	-319,78	kN/m	azione verticale dovuta ai carichi mobili sull'impalcato
N_{vento-impal.}	= $F_{Z_{q5}} / L_{paramento} =$	0,00	kN/m	azione verticale dovuta al vento verticale sull'impalcato
N_{sis-impal.}	= $F_{Z_{q6}} / L_{paramento} =$	-104,78	kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia d'impalcato in direzione verticale

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

My =	1.255,88	kNm/m
Fz =	-1.086,07	kN/m
Fx =	395,46	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - SISMA

My =	2.871,07	kNm/m
Fz =	-640,11	kN/m
Fx =	820,54	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

My =	854,06	kNm/m
Fz =	-724,55	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

My =	625,42	kNm/m
Fz =	-484,71	kN/m

13.1.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

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

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

indicate dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Nelle verifiche successive si trascura la verifica delle tensione in esercizio per combinazione rara, perché non dimensionante.

13.1.4.1 Verifica base paraghiaia

Le sollecitazioni per la sezione considerata (vedi § 13.1.3) sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	757,00	-517,00	407,00
SIS	371,00	-62,00	207,00
FR	342,00	-50,00	-
QP	87,00	-50,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ϕ 18 passo 20 cm a 7 cm da esterno sezione (compressa)

ϕ 26 passo 10 cm a 7 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevedono n° 12,5 braccia/mq ϕ 12 (ciascun braccio a interasse orizzontale 20 cm e a interasse verticale 40 cm).

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)								
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)								
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000								
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.								
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)								
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 53,1 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12,7 cm ²								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	51700	75700	51720	91837	1,209	35,1		
2	S	6200	37100	6195	86723	2,332	37,6		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione						
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace						
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)						
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)						
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)						
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)						

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max		
1	0,00350	-0,00153	50,0	0,00209	44,0	-0,00683	6,0		
2	0,00350	-0,00257	50,0	0,00180	44,0	-0,00896	6,0		
2	S	10	30696	124652	138297	100,0	21,80	1,007	0,0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]										
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)										

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
---------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	--------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1 S 85,7 50,0 0,0 50,0 -1664 44,0 24,2 1541 53,1 9,8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScImin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3 =0,125 per flessione; = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin) in tenso-flessione
Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	67,9	-56,7	0,0	0,125	0,5	0,000714	151	0,184

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	22,5	50,0	0,0	50,0	-393	44,0	15,4	1484	53,1	9,8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	18,0	-13,9	-4,1	0,125	0,5	0,000079	150	0,020

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	450	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306,6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	450000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,6667	≤	2
$\rho_1 =$	0,011792444	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	3,6267
$v_{min} =$	0,4260		
$V_{Rd,c} =$	301,87	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	191,70	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\theta =$	21,8	°	0,38	radianti
$b_w =$	1000	mm		larghezza minima della sezione
$d =$	450	mm		altezza utile
$z =$	405	mm		braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282,6	mm ²		area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm		passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa		tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000			
$v_1 =$	0,5232			
$f_{cd} =$	18,13	Mpa		
$V_{Rd,s} =$	559,86	kN		resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1324,89	kN		resistenza lato calcestruzzo
0,553	≤	4,74368		verifica di duttilità per rottura lato acciaio

13.1.4.2 Verifica base muri andatori

Le sollecitazioni per la sezione considerata (vedi § 13.1.3) sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	1027,00	-372,00	378,00
SIS	2457,00	-337,00	743,00
FR	703,00	-275,00	-
QP	532,00	-275,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 20$ passo 20 cm a 8 cm da esterno sezione (compressa)

$\phi 20$ passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (tesa)

$\phi 20$ passo 10 cm a 16 cm da esterno sezione (tesa)

$\phi 20$ passo 10 cm a 24 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non occorrono armature a taglio

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	37200	102700	0	37190	509474	0	4,882
2	S	33700	245700	0	33705	507507	0	2,057

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00248	-0,00317	-50,0	150,0	0,00178	-42,0	142,0	-0,01000	-42,0	8,0
2	0,00247	-0,00318	-50,0	150,0	0,00176	-42,0	142,0	-0,01000	-42,0	8,0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	0,000087913	-0,010703303		
2	0,000000000	0,000087792	-0,010702340		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff.(§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	18,3	-50,0	150,0	-174	-32,7	8,0	1541	0	0,125	0,000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	14,3	-50,0	150,0	-127	-23,3	8,0	1484	0	0,125	0,000

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1350	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	15919,8	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1350000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,3849	≤	2
$\rho_1 =$	0,011792444	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	3,6267
$V_{min} =$	0,3227		
$V_{Rd,c} =$	752,52	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	435,62	kN	valore minimo di resistenza

13.1.4.3 Verifica base muro frontale

Le sollecitazioni per la sezione considerata (vedi § 13.1.3) sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	1256,00	-1086,00	396,00
SIS	2872,00	-640,00	821,00
FR	855,00	-725,00	-
QP	625,00	-485,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 20 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (compressa)

ϕ 20 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (tesa)

ϕ 20 passo 10 cm a 16 cm da esterno sezione (tesa)

ϕ 20 passo 10 cm a 24 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non occorrono armature a taglio

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inertzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inertzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	108600	125600	0	108583	775850	0	5,972
2	S	64000	287200	0	64006	739559	0	2,558

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00207	-0,00332	-50,0	200,0	0,00157	-42,0	192,0	-0,01000	-42,0	8,0
2	0,00193	-0,00340	-50,0	200,0	0,00143	-42,0	192,0	-0,01000	-42,0	8,0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	0,000062856	-0,010502848		
2	0,000000000	0,000062126	-0,010497011		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. (§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess. Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	14,6	-50,0	200,0	-96	-14,0	8,0	1541	0	0,125	0,000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
---------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	----	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1 S 10,5 -50,0 200,0 -73 -14,0 8,0 1484 0 0,125 0,000

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1800	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	15919,8	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1800000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,3333	≤	2
$\rho_1 =$	0,008844333	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	3,6267
$v_{min} =$	0,3048		
$V_{Rd,c} =$	877,67	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	548,69	kN	valore minimo di resistenza

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

13.2 ANALISI DELLA PILA

13.2.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche dagli SLS, SLU ed in presenza dell'evento sismico. Verrà condotta l'analisi sulla pila 2 essendo la più alta e soggetta quindi alle sollecitazioni maggiori.

13.2.1.1 Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato

Dalle analisi eseguiti ai paragrafi precedenti (vedi §7e 12) si sono ottenute le azioni applicate agli appoggi della pila. Per completezza si riporta di seguito un riepilogo di tutte le azioni trasmesse dall'impalcato non fattorizzate.

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1			-6.774,00			
permanenti non strutturali	g_2						
altre azioni permanenti	g_3			-2.822,00			
distorsioni e presollecitazioni	ε_1			-408,00			
ritiro	ε_2						
variazioni termiche	ε_3			-114,00			
viscosità	ε_4						
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$			-3.547,00	5.774,90		
frenamento	q_3	873,00					
azione centrifuga	q_4						
vento	q_5		952,00		1.138,50		
sisma (direzione X)	q_6	6.955,00					
sisma (direzione Y)	q_6		6.955,00				
sisma (direzione Z)	q_6			-3.886,38			
resistenze parassite	q_7						
veicoli in svio	q_8						
altre azioni variabili	q_9						

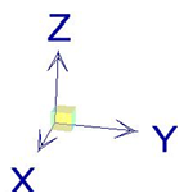
13.2.1.2 Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$)

Per definire in maniera corretta la geometria della spalla, considerando tutti gli elementi che concorrono a completare il "corpo pila", si discretizza la stessa in elementi rettangolari. Ciascuna elemento rettangolare è dotato di 3 dimensioni geometriche (x, y ,z) che definiscono la forma dell'elemento e di 3 quote (x_G, y_G, z_G) che identificano la posizione del baricentro dell'elemento rispetto al sistema di riferimento locale adottato.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

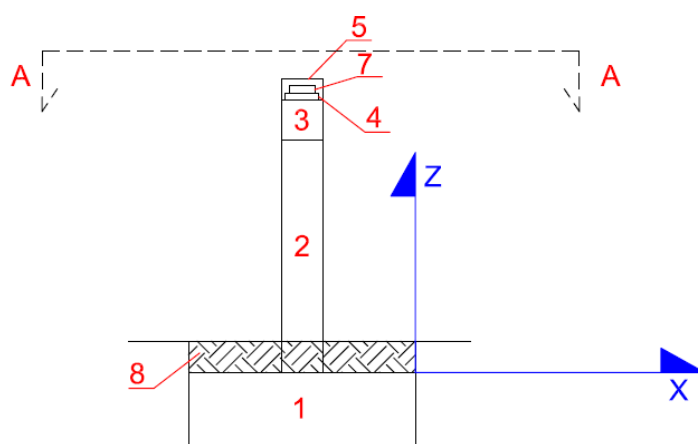
Con questa discretizzazione è possibile definire, mediante le note formule di geometria delle masse, la posizione del baricentro della spalla e di conseguenza le forze applicate ad esso.

Il sistema di riferimento adottato per la scomposizione della pila è:

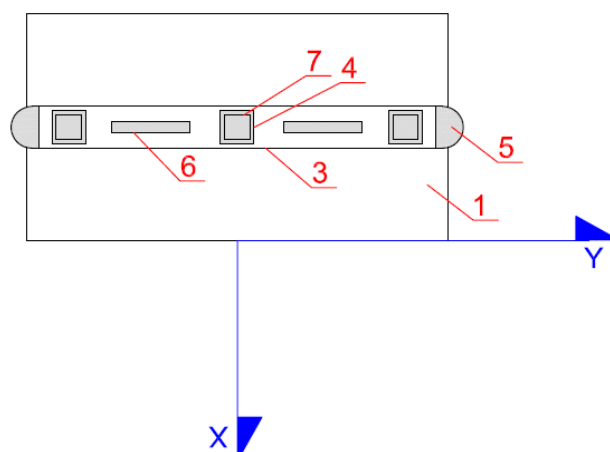


- **asse X** diretto lungo l'asse di tracciamento;
- **asse Y** ortogonale all'asse di tracciamento;
- **asse Z** diretto verso l'alto;
- L'origine del sistema di riferimento è preso sul filo più esterno della spalla in direzione X, in asse di tracciamento in direzione Y, a quota intradosso fondazione in direzione Z.

La pila rimane scomposta nei seguenti elementi fondamentali:



SEZIONE A-A



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

Dove con ogni numero si sono indicate le parti costituenti la spalla (se un elemento non è presente nella spalla oggetto di questa relazione, presenta dimensioni nulle):

ELEMENTO	Descrizione
1	PLINTO DI FONDAZIONE
2	FUSTO PILA
3	PULVINO
4	BAGGIOLI
5	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI
6	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI
7	APPARECCHI DI APPOGGIO
8	TERRENO DI RICOPRIMENTO

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	Volume	ρ [kN/m ³]	Peso [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	S _x [kN*m]	S _y [kN*m]	S _z [kN*m]
1	8,00	10,00	2,20	176,00	25	-4.400,00	0,00	0,00	-2,20	0,00	0,00	9.680,00

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	Volume	ρ [kN/m ³]	Peso [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	S _x [kN*m]	S _y [kN*m]	S _z [kN*m]
2			10,29	86,69	25	-2.167,33	0,00	0,00	5,15	0,00	0,00	-11.150,92
3	3,00	8,40	1,80	45,36	25	-1.134,00	0,00	0,00	11,19	0,00	0,00	-12.689,46
4			0,50	1,13	25	-28,27	0,00	0,00	12,34	0,00	0,00	-348,91
5				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
6				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
7			0,30	0,68	79	-53,27	0,00	0,00	12,74	0,00	0,00	-678,65
8						0,00				0,00	0,00	0,00

TOTALE =						-3.382,87				0,00	0,00	-24.867,93
-----------------	--	--	--	--	--	------------------	--	--	--	-------------	-------------	-------------------

Da cui si ottiene la posizione del baricentro della spalla, rispetto al sistema di riferimento adottato, secondo le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
F_z &= \sum F_{z_i} \\
S_x &= \sum F_{z_i} \cdot x_{g,i} & X_G &= S_x / F_z = \mathbf{0,00} \text{ m} \\
S_y &= \sum F_{z_i} \cdot y_{g,i} & Y_G &= S_y / F_z = \mathbf{0,00} \text{ m} \\
S_z &= \sum F_{z_i} \cdot z_{g,i} & Z_G &= S_z / F_z = \mathbf{7,35} \text{ m}
\end{aligned}$$

13.2.1.3 Carichi dovuti all'azione del vento (q₅)

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente e

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

longitudinalmente rispetto all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

In accordo con la normativa vigente (vedi § 3.3 D.M. 14-01-2008 e § 8 UNI EN 1991-1-4:2005) l'azione del vento sull'impalcato si valuta tramite l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma

c_d è il coefficiente dinamico

Come già ampiamente dettagliato al §7.1.10, la pressione del vento assume il valore di:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,567 \cdot 3,207 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,545 \text{ kN/mq}$$

Da cui, per l'opera in oggetto si ottengono le seguenti azioni agenti:

Calcolo delle forze agenti in direzione trasversale:

area resistente in direzione trasversale (y)	$A_{ref,y} =$	30,23 m ²
pressione del vento	$p =$	2,545 kN/m ²
punto di applicazione della risultante rispetto alla base fusto	$Z_{g,A} =$	5,15 m
$F_{w,y} = p \cdot A_{ref,y} =$	76,92	kN

Calcolo delle forze agenti in direzione longitudinali:

area resistente in direzione longitudinale (x)	$A_{ref,x} =$	92,30 m ²
pressione del vento	$p =$	2,545 kN/m ²
punto di applicazione della risultante rispetto alla base fusto	$Z_{g,A} =$	6,15 m
$F_{w,x} = p \cdot A_{ref,x} =$	234,89	kN

13.2.1.4 Azione sismica (q_6)

L'applicazione delle azioni sismiche dovute a inerzia degli elementi strutturali, viene affrontata 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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<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 definiti prendendo in conto un coefficiente di duttilità $q=1,5$. Con tale assunzione l'accelerazione a_g , in corrispondenza del 1° periodo di vibrazione calcolato al § 12.1.11 pari a 0,306 sec, è pari a 0,744 g.

Per quanto premesso e in accordo con il §7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008, si ottengono le seguenti forze sismiche applicate al fusto "pila" (da aggiungere alle azioni derivanti dall'impalcato):

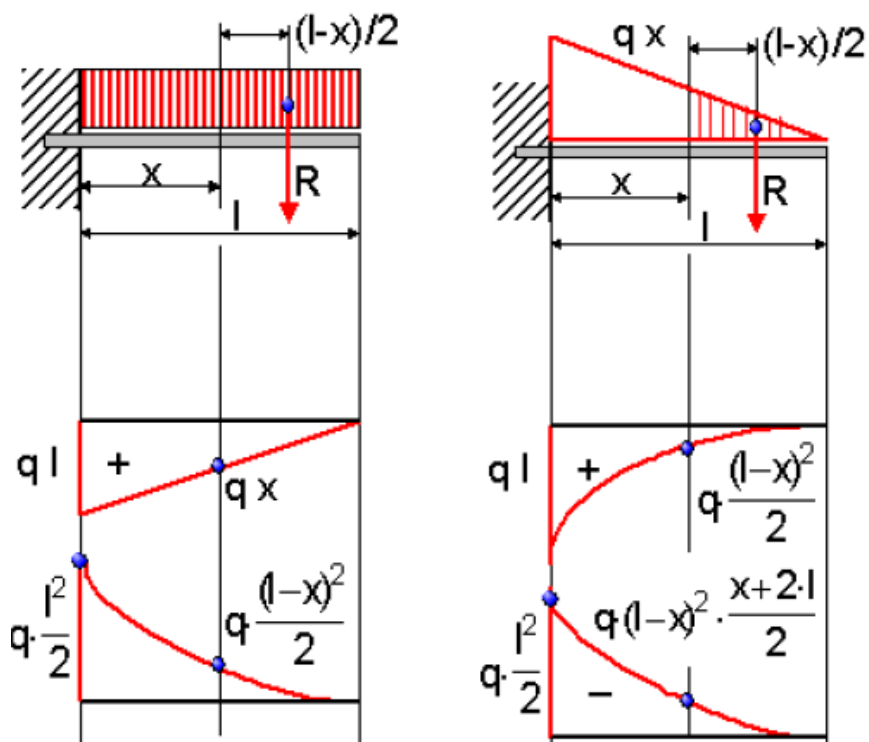
massa inerziale della pila	$M =$	172,42	ton
altezza pila	$L =$	12,09	m
ordinata spettrale (direzione x)	$S_{d,x} =$	0,744	m/sec^2
	$F_{e,x} =$	128,28	kN
ordinata spettrale (direzione y)	$S_{d,y} =$	0,744	m/sec^2
	$F_{e,y} =$	128,28	kN

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

13.2.2 MODELLO DI CALCOLO

13.2.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

E' un modello semplificato che schematizza gli elementi verticali, costituenti la pila come mensole incastrate alla fondazione e soggette ai carichi precedentemente analizzati:



13.2.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV di [NT_1]. Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate si rimanda al §7.3.

Si riportano nel seguito i valori di sollecitazione N, M e T, alla base della pila, per ogni condizione e combinazione di carico precedentemente individuata (vedi §13.1.1).

Si riportano i valori delle sollecitazioni sia considerando la situazione in cui le azioni verticali sono massimizzate sia la condizione per cui le azioni verticali sono minimizzate.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

Si è considerata la condizione sismica assumendo come dimensionante la combinazione 1,00 Ex + 0,3 Ey + 0,3 Ez.

13.2.3.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-114,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-3.547,00	5.774,90	0,00	0,00
frenamento	q ₃	654,75	0,00	0,00	0,00	8.341,52	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	140,93	617,35	0,00	-6.831,45	866,04	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.660,25	4.331,18	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-11.172,56	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-3.104,20	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-82,08	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00
frenamento	q_3	883,91	0,00	0,00	0,00	11.261,05	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	211,40	926,03	0,00	-10.247,17	1.299,06	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-13.711,78	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-3.809,70	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-82,08	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00
frenamento	q_3	883,91	0,00	0,00	0,00	11.261,05	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	211,40	926,03	0,00	-10.247,17	1.299,06	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
		RELAZIONE DI CALCOLO				<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-68,40	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-4.079,05	6.641,14	0,00	0,00
frenamento	q_3	752,96	0,00	0,00	0,00	9.592,74	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	183,21	802,56	0,00	-8.880,88	1.125,85	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	7.083,28	0,00	0,00	0,00	90.157,61	0,00
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	2.214,78	0,00	-27.047,28	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	-1.165,91	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	795,68	617,35	-17.047,87	-1.056,55	9.207,56	0,00
COMBINAZIONE FR	0,00	0,00	-16.104,12	4.331,18	0,00	0,00
COMBINAZIONE QP	0,00	0,00	-13.443,87	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE EQU	1.095,31	926,03	-19.555,29	-2.451,06	12.560,11	0,00
COMBINAZIONE STR	1.095,31	926,03	-22.800,01	-2.451,06	12.560,11	0,00
COMBINAZIONE GEO	936,18	802,56	-17.534,32	-2.239,75	10.718,60	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	7.083,28	2.214,78	-14.609,79	-27.047,28	90.157,61	0,00

13.2.3.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-114,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-3.547,00	5.774,90	0,00	0,00
frenamento	q ₃	654,75	0,00	0,00	0,00	8.341,52	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	140,93	617,35	0,00	-6.831,45	866,04	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.660,25	4.331,18	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
-----	--	----	----	----	----	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.141,19	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.539,80	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-367,20	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00
frenamento	q ₃	883,91	0,00	0,00	0,00	11.261,05	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	211,40	926,03	0,00	-10.247,17	1.299,06	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00
frenamento	q ₃	883,91	0,00	0,00	0,00	11.261,05	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	211,40	926,03	0,00	-10.247,17	1.299,06	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
------------------------	----------------	------	------	------	------	------	------

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.079,05	6.641,14	0,00	0,00
frenamento	q ₃	752,96	0,00	0,00	0,00	9.592,74	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	183,21	802,56	0,00	-8.880,88	1.125,85	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.156,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sisma (direzione X)	q ₆	7.083,28	0,00	0,00	0,00	90.157,61	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	2.214,78	0,00	-27.047,28	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	1.165,91	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	795,68	617,35	-17.047,87	-1.056,55	9.207,56	0,00
COMBINAZIONE FR	0,00	0,00	-16.104,12	4.331,18	0,00	0,00
COMBINAZIONE QP	0,00	0,00	-13.443,87	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE EQU	1.095,31	926,03	-16.836,64	-2.451,06	12.560,11	0,00
COMBINAZIONE STR	1.095,31	926,03	-18.175,32	-2.451,06	12.560,11	0,00
COMBINAZIONE GEO	936,18	802,56	-17.465,92	-2.239,75	10.718,60	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	7.083,28	2.214,78	-12.277,96	-27.047,28	90.157,61	0,00

13.2.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

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

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

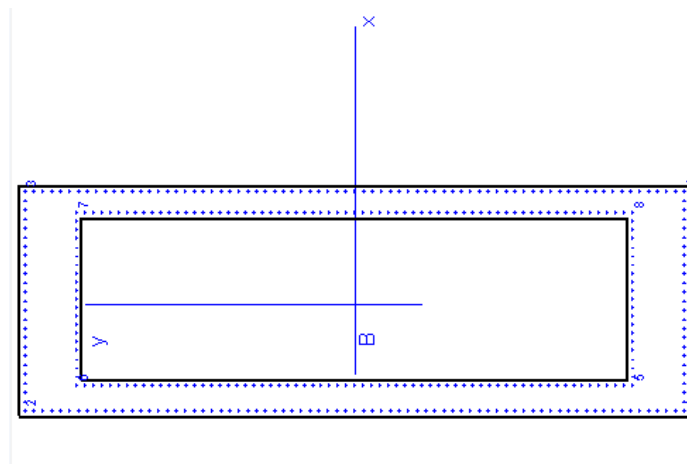
Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Nelle verifiche successive si trascurano le combinazioni frequenti e quasi permanente, perché non dimensionanti.

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

358 $\phi 26$ a 7 cm da esterno sezione disposti perimetralmente al cassone resistente come in figura sottostante:



Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevedono staffe $\phi 14$ (6 braccia) a interasse verticale 20 cm (nella zona di attacco elevazione).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inertza
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inertza
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inertza
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inertza
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	2280000	245100	1256000	2280019	2195612	10887396	8,885
2	S	1227800	2704700	9015761	1227793	2897234	9809563	1,087

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00297	-0,00272	250,0	750,0	0,00267	244,0	744,0	-0,01000	6,0	6,0
2	0,00263	-0,00291	250,0	750,0	0,00233	244,0	744,0	-0,01000	6,0	6,0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000048903	0,000001399	-0,010301817		
2	0,000047167	0,000001503	-0,010292016		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff.(§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess. Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	27,8	250,0	750,0	65	6,0	6,0	0	0		0,000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	17,2	0,0	750,0	184	244,0	6,0	0	0		0,000

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	2250	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	120576	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1400	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	3150000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,2981	≤	2
$\rho_1 =$	0,02	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	3,6267
$V_{min} =$	0,2928		
$V_{Rd,c} =$	1962,79	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	922,44	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti
$\theta =$	21,8	°	0,38 radianti
$b_w =$	1400	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	2250	mm	altezza utile
$z =$	2025	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	923,16	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000		
$V_1 =$	0,5232		
$f_{cd} =$	18,13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	9144,45	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	9274,23	kN	resistenza lato calcestruzzo
1,290	≤	4,74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14 ANALISI DELLE FONDAZIONI

14.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE

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

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

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

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

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

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

Approccio 1

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Approccio 2

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

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

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

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

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono quelli già indicati al §7.3.1 e che vengono riportati di seguito per completezza (vedi tabella 5.1.V).

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

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1 di [NT_1]);
- b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1 di [NT_1]).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

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

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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

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

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

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.1.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata svolta ai paragrafi precedenti di analisi delle sottostrutture; pertanto si rimanda al § 13.1.1 per l'analisi di dettaglio.

14.1.2 MODELLO DI CALCOLO

14.1.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

14.1.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

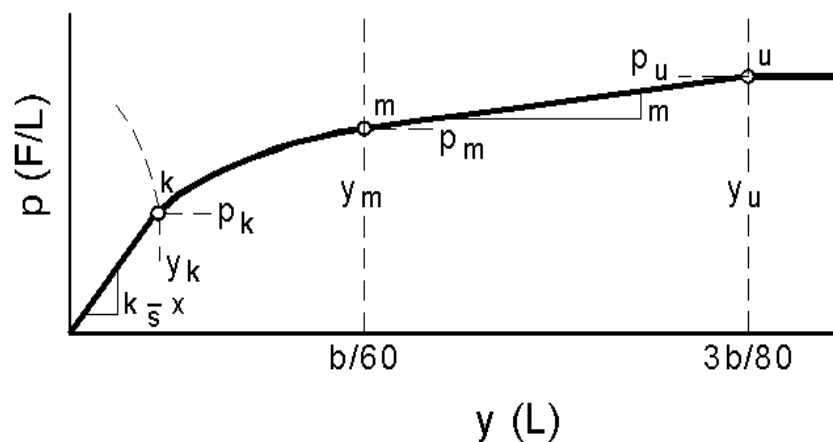
Il modello implementato è un modello agli EF, dove vengono schematizzati due principali elementi:

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

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

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

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



F8. Digramma p-y secondo Reese, Cox e Koop

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

La rigidità degli elementi "link" "molle" è stata definita in funzione della deformabilità del terreno, della geometria del palo e della deformabilità sua deformabilità. In particolare si definisce la rigidità dell'elemento "link", ricorrendo al metodo di Vesic (vedi riferimento bibliografico [B32]), il quale definisce in primo luogo il modulo di reazione del terreno come:

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

indicando con:

E_s , E_p = moduli elastici di deformazione rispettivamente del terreno e del palo di fondazione [kN/m²]

D = diametro del palo di fondazione [m]

I_p = momento d'inerzia del palo di fondazione [m⁴]

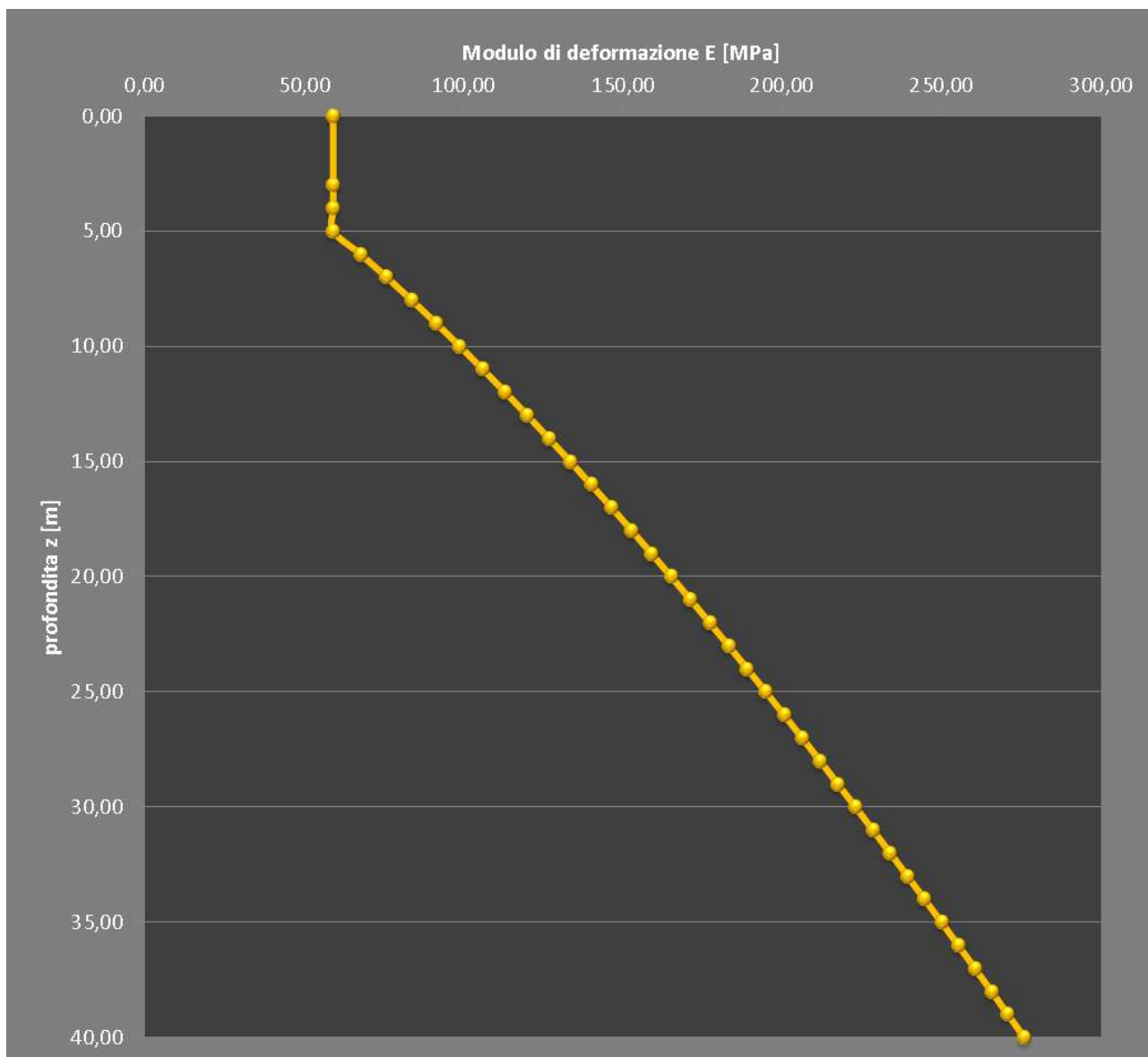
μ = coefficiente di Poisson

Secondo la caratterizzazione geologico\geotecnica desunta dalla campagna indagini eseguita, la zona in cui ricade l'opera presenta un modulo di deformazione che segue la legge $E = 18 \cdot (z)^{0,7}$, da cui $E_{\min} = 59$ MPa ed $E_{\max} = 170$ MPa (profondità di -20 m da intradosso fondazione).

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

Si riporta l'andamento grafico del modulo di deformazione:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



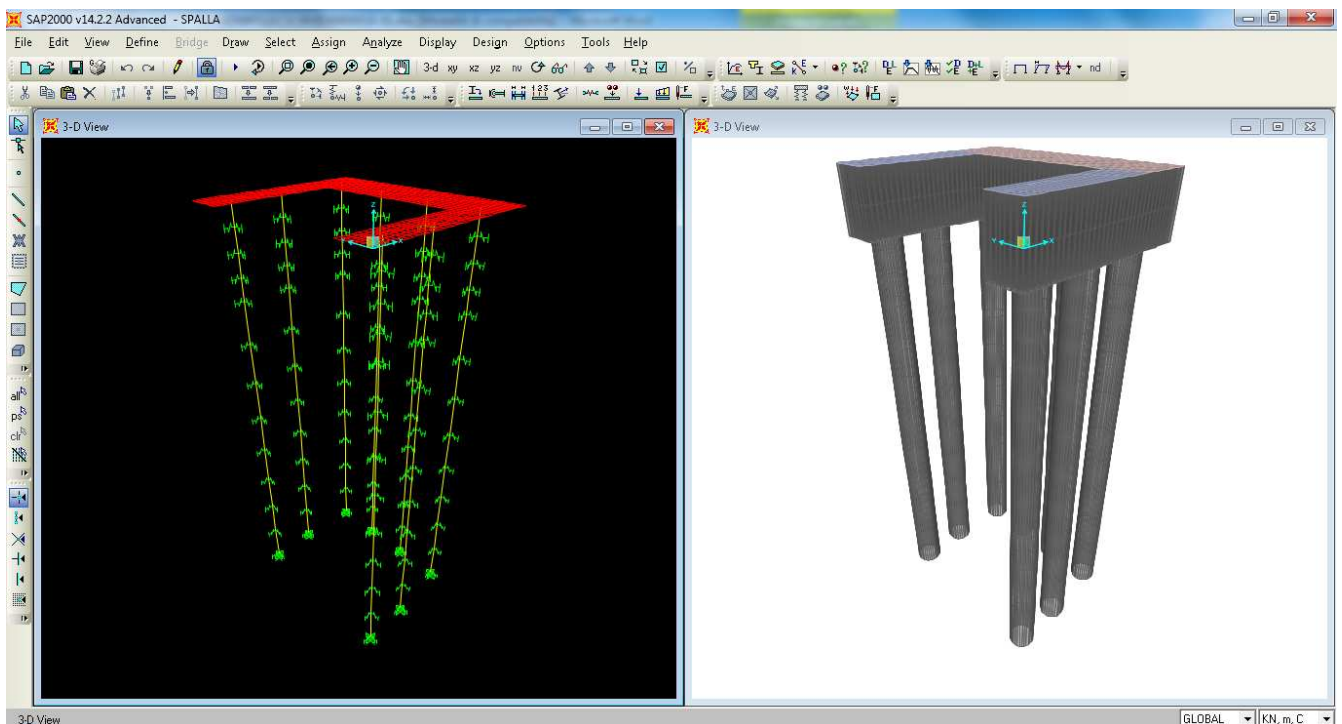
Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali e delle sezioni implementati nel modello.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica del modello implementato:



F9. Modello agli EF del sistema terreno-struttura

14.1.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE

Nel paragrafo 13.1.1 è stata condotta l'analisi dei carichi per il sistema "corpo spalla".

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

		Fx	Fy	Fz	x	y	z	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	-0,10	-0,05	4,37	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,05	4,37	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	-0,10	-0,05	4,37	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	3.782,54	0,00	0,00			3,34	0,00	12.633,67	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	794,73	0,00	0,00			5,01	0,00	3.981,62	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	10.291,01	0,00	0,00			5,01	0,00	51.557,95	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00				5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-348,00				16,62	763,96	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.974,00	-0,10	-0,05	4,37	284,06	6.245,40	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,05	4,37	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,05	4,37	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	254,00	0,00	-0,10	-0,05	4,37	-1.297,96	0,00	533,40
sisma (direzione X)	q ₆	4.550,10	0,00	0,00	-0,10	-0,05	4,37	0,00	19.903,67	217,30
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	2.505,93	0,00	-0,10	-0,05	4,37	-19.958,41	0,00	8.109,90
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-817,34	-0,10	-0,05	4,37	85,57	2.061,27	0,00
resistenze parassite	q ₇	116,79	0,00	0,00	-0,10	-0,05	4,37	0,00	787,16	11,15
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.1.4 Combinazioni per gli S.L.U.

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

La Tab. 5.1.V di [NT_1] fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi; il significato dei simboli è il seguente:

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
<i>Neve q_5</i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

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

14.1.4.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g_3	3.782,54	0,00	0,00	0,00	12.633,67	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	596,05	0,00	0,00	0,00	2.986,21	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-348,00	16,62	763,96	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-2.974,00	284,06	6.245,40	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	152,40	0,00	-778,78	0,00	320,04
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	87,59	0,00	0,00	0,00	590,37	8,37
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g_3	3.782,54	0,00	0,00	0,00	12.633,67	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	596,05	0,00	0,00	0,00	2.986,21	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-174,00	8,31	381,98	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-2.230,50	213,04	4.684,05	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	3.782,54	0,00	0,00	0,00	12.633,67	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-174,00	8,31	381,98	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-10.439,74	586,71	3.057,23	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-800,80	76,49	1.681,68	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.160,79	0,00	0,00	0,00	13.897,04	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	1.072,89	0,00	0,00	0,00	5.375,18	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-250,56	11,97	550,05	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.014,90	383,48	8.431,29	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	228,60	0,00	-1.168,16	0,00	480,06
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	118,25	0,00	0,00	0,00	797,00	11,29
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
------------	----	----	----	----	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-12.812,41	720,06	3.752,06	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-982,80	93,87	2.063,88	0,00
spinta del terreno	g ₃	5.106,43	0,00	0,00	0,00	17.055,46	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	1.072,89	0,00	0,00	0,00	5.375,18	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-250,56	11,97	550,05	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.014,90	383,48	8.431,29	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	228,60	0,00	-1.168,16	0,00	480,06
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	118,25	0,00	0,00	0,00	797,00	11,29
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.534,77	0,00	0,00	0,00	15.146,13	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	1.095,70	0,00	0,00	0,00	5.489,46	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-208,80	9,97	458,38	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-3.420,10	326,66	7.182,21	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	198,12	0,00	-1.012,41	0,00	416,05
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	100,73	0,00	0,00	0,00	678,93	9,62

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
		RELAZIONE DI CALCOLO				<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	2.403,87	0,00	0,00	0,00	8.028,93	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	3.494,03	0,00	0,00	0,00	17.505,11	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-174,00	8,31	381,98	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q ₆	3.500,08	0,00	0,00	0,00	15.310,51	167,15
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	2.505,93	0,00	-19.958,41	0,00	8.109,90
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-817,34	85,57	2.061,27	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	4.466,18	152,40	-13.646,68	129,87	27.760,43	328,41
COMBINAZIONE FR	4.378,59	0,00	-12.729,18	829,32	25.226,72	0,00
COMBINAZIONE QP	3.782,54	0,00	-10.498,68	616,28	17.556,46	0,00
COMBINAZIONE EQU	5.351,93	228,60	-15.612,00	-104,46	34.022,18	491,35
COMBINAZIONE STR	6.297,57	228,60	-18.166,67	46,27	38.257,63	491,35
COMBINAZIONE GEO	5.731,20	198,12	-13.953,58	-67,80	33.495,91	425,67
COMBINAZIONE SISMICA	9.397,98	2.505,93	-11.316,02	-19.256,55	47.828,61	8.277,05

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

14.1.4.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	3.782,54	0,00	0,00	0,00	12.633,67	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	596,05	0,00	0,00	0,00	2.986,21	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-348,00	16,62	763,96	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.974,00	284,06	6.245,40	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	152,40	0,00	-778,78	0,00	320,04
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	87,59	0,00	0,00	0,00	590,37	8,37
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	3.782,54	0,00	0,00	0,00	12.633,67	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	596,05	0,00	0,00	0,00	2.986,21	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-174,00	8,31	381,98	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.230,50	213,04	4.684,05	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

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

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	3.782,54	0,00	0,00	0,00	12.633,67	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-174,00	8,31	381,98	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q _{1+q2}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-8.541,61	480,04	2.501,37	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-655,20	62,58	1.375,92	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.160,79	0,00	0,00	0,00	13.897,04	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	1.072,89	0,00	0,00	0,00	5.375,18	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-95,40	4,56	209,43	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q _{1+q2}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	118,25	0,00	0,00	0,00	797,00	11,29
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	5.106,43	0,00	0,00	0,00	17.055,46	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	1.072,89	0,00	0,00	0,00	5.375,18	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	118,25	0,00	0,00	0,00	797,00	11,29
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.534,77	0,00	0,00	0,00	15.146,13	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	1.095,70	0,00	0,00	0,00	5.489,46	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q_1 - q_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	100,73	0,00	0,00	0,00	678,93	9,62
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-9.490,68	533,38	2.779,30	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-728,00	69,53	1.528,80	0,00
spinta del terreno	g_3	2.403,87	0,00	0,00	0,00	8.028,93	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	3.494,03	0,00	0,00	0,00	17.505,11	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-106,00	5,06	232,70	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-174,00	8,31	381,98	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q_1 - q_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	3.500,08	0,00	0,00	0,00	15.310,51	167,15
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	2.505,93	0,00	-19.958,41	0,00	8.109,90
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	817,34	-85,57	-2.061,27	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	4.466,18	152,40	-13.646,68	129,87	27.760,43	328,41
COMBINAZIONE FR	4.378,59	0,00	-12.729,18	829,32	25.226,72	0,00
COMBINAZIONE QP	3.782,54	0,00	-10.498,68	616,28	17.556,46	0,00
COMBINAZIONE EQU	5.351,93	0,00	-9.292,21	547,18	24.155,95	11,29
COMBINAZIONE STR	6.297,57	0,00	-10.324,68	607,97	27.768,45	11,29
COMBINAZIONE GEO	5.731,20	0,00	-10.324,68	607,97	25.855,33	9,62
COMBINAZIONE SISMICA	9.397,98	2.505,93	-9.681,33	-19.427,69	43.706,06	8.277,05

14.1.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

In accordo con quanto indicato al paragrafo 14.1 si conducono ora le verifiche geotecniche fondamentali:

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

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

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

Dove

m è il numero di colonne di pali

n è il numero di righe di pali

$$\theta = \arctan\left(\frac{D}{s}\right) = 26,56^\circ$$

Da cui si ottiene:

$$E_g = 1 - 26,56 \cdot \frac{(4-1) \cdot 1}{90 \cdot 4} = 0,778$$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.1.5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PALO

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

Sezione incastro palo-plinto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Fx (kN)	Fy (kN)
SIS	-3500,00	900,00	2670,00	1622,00	458,00
STR	-520,00	106,00	1040,00	1018,00	50,00

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 7,5 cm a 7 cm da esterno sezione (46 barre disposte radialmente)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede una spirale $\phi 12$ passo 10 cm nei primi metri di palo e passo 25 cm nella restante parte.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-350000	90000	267000	-349988	99439	294132	1,102
2	S	-52000	10600	104000	-51971	42535	417602	4,015

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
---------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

1	0,00248	-0,00315	56,9	19,2	0,00182	50,9	18,1	-0,01000	-50,9	-18,1
2	0,00350	-0,00223	59,7	6,1	0,00283	53,9	3,7	-0,00921	-53,9	-3,7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N. Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000103705	0,000034957	-0,004091120		
2	0,000110924	0,000011306	-0,003189909		

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	1080	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	7959,9	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1200	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1296000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,4303	≤	2
$\rho_1 =$	0,006141898	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	2,8333
$V_{min} =$	0,2994		
$V_{Rd,c} =$	552,89	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	387,97	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti
$\theta =$	21,8	°	0,38 radianti
$b_w =$	1200	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1080	mm	altezza utile
$z =$	972	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226,08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	100	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000		
$v_1 =$	0,54		
$f_{cd} =$	14,17	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	2149,88	kN	resistenza lato acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

$V_{Rd,max} = 3076,72$ kN resistenza lato calcestruzzo
 $0,737 \leq 3,825$ verifica di duttilità per rottura lato acciaio

Sezione a – 5 m da incastro palo-plinto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Fx (kN)	Fy (kN)
SIS	-3200,00	270,00	1000,00	630,00	160,00
STR	-200,00	27,00	860,00	170,00	20,00

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 10 cm a 7 cm da esterno sezione (34 barre disposte radialmente)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede una spirale $\phi 12$ passo 10 cm nei primi metri di palo e passo 25 cm nella restante parte.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-320000	27000	100000	-319989	53208	197930	1,979
2	S	-20000	10600	104000	-20003	33515	326132	3,136

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00201	-0,00341	57,9	15,6	0,00137	51,9	14,8	-0,01000	-51,9	-14,8
2	0,00341	-0,00264	59,7	6,1	0,00271	53,8	5,0	-0,01000	-53,8	-5,0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000101686	0,000027455	-0,004312863		
2	0,000117060	0,000011931	-0,003646288		

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	1080	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	7959,9	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1200	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1296000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,4303	≤	2
$\rho_1 =$	0,006141898	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	2,8333
$V_{min} =$	0,2994		
$V_{Rd,c} =$	552,89	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	387,97	kN	valore minimo di resistenza

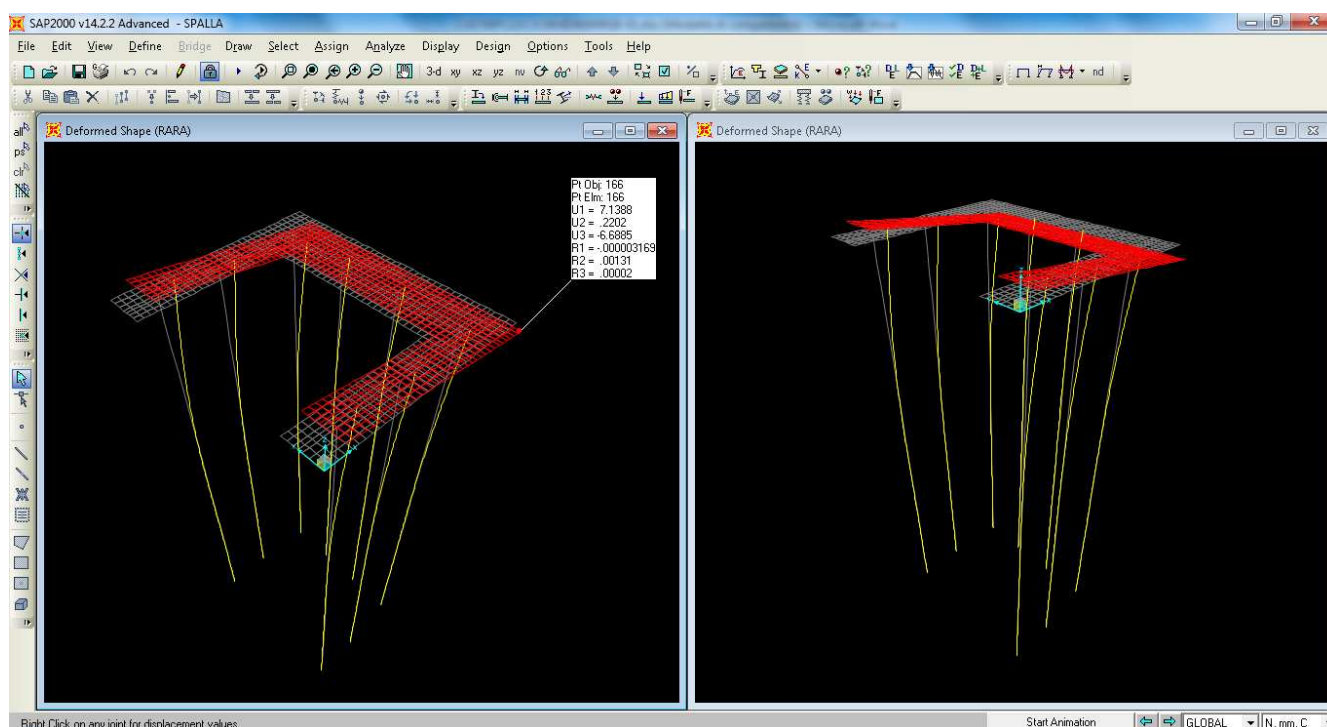
Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti
$\theta =$	21,8	°	0,38 radianti
$b_w =$	1200	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1080	mm	altezza utile
$z =$	972	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226,08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	100	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000		
$v_1 =$	0,54		
$f_{cd} =$	14,17	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	2149,88	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3076,72	kN	resistenza lato calcestruzzo
0,737	≤	3,825	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.1.5.2 Verifiche di deformabilità

Dal modello di calcolo analizzato, osservando la combinazione SLS – RARA, si sono ottenuti degli spostamenti massimi in direzioni longitudinale X pari a 7 mm:



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

Gli spostamenti verticali massimi invece sono dell'ordine dei 6 mm, valore ammissibile per le ipotesi fatte e la tipologia di opera in esame.

14.1.5.3 Verifica di capacità portante

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

- Nmax = 6500 kN (azione di compressione - combinazione SIS)
- Nmin = -3500 kN (azione di trazione - combinazione SIS)

Come già indicato al paragrafo 14.1, la resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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

I coefficienti parziali γ_R per il calcolo dei pali di fondazione, avendo adottato pali ad elica continua e l'**approccio 2** di calcolo, sono:

- $\gamma_b = 1,30$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_{st} = 1,25$

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

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

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

dove:

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

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

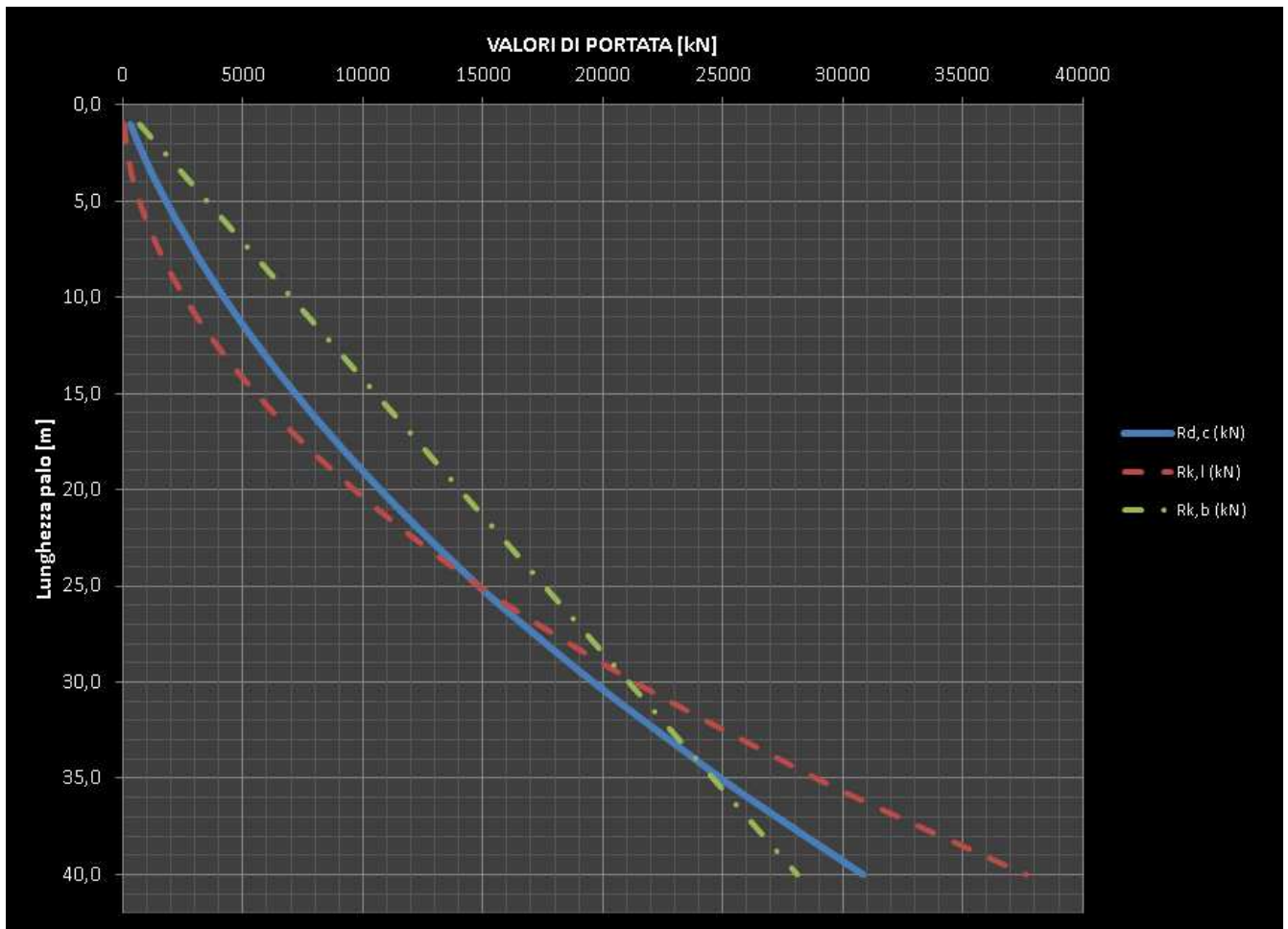
$$q_{ai} = \text{Adesione laterale pari a } \alpha \cdot c'$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

H (m)	L (m)	H _c (m)	Δh (m)	γ (Kn/m³)	σ _{vo} (KPa)	U _o (KPa)	σ' _{vo} (KPa)	N _{spt}	Cu (KPa)	φ (°)	α	K _i	N _c	N _q	Al (m²)	Ap (m²)	R _{k,l} (kN)	R _{k,b} (kN)	R _{d,c} (kN)
1,0	1,0	0,5	1,0	20	20	-	20			40,0	-	0,7	-	31,1	3,77	1,13	44	703	312
2,0	2,0	1,5	1,0	20	40	-	40			40,0	-	0,7	-	31,1	3,77	1,13	133	1405	647
3,0	3,0	2,5	1,0	20	60	-	60			40,0	-	0,7	-	31,1	3,77	1,13	266	2108	1005
4,0	4,0	3,5	1,0	20	80	-	80			40,0	-	0,7	-	31,1	3,77	1,13	443	2811	1385
6,0	6,0	5,0	2,0	20	120	-	120			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	974	4216	2237
8,0	8,0	7,0	2,0	20	160	-	160			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	1683	5622	3178
10,0	10,0	9,0	2,0	20	200	-	200			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	2568	7027	4211
12,0	12,0	11,0	2,0	20	240	-	240			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	3631	8433	5334
14,0	14,0	13,0	2,0	20	280	-	280			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	4871	9838	6548
16,0	16,0	15,0	2,0	20	320	-	320			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	6288	11244	7852
18,0	18,0	17,0	2,0	20	360	-	360			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	7882	12649	9247
20,0	20,0	19,0	2,0	20	400	-	400			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	9654	14054	10732
22,0	22,0	21,0	2,0	20	440	-	440			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	11602	15460	12308
24,0	24,0	23,0	2,0	20	480	-	480			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	13728	16865	13975
26,0	26,0	25,0	2,0	20	520	-	520			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	16031	18271	15732
30,0	30,0	28,0	4,0	20	600	-	600			40,0	-	0,7	-	31,1	15,08	1,13	21345	21082	19609
34,0	34,0	32,0	4,0	20	680	-	680			40,0	-	0,7	-	31,1	15,08	1,13	27367	23893	23849
36,0	36,0	35,0	2,0	20	720	-	720			40,0	-	0,7	-	31,1	7,54	1,13	30556	25298	26059
40,0	40,0	38,0	4,0	20	800	-	800			40,0	-	0,7	-	31,1	15,08	1,13	37641	28109	30842

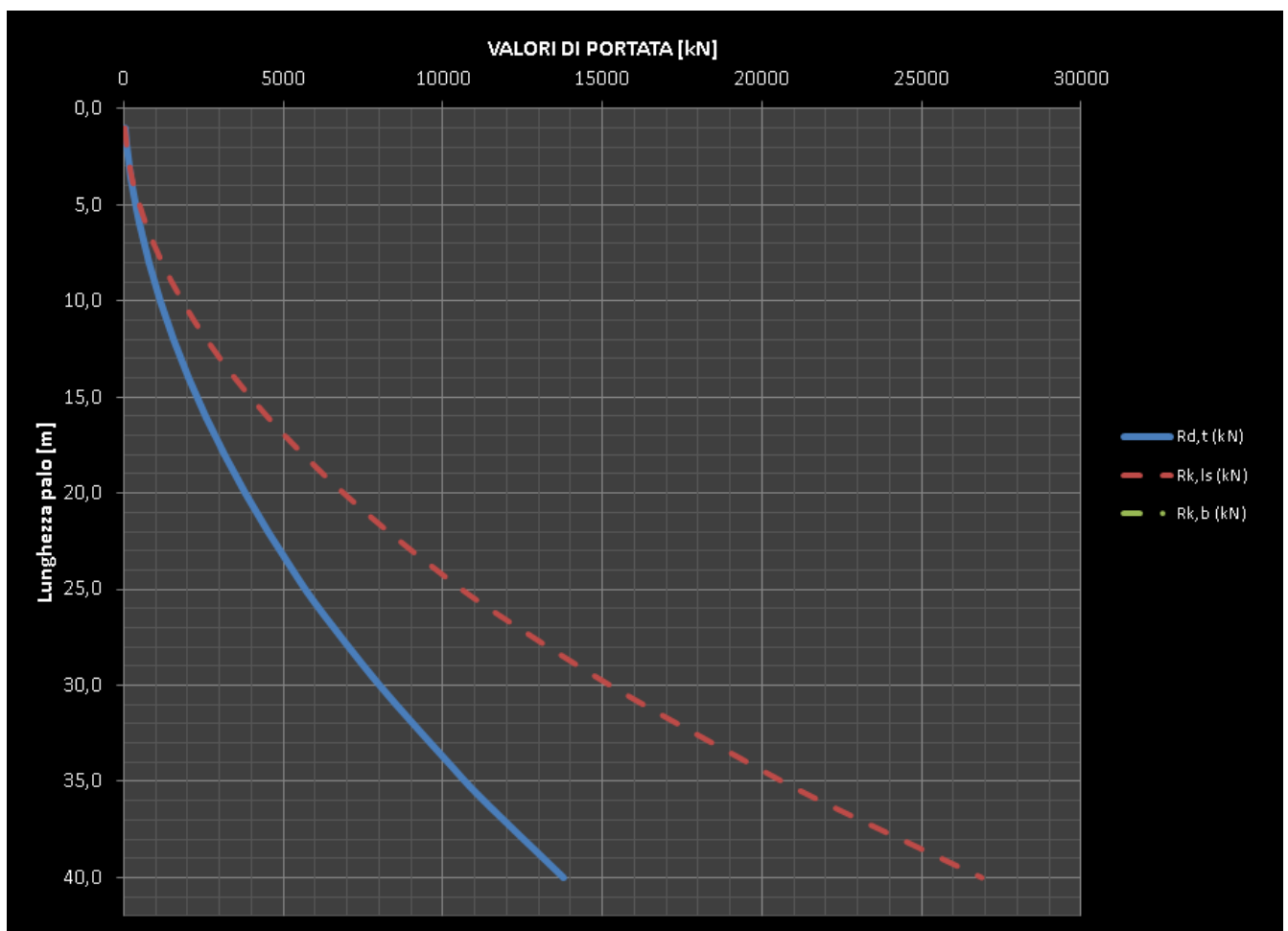


Nel seguito si riportano in forma tabellare e grafica i valori di capacità portante in funzione della lunghezza del palo per azioni di trazione:

H (m)	L (m)	H _c (m)	Δh (m)	γ (Kn/m ³)	σ _{vo} (KPa)	U _o (KPa)	σ' _{vo} (KPa)	N _{spt}	Cu (KPa)	φ (°)	α	K _i	N _c	N _q	Al (m ²)	Ap (m ²)	R _{k,l,s} (kN)	R _{k,b} (kN)	R _{d,t} (kN)
1,0	1,0	0,5	1,0	20	20	-	20			40,0	-	0,5	-	31,1	3,77	1,13	32		43
2,0	2,0	1,5	1,0	20	40	-	40			40,0	-	0,5	-	31,1	3,77	1,13	95		101
3,0	3,0	2,5	1,0	20	60	-	60			40,0	-	0,5	-	31,1	3,77	1,13	190		174
4,0	4,0	3,5	1,0	20	80	-	80			40,0	-	0,5	-	31,1	3,77	1,13	316		262
6,0	6,0	5,0	2,0	20	120	-	120			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	696		497
8,0	8,0	7,0	2,0	20	160	-	160			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	1202		792
10,0	10,0	9,0	2,0	20	200	-	200			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	1835		1146
12,0	12,0	11,0	2,0	20	240	-	240			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	2594		1560
14,0	14,0	13,0	2,0	20	280	-	280			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	3479		2033
16,0	16,0	15,0	2,0	20	320	-	320			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	4492		2566
18,0	18,0	17,0	2,0	20	360	-	360			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	5630		3158
20,0	20,0	19,0	2,0	20	400	-	400			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	6896		3810

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

22,0	22,0	21,0	2,0	20	440	-	440			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	8287		4522
24,0	24,0	23,0	2,0	20	480	-	480			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	9806		5293
26,0	26,0	25,0	2,0	20	520	-	520			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	11450		6123
30,0	30,0	28,0	4,0	20	600	-	600			40,0	-	0,5	-	31,1	15,08	1,13	15246		8022
34,0	34,0	32,0	4,0	20	680	-	680			40,0	-	0,5	-	31,1	15,08	1,13	19548		10160
36,0	36,0	35,0	2,0	20	720	-	720			40,0	-	0,5	-	31,1	7,54	1,13	21825		11288
40,0	40,0	38,0	4,0	20	800	-	800			40,0	-	0,5	-	31,1	15,08	1,13	26886		13783



Adottando pali di lunghezza 20 m, entrambe le verifiche (a trazione e compressione) risultano soddisfatte.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.2 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE PILE

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

L'approccio adottato è il medesimo utilizzato nelle analisi delle spalle a cui si rimanda per maggior dettaglio (vedi §14.1).

14.2.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata svolta ai paragrafi precedenti di analisi delle sottostrutture; pertanto si rimanda al § 13.2.1 per l'analisi di dettaglio.

14.2.2 MODELLO DI CALCOLO

14.2.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

14.2.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

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

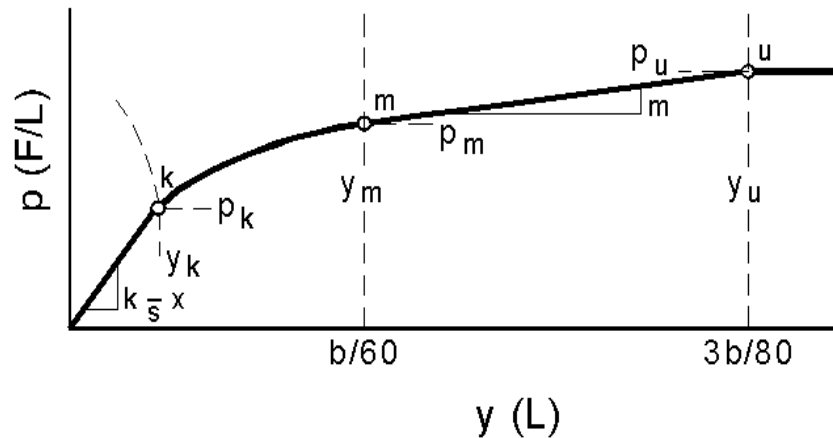
- *la platea di fondazione*
- *il palo*

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						



F10. Digramma p-y secondo Reese, Cox e Koop

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

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

La rigidità degli elementi "link" "molle" è stata definita in funzione della deformabilità del terreno, della geometria del palo e della deformabilità sua deformabilità. In particolare si definisce la rigidità dell'elemento "link", ricorrendo al metodo di Vesić (vedi riferimento bibliografico [B32]), il quale definisce in primo luogo il modulo di reazione del terreno come:

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

indicando con:

E_s , E_p = moduli elastici di deformazione rispettivamente del terreno e del palo di fondazione [kN/m²]

D = diametro del palo di fondazione [m]

I_p = momento d'inerzia del palo di fondazione [m⁴]

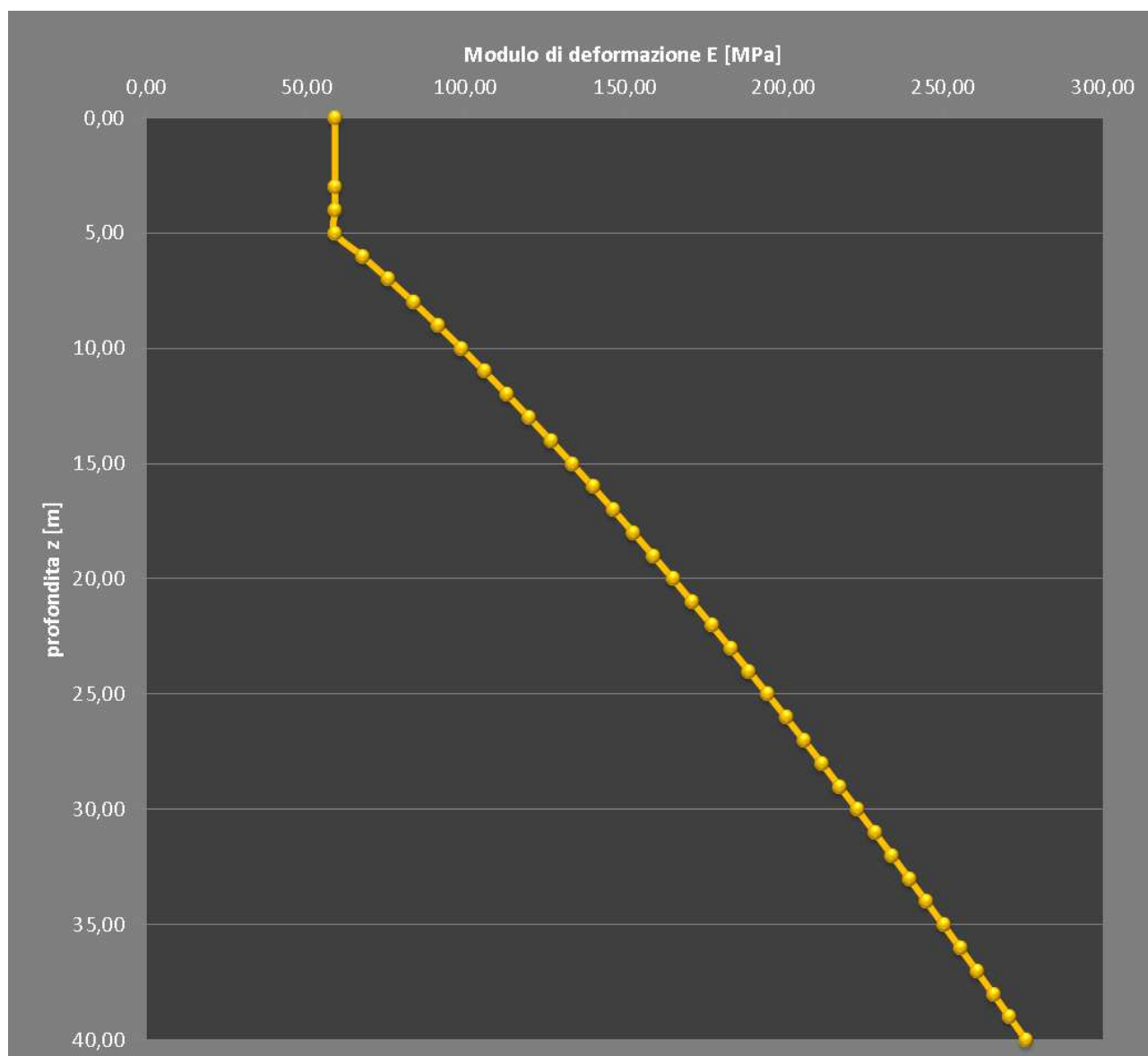
μ = coefficiente di Poisson

Secondo la caratterizzazione geologico\geotecnica desunta dalla campagna indagini eseguita, la zona in cui ricade l'opera presenta un modulo di deformazione che segue la legge $E = 18 \cdot (z)^{0,7}$, da cui $E_{\min} = 59$ MPa ed $E_{\max} = 270$ MPa (profondità di -40 m da intradosso fondazione).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Si riporta l'andamento grafico del modulo di deformazione:



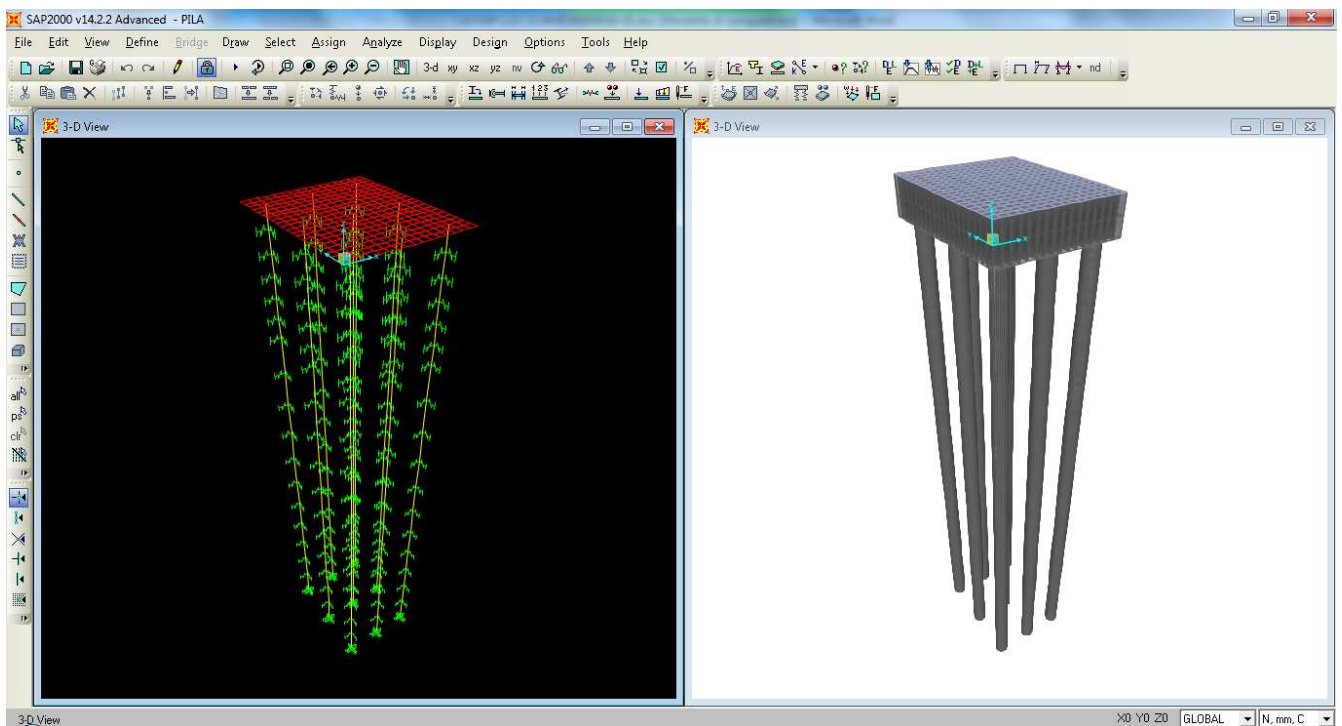
Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali e delle sezioni implementati nel modello.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

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

TABLE: Area Section Properties							
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
Sp220	C25/30	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2,2	2,2

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica del modello implementato:



F11. Modello agli EF del sistema terreno-struttura

14.2.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE

Nel paragrafo 13.2.1 è stata condotta l'analisi dei carichi per il sistema "corpo pila".

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-114,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ ·q ₂	0,00	0,00	-3.547,00	5.774,90	0,00	0,00
frenamento	q ₃	873,00	0,00	0,00	0,00	13.042,62	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	234,89	1.028,92	0,00	-13.649,38	1.960,16	0,00
sisma (direzione X)	q ₆	7.083,28	0,00	0,00	0,00	105.740,83	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	2.214,78	0,00	-31.919,80	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-1.165,91	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.2.4 Combinazioni per gli S.L.U.

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

La Tab. 5.1.V di [NT_1] fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi; il significato dei simboli è il seguente:

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico		
SLU e SLE		0,6	0,2	0,0
Esecuzione		0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

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

14.2.4.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-114,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q_1, q_2	0,00	0,00	-3.547,00	5.774,90	0,00	0,00
frenamento	q_3	654,75	0,00	0,00	0,00	9.781,97	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	140,93	617,35	0,00	-8.189,63	1.176,10	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q_1, q_2	0,00	0,00	-2.660,25	4.331,18	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-16.012,56	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-3.104,20	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-82,08	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00
frenamento	q ₃	883,91	0,00	0,00	0,00	13.205,65	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	211,40	926,03	0,00	-12.284,44	1.764,15	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
------------	----	----	----	----	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-19.651,78	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-3.809,70	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-82,08	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00
frenamento	q ₃	883,91	0,00	0,00	0,00	13.205,65	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	211,40	926,03	0,00	-12.284,44	1.764,15	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-68,40	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.079,05	6.641,14	0,00	0,00
frenamento	q ₃	752,96	0,00	0,00	0,00	11.249,26	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	183,21	802,56	0,00	-10.646,51	1.528,93	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0

altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
------------------------	----------------	------	------	------	------	------	------

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q ₆	7.083,28	0,00	0,00	0,00	105.740,83	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	2.214,78	0,00	-31.919,80	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-1.165,91	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	795,68	617,35	-21.447,87	-2.414,73	10.958,06	0,00
COMBINAZIONE FR	0,00	0,00	-20.504,12	4.331,18	0,00	0,00
COMBINAZIONE QP	0,00	0,00	-17.843,87	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE EQU	1.095,31	926,03	-24.395,29	-4.488,32	14.969,80	0,00
COMBINAZIONE STR	1.095,31	926,03	-28.740,01	-4.488,32	14.969,80	0,00
COMBINAZIONE GEO	936,18	802,56	-21.934,32	-4.005,38	12.778,19	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	7.083,28	2.214,78	-19.009,79	-31.919,80	105.740,83	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.2.4.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-114,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-3.547,00	5.774,90	0,00	0,00
frenamento	q ₃	654,75	0,00	0,00	0,00	9.781,97	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	140,93	617,35	0,00	-8.189,63	1.176,10	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.660,25	4.331,18	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

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

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ ·q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-13.101,19	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.539,80	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-367,20	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ ·q ₂	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0461_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

frenamento	q ₃	883,91	0,00	0,00	0,00	13.205,65	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	211,40	926,03	0,00	-12.284,44	1.764,15	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.788,45	7.796,12	0,00	0,00
frenamento	q ₃	883,91	0,00	0,00	0,00	13.205,65	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	211,40	926,03	0,00	-12.284,44	1.764,15	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
		RELAZIONE DI CALCOLO				<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-4.079,05	6.641,14	0,00	0,00
frenamento	q_3	752,96	0,00	0,00	0,00	11.249,26	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	183,21	802,56	0,00	-10.646,51	1.528,93	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-14.556,87	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.822,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-408,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-57,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	7.083,28	0,00	0,00	0,00	105.740,83	0,00
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	2.214,78	0,00	-31.919,80	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	1.165,91	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	795,68	617,35	-21.447,87	-2.414,73	10.958,06	0,00
COMBINAZIONE FR	0,00	0,00	-20.504,12	4.331,18	0,00	0,00
COMBINAZIONE QP	0,00	0,00	-17.843,87	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE EQU	1.095,31	926,03	-20.796,64	-4.488,32	14.969,80	0,00
COMBINAZIONE STR	1.095,31	926,03	-22.575,32	-4.488,32	14.969,80	0,00
COMBINAZIONE GEO	936,18	802,56	-21.865,92	-4.005,38	12.778,19	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	7.083,28	2.214,78	-16.677,96	-31.919,80	105.740,83	0,00

14.2.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

In accordo con quanto indicato al paragrafo 14.1 si conducono ora le verifiche geotecniche fondamentali:

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

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

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

Dove

m è il numero di colonne di pali

n è il numero di righe di pali

$$\theta = \arctan\left(\frac{D}{s}\right) = 18,40^\circ$$

Da cui si ottiene:

$$E_g = 1 - 18,40 \cdot \frac{(3-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 3}{90 \cdot 12} = 0,795$$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0461_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

14.2.5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PALO

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

Sezione incastro palo-plinto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Fx (kN)	Fy (kN)
SIS	-5700,00	305,00	954,00	789,00	235,00
STR	2000,00	175,00	140,00	123,00	104,00

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 7,5 cm a 7 cm da esterno sezione (38 barre disposte radialmente)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede una spirale $\phi 12$ passo 10 cm nei primi metri di palo e passo 25 cm nella restante parte.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-570000	30500	95400	-570016	32154	100249	1,051
2	S	200000	17500	14000	200025	249471	199457	14,252

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
---------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

1	0,00124	-0,00389	47,6	15,2	0,00051	42,7	10,8	-0,01000	-42,7	-10,8
2	0,00350	-0,00054	31,2	39,0	0,00293	27,0	34,7	-0,00537	-27,0	-34,7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N. Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000113965	0,000036435	-0,004745429		
2	0,000058953	0,000073691	-0,001218503		

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	900	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4710	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	900000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,4714	\leq	2
$\rho_1 =$	0,005233333	\leq	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	$<$	2,8333
$V_{min} =$	0,3123		
$V_{Rd,c} =$	374,45	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	281,11	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti
$\theta =$	21,8	°	0,38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	900	mm	altezza utile
$z =$	810	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226,08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	100	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000		
$v_1 =$	0,54		
$f_{cd} =$	14,17	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1791,57	kN	resistenza lato acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$V_{Rd,max} = 2136,61 \text{ kN} \quad \text{resistenza lato calcestruzzo}$$

$$0,885 \leq 3,825 \quad \text{verifica di duttilità per rottura lato acciaio}$$

Sezione a – 10 m da incastro palo-plinto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Fx (kN)	Fy (kN)
SIS	-4700,00	15,00	60,00	160,00	100,00
STR	2200,00	5,00	10,00	25,00	20,00

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 26 passo 10 cm a 7 cm da esterno sezione (26 barre disposte radialmente)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede una spirale ϕ 12 passo 10 cm nei primi metri di palo e passo 25 cm nella restante parte.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-470000	1500	6000	-469997	9906	39460	6,578
2	S	220000	1000	500	220011	224088	111771	223,979

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00042	-0,00434	48,5	12,1	-0,00028	41,1	15,6	-0,01000	-41,1	-15,6
2	0,00350	-0,00070	22,4	44,7	0,00291	20,4	39,0	-0,00570	-20,4	-39,0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

N. Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000107919	0,000026980	-0,005139167		
2	0,000043795	0,000087589	-0,001396386		

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	900	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4710	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	900000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,4714	\leq	2
$\rho_1 =$	0,005233333	\leq	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	$<$	2,8333
$V_{min} =$	0,3123		
$V_{Rd,c} =$	374,45	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	281,11	kN	valore minimo di resistenza

14.2.5.2 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL PLINTO

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche (combinazione SISMICA).

Cautelativamente si analizza il plinto, schematizzandolo incastrato al fusto della pila e soggetto al carico verticale del palo più sollecitato.

Il palo più caricato trasmette, ai fini della flessione del plinto, una forza pari a $P = 10000$ kN.

La distanza tra il punto di applicazione del carico e la sezione d'incastro è pari a $d = 2,11$ m.

Le sollecitazioni agenti sono quindi pari a :

$$M = P \cdot d = 21100 \text{ kNm}$$

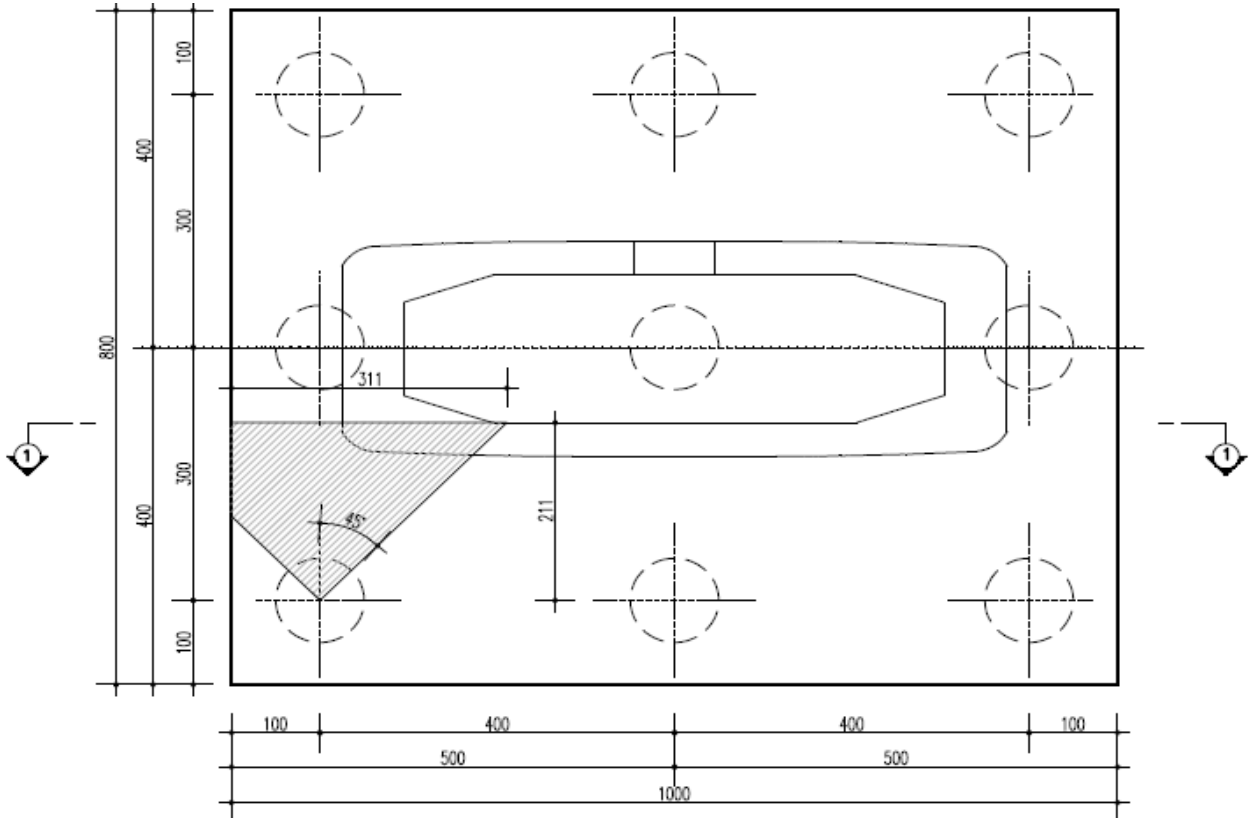
$$T = P = 10000 \text{ kN}$$

Ipotizzando una diffusione delle tensioni a 45°, la sezione di verifica (sezione 1-1 nella figura seguente) ha una larghezza pari a $b = 3,11$ m, da cui si ottiene:

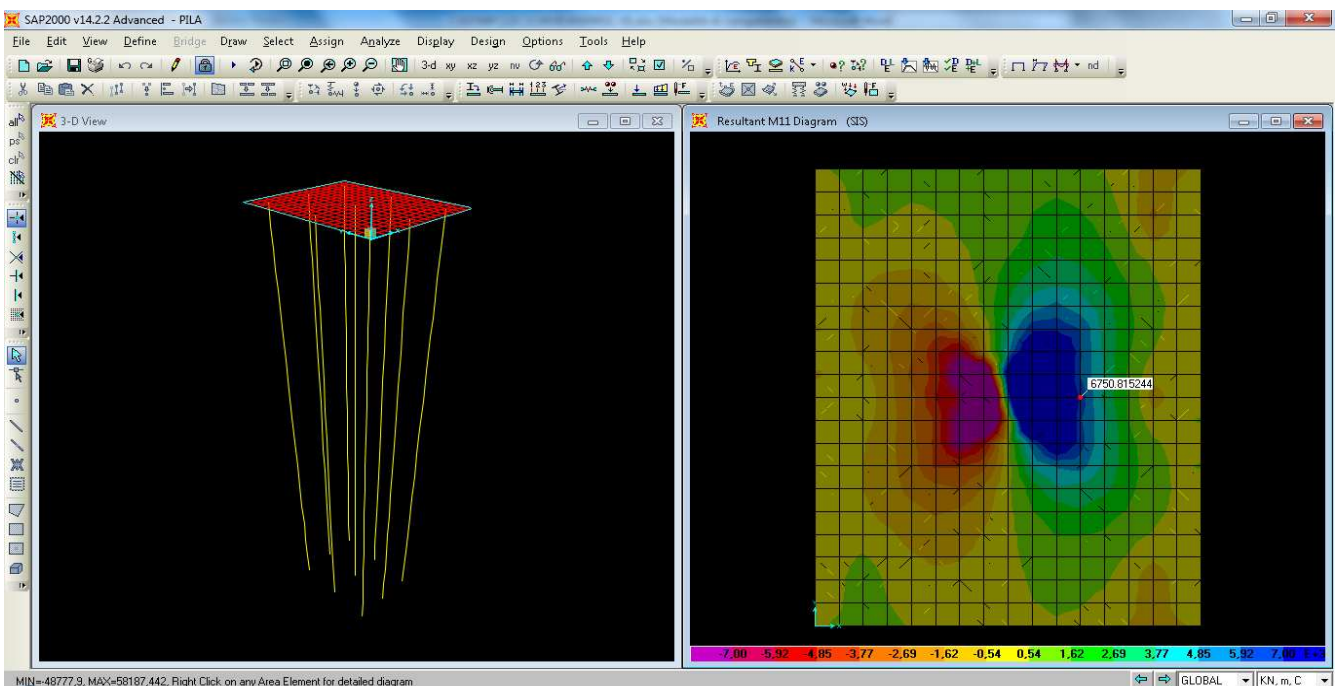
$$M_d = M / b = 6785 \text{ kNm/m}$$

$$T_d = T / b = 3215 \text{ kN/m}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



I valori ipotizzati dalla schematizzazione semplificata sono in buon accordo con quanto ottenuto dal modello agli EF, di cui riporto la rappresentazione grafica dell'andamento delle tensioni:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 26 passo 10 cm a 7 cm da esterno sezione (zona compressa)

ϕ 26 passo 10 cm a 7 cm da esterno sezione (zona tesa)

ϕ 26 passo 10 cm a 14 cm da esterno sezione (zona tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevedono staffe ϕ 14 passo 20 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	678500	0	0	889907	0	1,312

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00161	-0,00353	-50,0	220,0	0,00123	-43,0	213,0	-0,01000	-43,0	7,0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1 0,000000000 0,000054494 -0,010381455 0,138 0,700

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
Passo staffe: 20,0 cm [Passo massimo di normativa = 20,5 cm]
N.Bracci staffe: 2

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

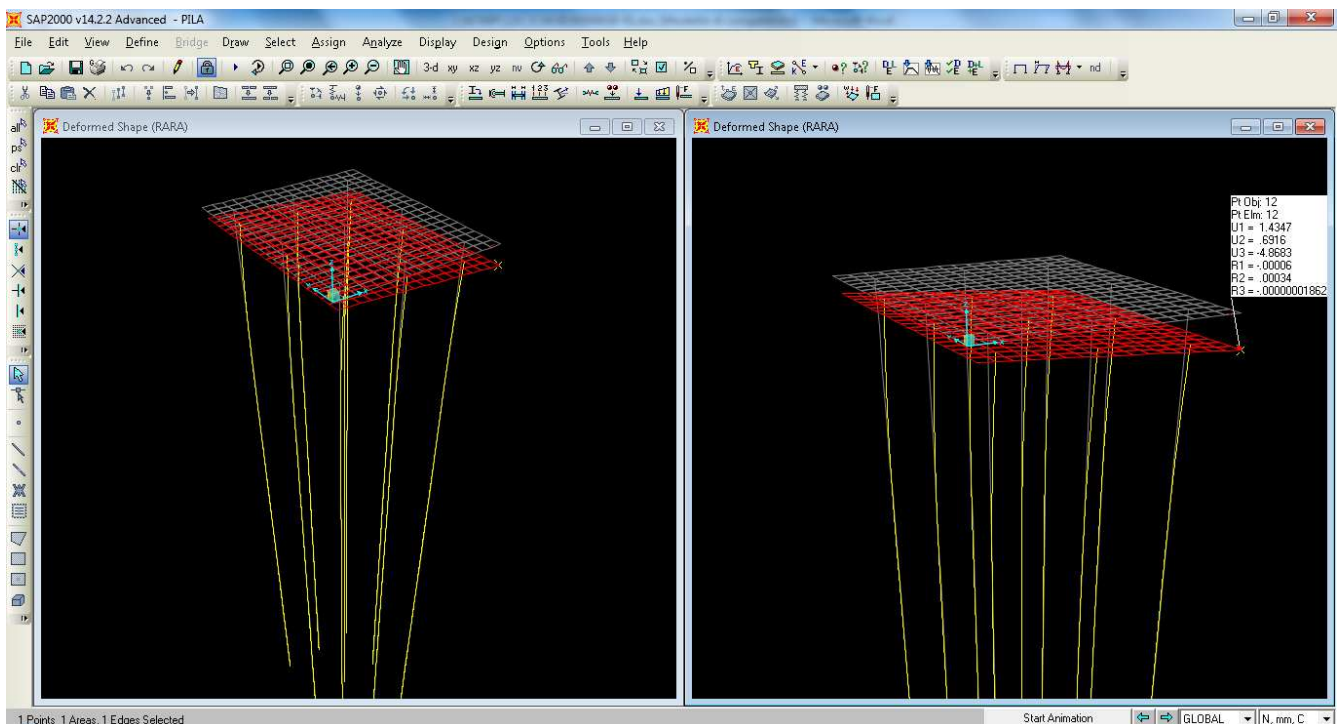
Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A_Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
(Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A_Eff
1	S	321500	600219	577362	213,0	100,0	21,80°	1,000	17,1	30,8(0,0)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.2.5.3 Verifiche di deformabilità

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



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

Gli spostamenti verticali massimi invece sono dell'ordine dei 5 mm, valore ammissibile per le ipotesi fatte e la tipologia di opera in esame.

14.2.5.4 Verifica di capacità portante

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

- Nmax = 10000 kN (azione di compressione - combinazione SIS)
- Nmin = -5700 kN (azione di trazione - combinazione SIS)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Come già indicato al paragrafo 14.1, la resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

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

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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

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

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

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

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

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

dove:

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

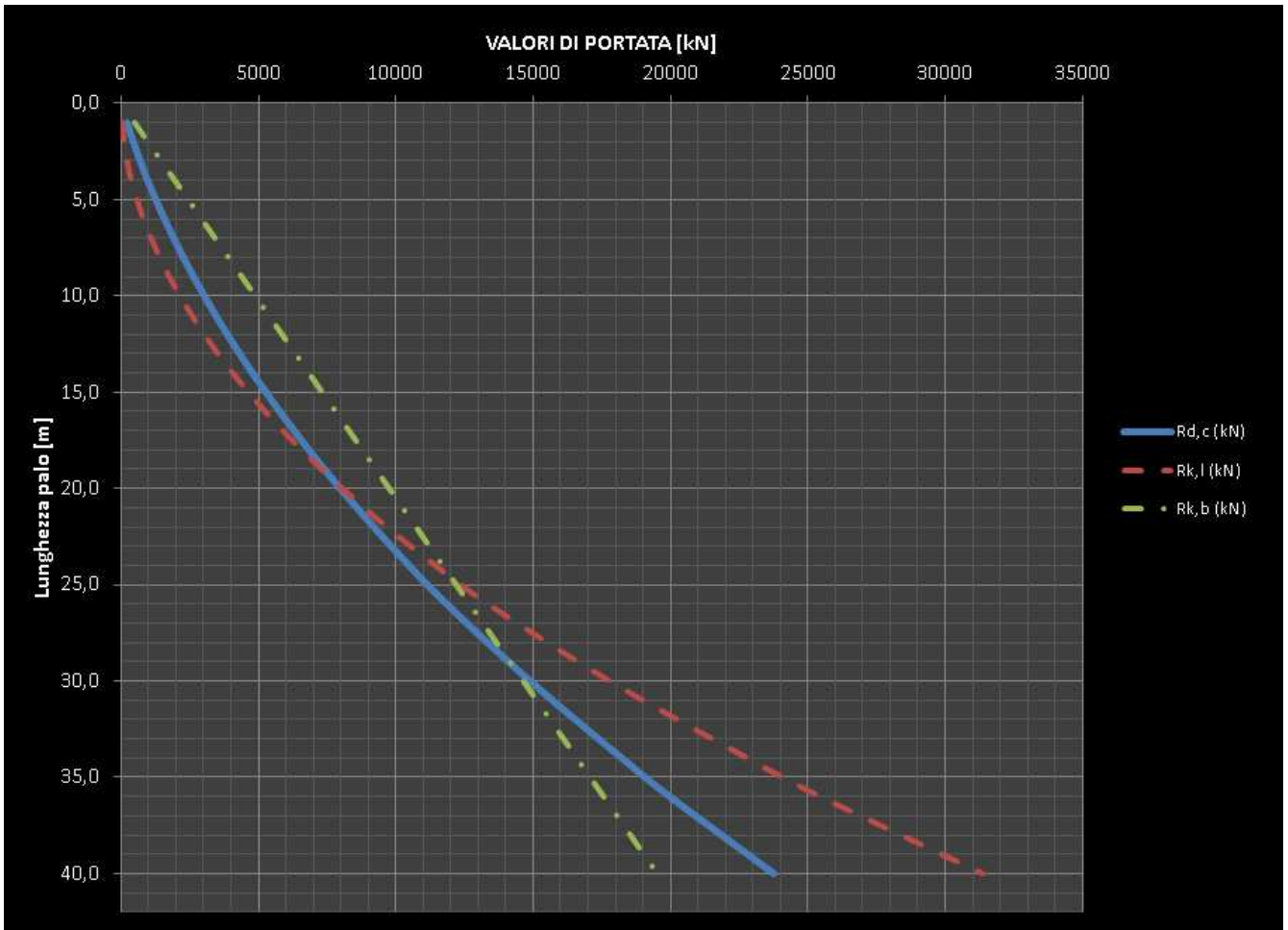
$$q_p = c \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

H (m)	L (m)	H _c (m)	Δh (m)	γ (Kn/m³)	σ _{vo} (KPa)	U _o (KPa)	σ'_{vo} (KPa)	N _{spt}	Cu (KPa)	φ (°)	α	K _i	N _c	N _q	Al (m²)	Ap (m²)	R _{k,l} (kN)	R _{k,b} (kN)	R _{d,c} (kN)
1,0	1,0	0,5	1,0	20	20	-	20			40,0	-	0,7	-	31,1	3,14	0,79	37	488	212
2,0	2,0	1,5	1,0	20	40	-	40			40,0	-	0,7	-	31,1	3,14	0,79	111	976	443
3,0	3,0	2,5	1,0	20	60	-	60			40,0	-	0,7	-	31,1	3,14	0,79	221	1464	692
4,0	4,0	3,5	1,0	20	80	-	80			40,0	-	0,7	-	31,1	3,14	0,79	369	1952	961
6,0	6,0	5,0	2,0	20	120	-	120			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	812	2928	1573
8,0	8,0	7,0	2,0	20	160	-	160			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	1402	3904	2261
10,0	10,0	9,0	2,0	20	200	-	200			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	2140	4880	3025
12,0	12,0	11,0	2,0	20	240	-	240			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	3026	5856	3864
14,0	14,0	13,0	2,0	20	280	-	280			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	4059	6832	4779
16,0	16,0	15,0	2,0	20	320	-	320			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	5240	7808	5769
18,0	18,0	17,0	2,0	20	360	-	360			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	6569	8784	6834
20,0	20,0	19,0	2,0	20	400	-	400			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	8045	9760	7975
22,0	22,0	21,0	2,0	20	440	-	440			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	9669	10736	9192
24,0	24,0	23,0	2,0	20	480	-	480			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	11440	11712	10484
26,0	26,0	25,0	2,0	20	520	-	520			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	13359	12688	11851
30,0	30,0	28,0	4,0	20	600	-	600			40,0	-	0,7	-	31,1	12,57	0,79	17787	14640	14889
34,0	34,0	32,0	4,0	20	680	-	680			40,0	-	0,7	-	31,1	12,57	0,79	22806	16592	18228
36,0	36,0	35,0	2,0	20	720	-	720			40,0	-	0,7	-	31,1	6,28	0,79	25463	17568	19973
40,0	40,0	38,0	4,0	20	800	-	800			40,0	-	0,7	-	31,1	12,57	0,79	31367	19520	23765

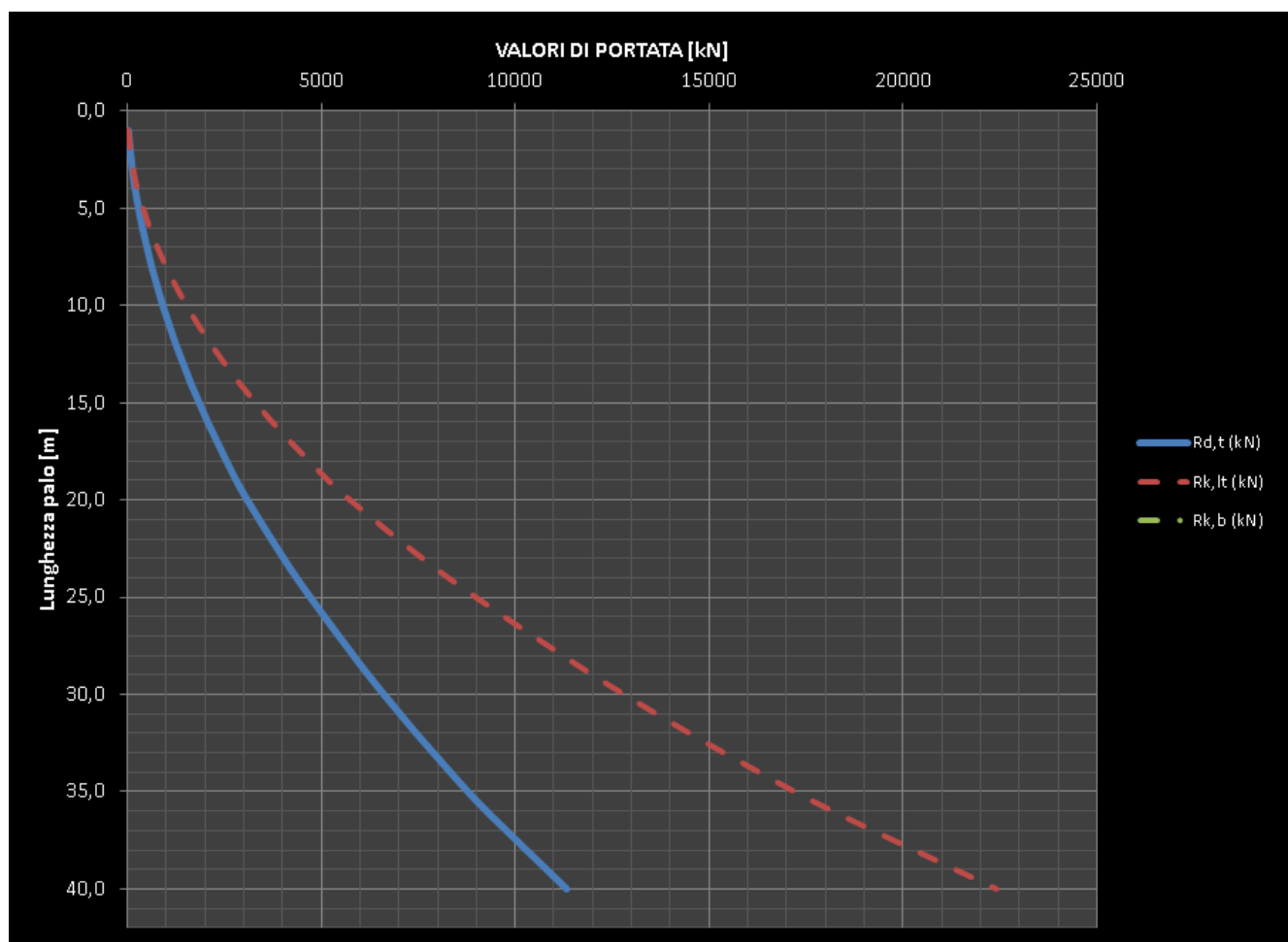


Nel seguito si riportano in forma tabellare e grafica i valori di capacità portante in funzione della lunghezza del palo per azioni di trazione:

H (m)	L (m)	H _c (m)	Δh (m)	γ (Kn/m ³)	σ _{vo} (KPa)	U _o (KPa)	σ' _{vo} (KPa)	N _{spt}	Cu (KPa)	φ (°)	α	K _i	N _c	N _q	Al (m ²)	Ap (m ²)	R _{k,lt} (kN)	R _{k,b} (kN)	R _{d,t} (kN)
1,0	1,0	0,5	1,0	20	20	-	20			40,0	-	0,5	-	31,1	3,14	0,79	26		32
2,0	2,0	1,5	1,0	20	40	-	40			40,0	-	0,5	-	31,1	3,14	0,79	79		76
3,0	3,0	2,5	1,0	20	60	-	60			40,0	-	0,5	-	31,1	3,14	0,79	158		133
4,0	4,0	3,5	1,0	20	80	-	80			40,0	-	0,5	-	31,1	3,14	0,79	264		203
6,0	6,0	5,0	2,0	20	120	-	120			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	580		391
8,0	8,0	7,0	2,0	20	160	-	160			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	1002		628
10,0	10,0	9,0	2,0	20	200	-	200			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	1529		916
12,0	12,0	11,0	2,0	20	240	-	240			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	2161		1253
14,0	14,0	13,0	2,0	20	280	-	280			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	2900		1639
16,0	16,0	15,0	2,0	20	320	-	320			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	3743		2075
18,0	18,0	17,0	2,0	20	360	-	360			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	4692		2561

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0

20,0	20,0	19,0	2,0	20	400	-	400			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	5746		3097
24,0	24,0	22,0	4,0	20	480	-	480			40,0	-	0,5	-	31,1	12,57	0,79	8277		4366
28,0	28,0	26,0	4,0	20	560	-	560			40,0	-	0,5	-	31,1	12,57	0,79	11229		5834
30,0	30,0	29,0	2,0	20	600	-	600			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	12811		6617
32,0	32,0	31,0	2,0	20	640	-	640			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	14498		7450
34,0	34,0	33,0	2,0	20	680	-	680			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	16290		8333
36,0	36,0	35,0	2,0	20	720	-	720			40,0	-	0,5	-	31,1	6,28	0,79	18188		9265
40,0	40,0	38,0	4,0	20	800	-	800			40,0	-	0,5	-	31,1	12,57	0,79	22405		11329



Adottando pali di lunghezza 30 m, entrambe le verifiche (a trazione e compressione) risultano soddisfatte.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.3 ANALISI AVANZATA DEL SISTEMA FONDAZIONALE DI PILE E SPALLE

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

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

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

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

14.3.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata svolta ai paragrafi precedenti di analisi delle sottostrutture. Nel seguito si farà riferimento alla sola combinazione SISMICA (vedi paragrafo 14.1.4 e 14.2.4), risultata più gravosa sia per le fondazioni delle Spalle che per le fondazioni delle Pile.

14.3.2 MODELLO DI CALCOLO

14.3.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

14.3.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

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

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

con:

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

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

E_P = modulo elastico del palo

J = modulo di inerzia della sezione del palo

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

Q = carico assiale agente sul palo

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In questo caso, la valutazione dei parametri:

y = spostamento orizzontale

s = rotazione

M = momento flettente

T = taglio

p = reazione orizzontale

si può effettuare con riferimento alle seguenti formule:

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

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

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

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

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

dove:

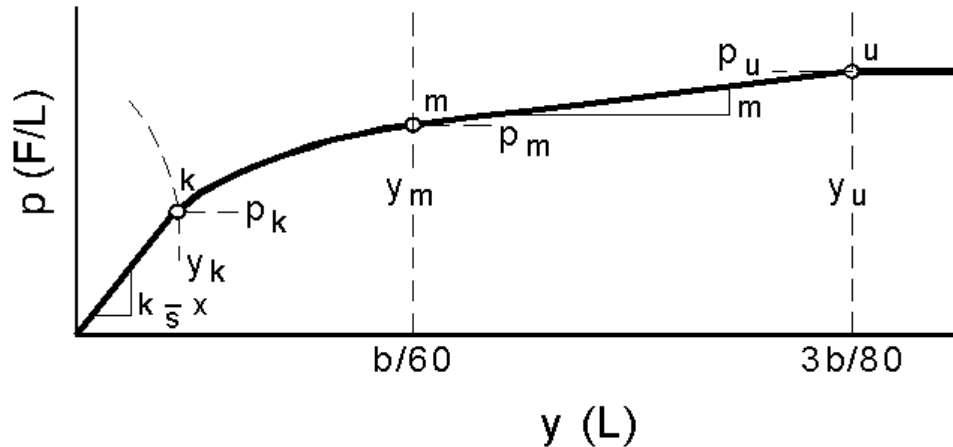
$A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$ = coefficienti adimensionali, funzione di:

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

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

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

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



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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

y spostamento orizzontale

γ peso di volume efficace

z profondità da p.c.

K_0 coefficiente di spinta a riposo

ϕ angolo di attrito

β $45 + \phi/2$

α $\phi/2$

D diametro del palo

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

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$ (Figura F13)

3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$ (Figura F13)

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

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

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

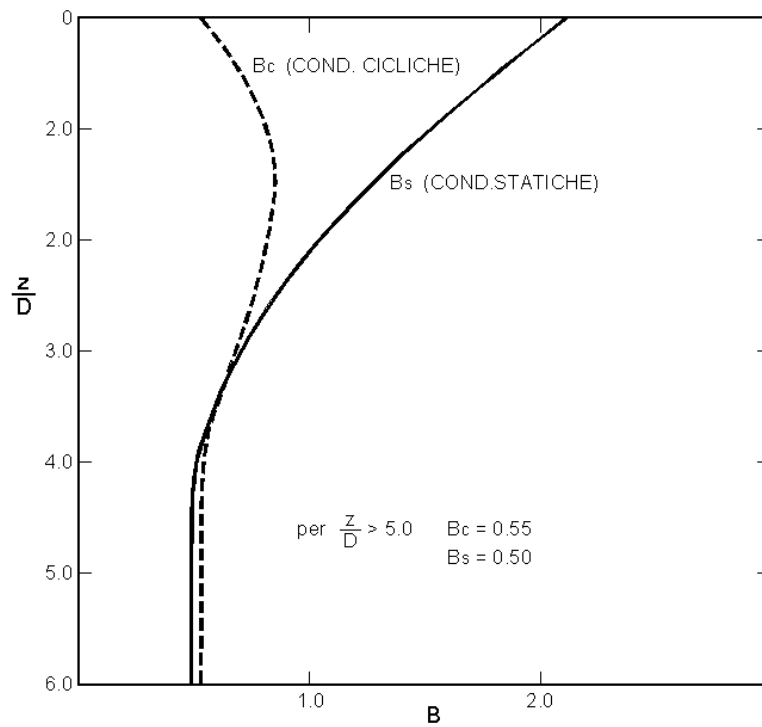
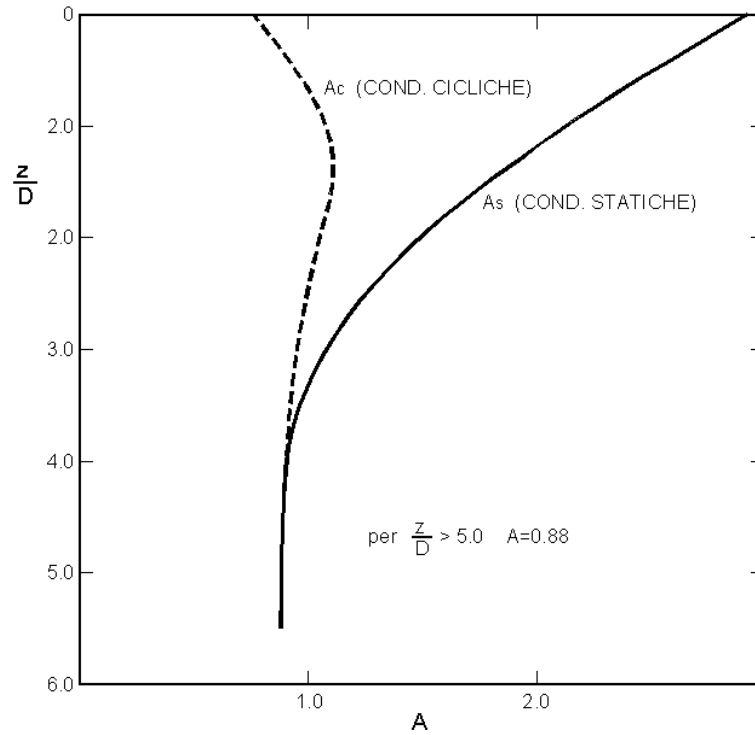
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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

F12. Curva $p-y$ per SABBIE – carichi statici e ciclici

 Stretto di Messina		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F13. Parametri A e B per definire la curva p-y per SABBIE – carichi statici e ciclici

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I parametri di calcolo geotecnici sono stati desunti dal sondaggio C417 (unico sondaggio nella zona d'intervento). In particolare si è fatto riferimento ai risultati delle prove Nspt in foro che forniscono valori da -6 m a -32,5 m da p.c.

Si riportano di seguito i valori di Nspt alle varie profondità:

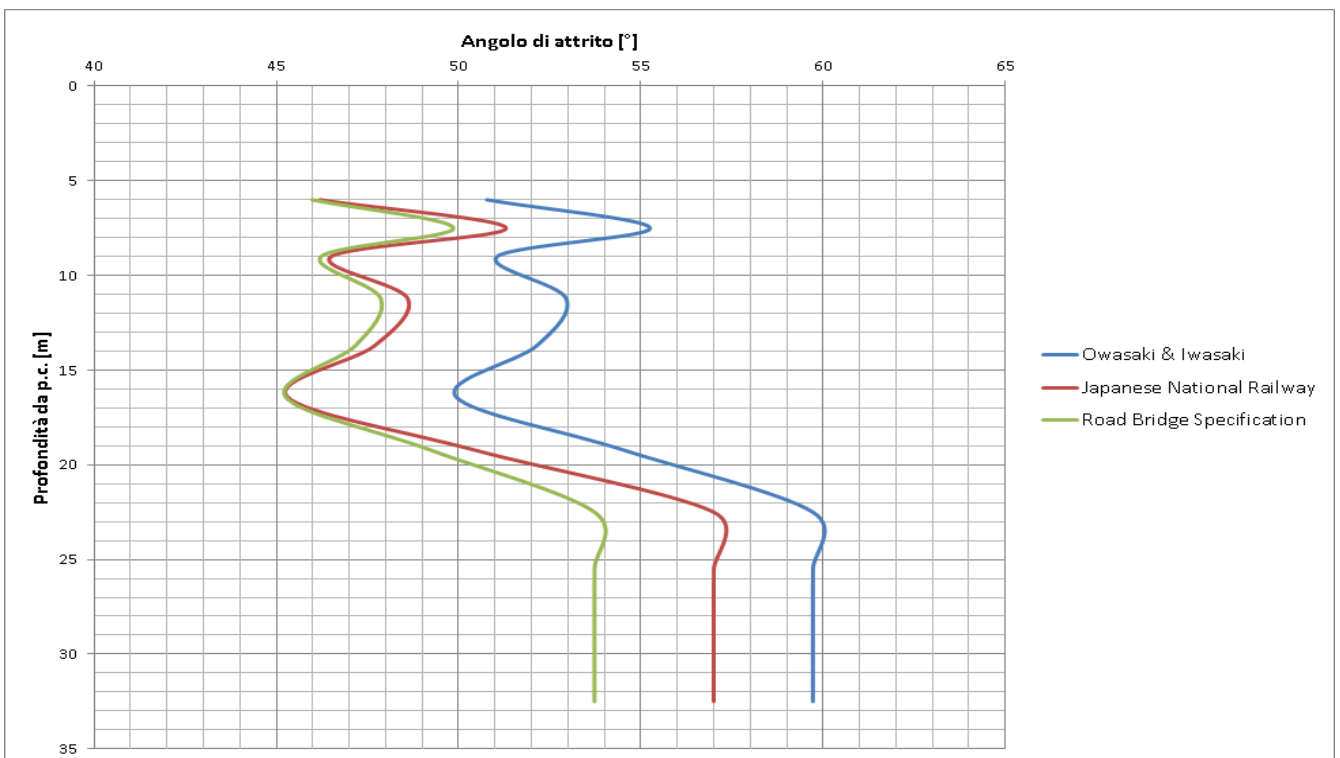
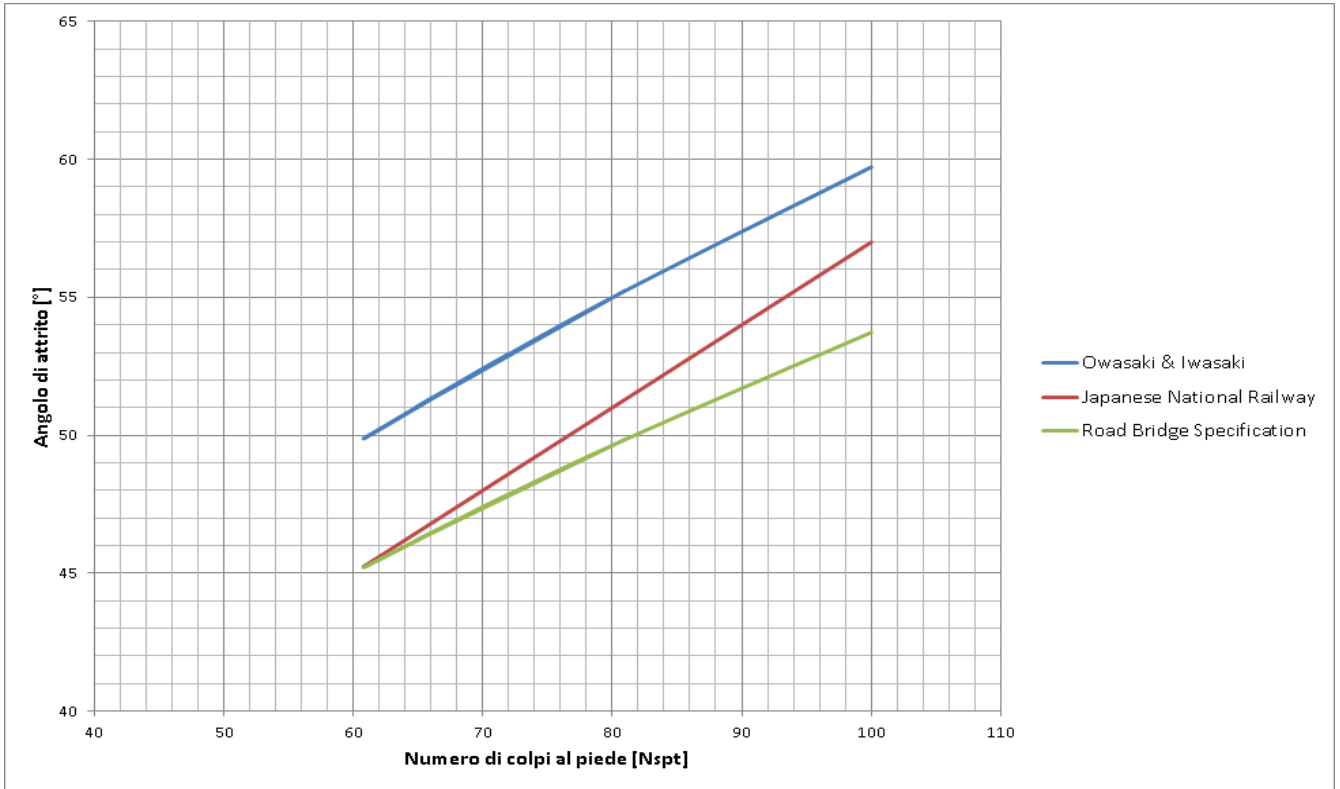
C417	Rampa D dec	6.00	64
C417	Rampa D dec	7.50	81
C417	Rampa D dec	9.00	65
C417	Rampa D dec	11.20	72
C417	Rampa D dec	13.70	69
C417	Rampa D dec	16.4	61
C417	Rampa D dec	19.2	78
C417	Rampa D dec	22.50	100
C417	Rampa D dec	25.50	100
C417	Rampa D dec	28.50	100
C417	Rampa D dec	32.50	100

Si è fatto riferimento alle correlazioni empiriche di:

- Owasaki & Iwasaki $\phi = \sqrt{20 \cdot Nspt} + 15$
- Japanese National Railway $\phi = 0,3 \cdot Nspt + 27$
- Road Bridge Specification $\phi = \sqrt{15 \cdot Nspt} + 15$

Si ottengono valori di angolo di attrito superiori a 45°:

		Owasaki & Iwasaki	Japanese National Railway	Road Bridge Specification
z	Nspt	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
6	64	51	46	46
7.5	81	55	51	50
9	65	51	47	46
11.2	72	53	49	48
13.7	69	52	48	47
16.4	61	50	45	45
19.2	78	54	50	49
22.5	100	60	57	54
25.5	100	60	57	54
28.5	100	60	57	54
32.5	100	60	57	54



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Cautelativamente si assumerà nelle calcolazioni un angolo di attrito pari a 40°.

Dalla relazione geotecnica generale CG0800PRBDCSBC8G000000001B si possono desumere alcune indicazioni anche relativamente ai test di laboratorio e ai risultati delle prove pressiometriche (che confermano i valori desunti dalle Nspt):

Tabella 25 Riepilogo risultati prove di laboratorio

SONDAGGIO	N° PROVINO	z (m)	Opera	PROVA	c' [kPa]	φ' [°]
Svar1	C1	2.75	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa M	TD	15	38
Svar1	C2	5.20	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa M	TD	0	38
Svar1	C3	15.20	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa M	TD	16	40
Svar1	C4	25.20	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa M	TD	3	38
C417	CI 1	12.2	Rampa D dec	TD	15	41

Tabella 26 Riepilogo risultati prove pressiometriche

FORO	Opera	z (m)	Ep(MPa)	E'(MPa)	φ'
C414	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	12	84.38	337.52	41
C414	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	23.5	4.1	16.40	26
C415	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	10.2	34.66	138.64	41
C415	Rampa D 1+600-2+200 / Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	20.8	42.8	171.20	42
C416	Rampa D dec	25.5	33.66	134.64	40
C416	Rampa D dec	36	49.5	198.00	41
C417	Rampa D dec	21	32.64	130.56	40
C417	Rampa D dec	32.5	49.76	199.04	40

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

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

dove:

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

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno naturale.

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

k = 0.7 in compressione

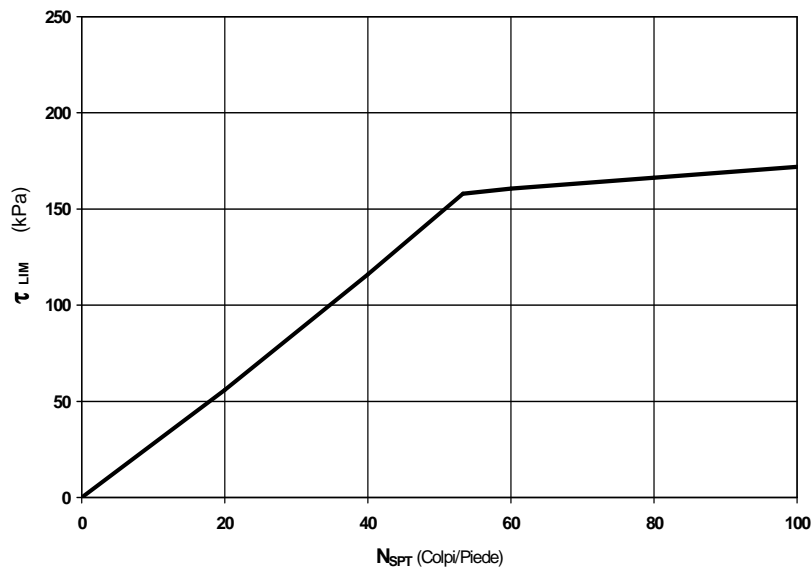
k = 0.5 in trazione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

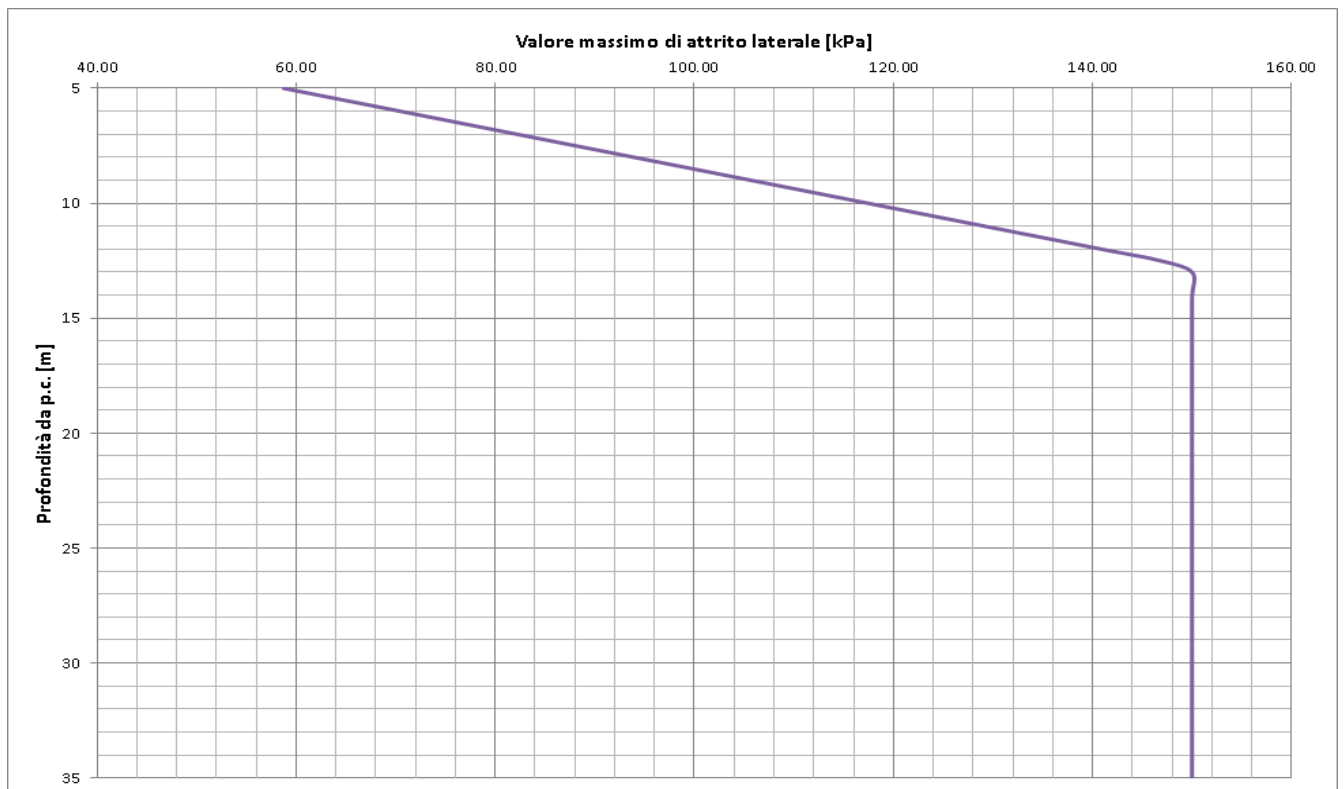
Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

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

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



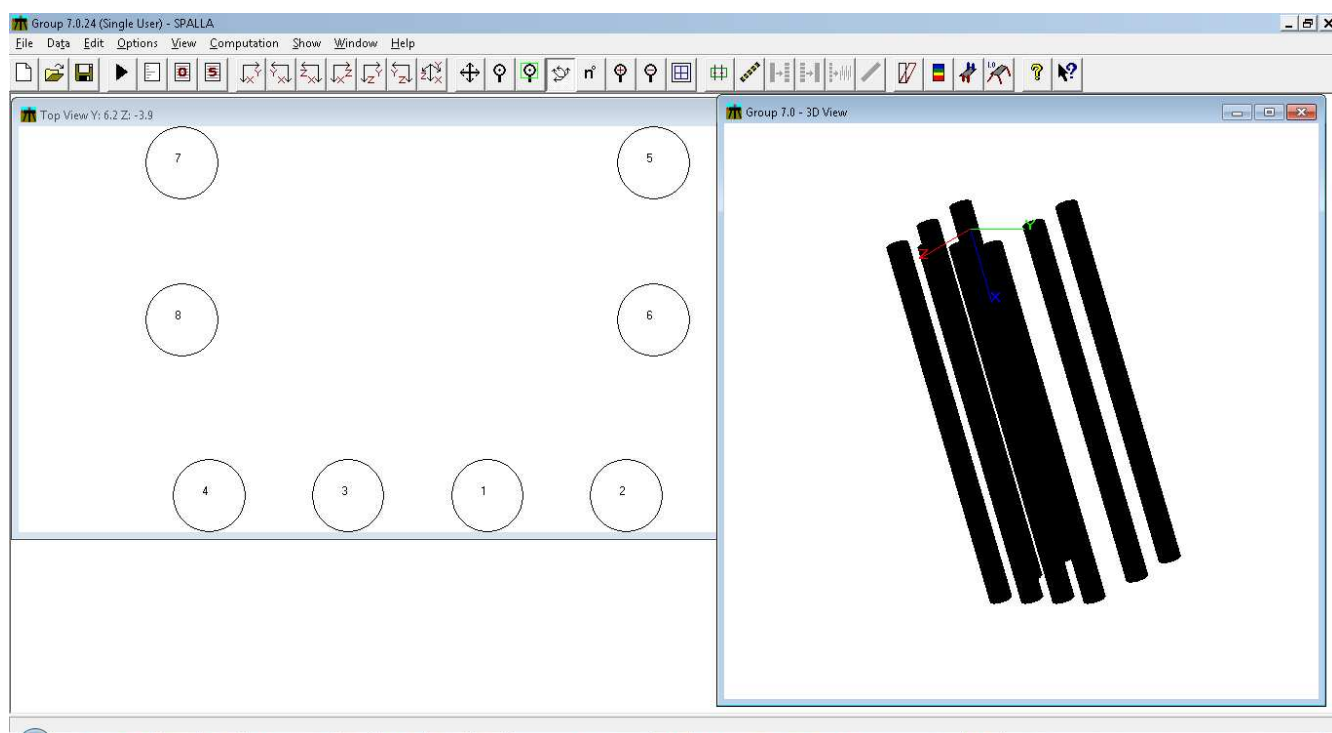
Con le ipotesi assunte si ottiene la seguente curva di attrito massimo laterale attivabile:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.3.3 Risultati delle analisi delle palificate delle Spalle

Le spalle sono fondate su n. 8 pali trivellati di diametro $D=1200$ mm, disposti come in figura sottostante, a una distanza minima di $3d$.



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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.3.3.1 Azioni in testa a ciascun palo

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 1 (8) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00252	Axial Force (kN)	3890
Displacement Y (m)	0.000265	Shear Y (kN)	319
Displacement Z (m)	0.00362	Shear Z (kN)	1250
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-516
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	655

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 2 (8) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00212	Axial Force (kN)	3310
Displacement Y (m)	0.000265	Shear Y (kN)	347
Displacement Z (m)	0.00364	Shear Z (kN)	1430
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-656
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	685

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 3 (8) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00293	Axial Force (kN)	4470
Displacement Y (m)	0.000265	Shear Y (kN)	319
Displacement Z (m)	0.00361	Shear Z (kN)	1240
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-505
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	655

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 4 (8) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00334	Axial Force (kN)	5050
Displacement Y (m)	0.000265	Shear Y (kN)	347
Displacement Z (m)	0.0036	Shear Z (kN)	1400
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-620
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	685

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 5 (8) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-0.00413	Axial Force (kN)	-2580
Displacement Y (m)	0.000295	Shear Y (kN)	300
Displacement Z (m)	0.00364	Shear Z (kN)	1050
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-358
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	640

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 6 (8) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-0.00122	Axial Force (kN)	-1060
Displacement Y (m)	0.000281	Shear Y (kN)	288
Displacement Z (m)	0.00364	Shear Z (kN)	1020
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-341
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	624

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 7 (8) Local Axes
 Global Axes

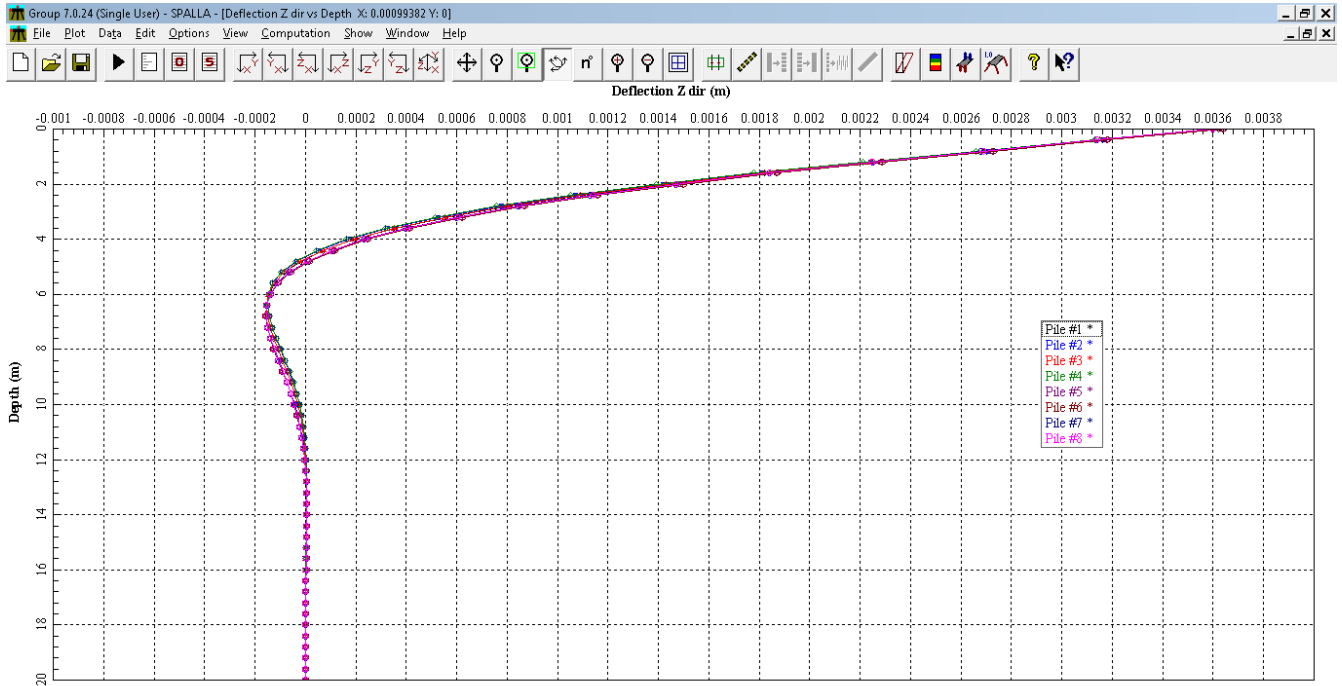
Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-0.00275	Axial Force (kN)	-2030
Displacement Y (m)	0.000295	Shear Y (kN)	299
Displacement Z (m)	0.0036	Shear Z (kN)	1020
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-323
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	640

PileTopResults

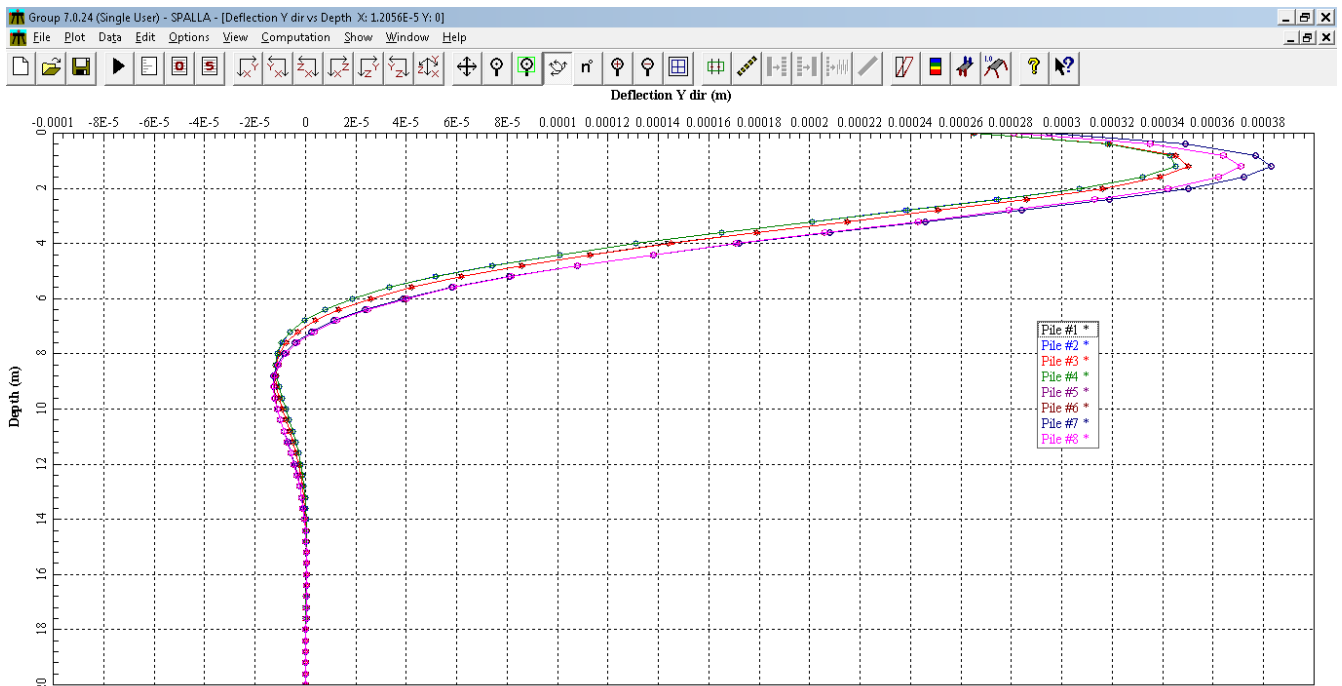
Cap Results Pile Group: 8 (8) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.000165	Axial Force (kN)	270
Displacement Y (m)	0.000281	Shear Y (kN)	287
Displacement Z (m)	0.0036	Shear Z (kN)	998
Rotation X (rad)	5.52E-6	Moment X (kN-m)	0.348
Rotation Y (rad)	0.00112	Moment Y (kN-m)	-307
Rotation Z (rad)	0.000177	Moment Z (kN-m)	624

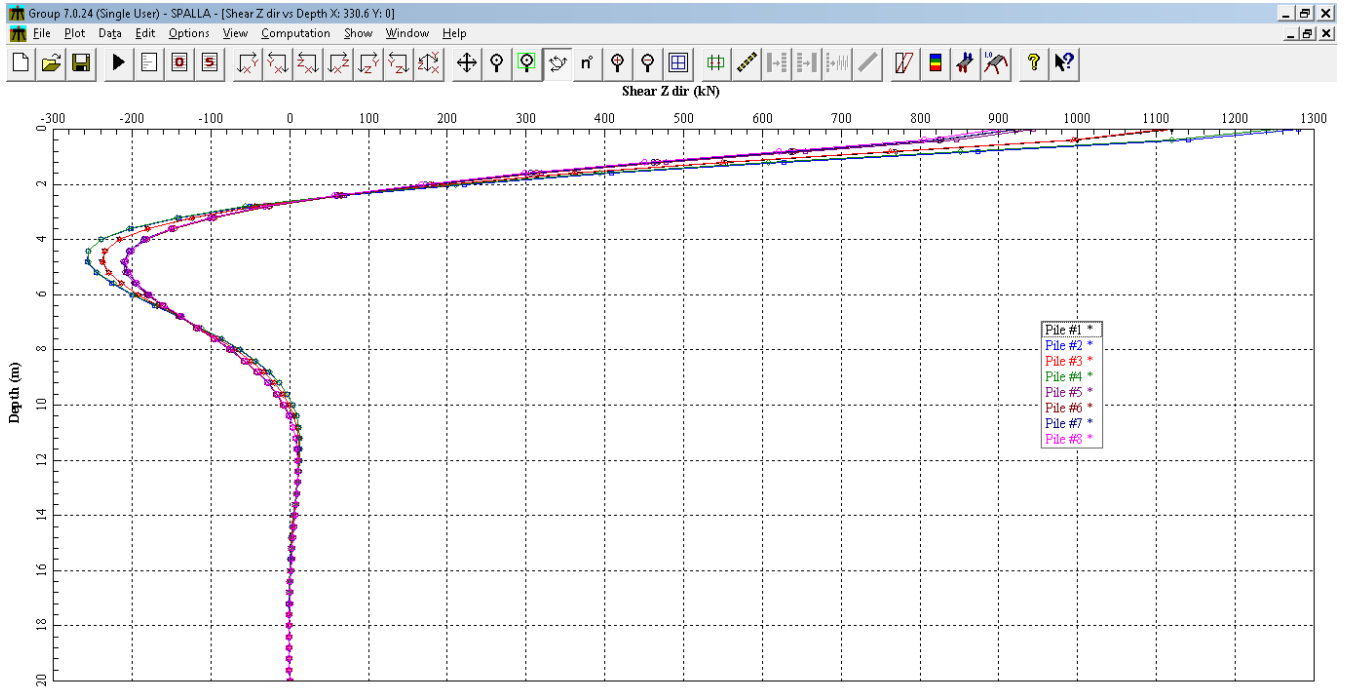
14.3.3.2 Deformazioni lungo l'asse longitudinale per ciascun palo



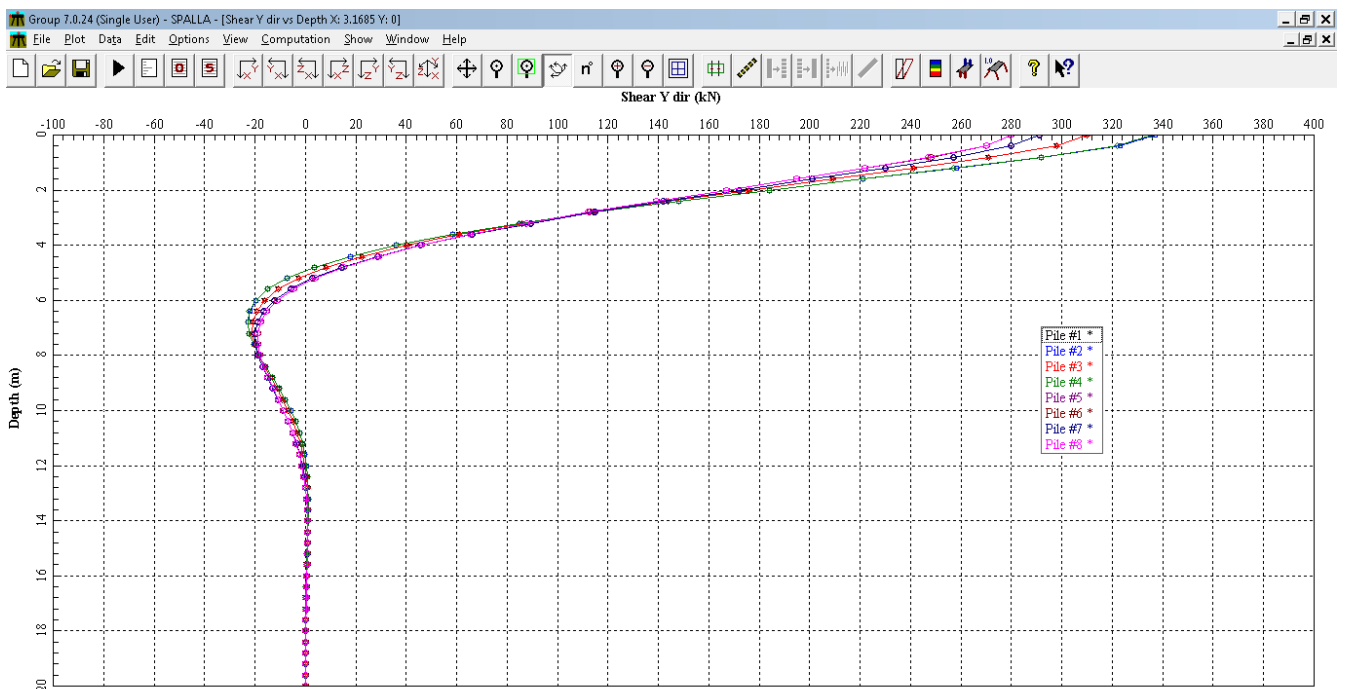
14.3.3.3 Deformazioni lungo l'asse trasversale per ciascun palo



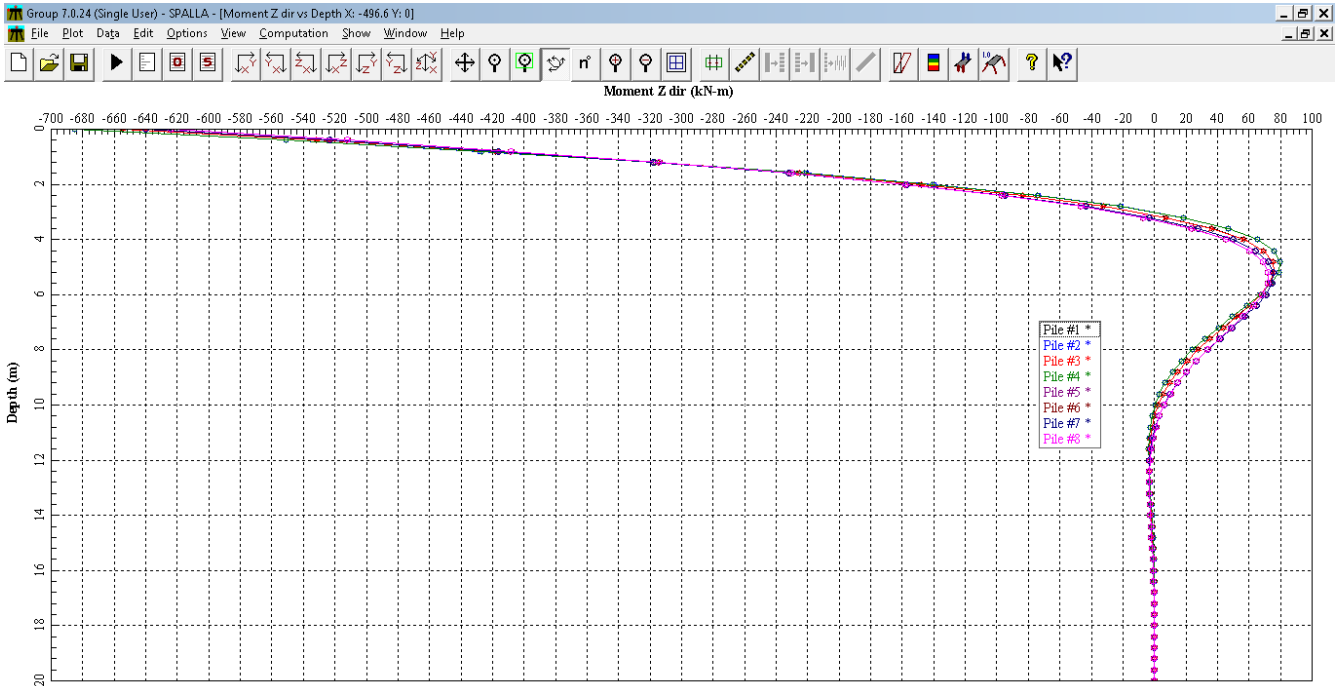
14.3.3.4 Azioni taglianti lungo l'asse longitudinale per ciascun palo



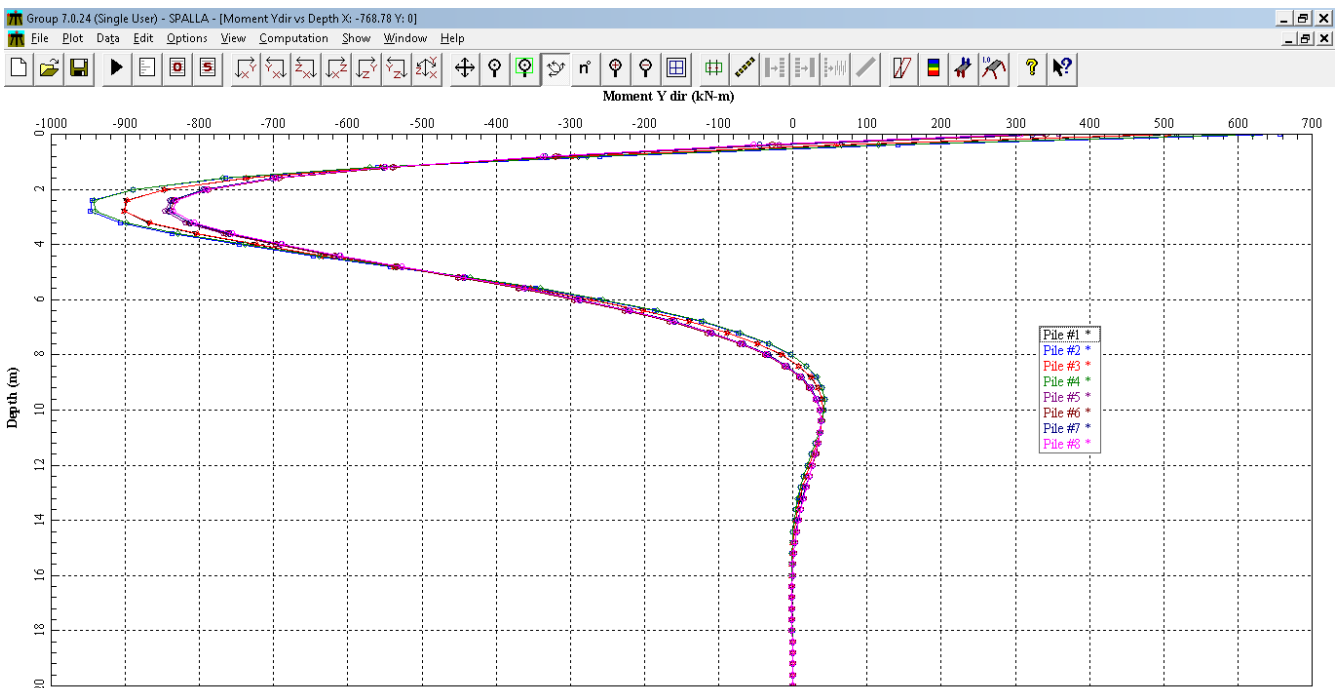
14.3.3.5 Azioni taglianti lungo l'asse trasversale per ciascun palo



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



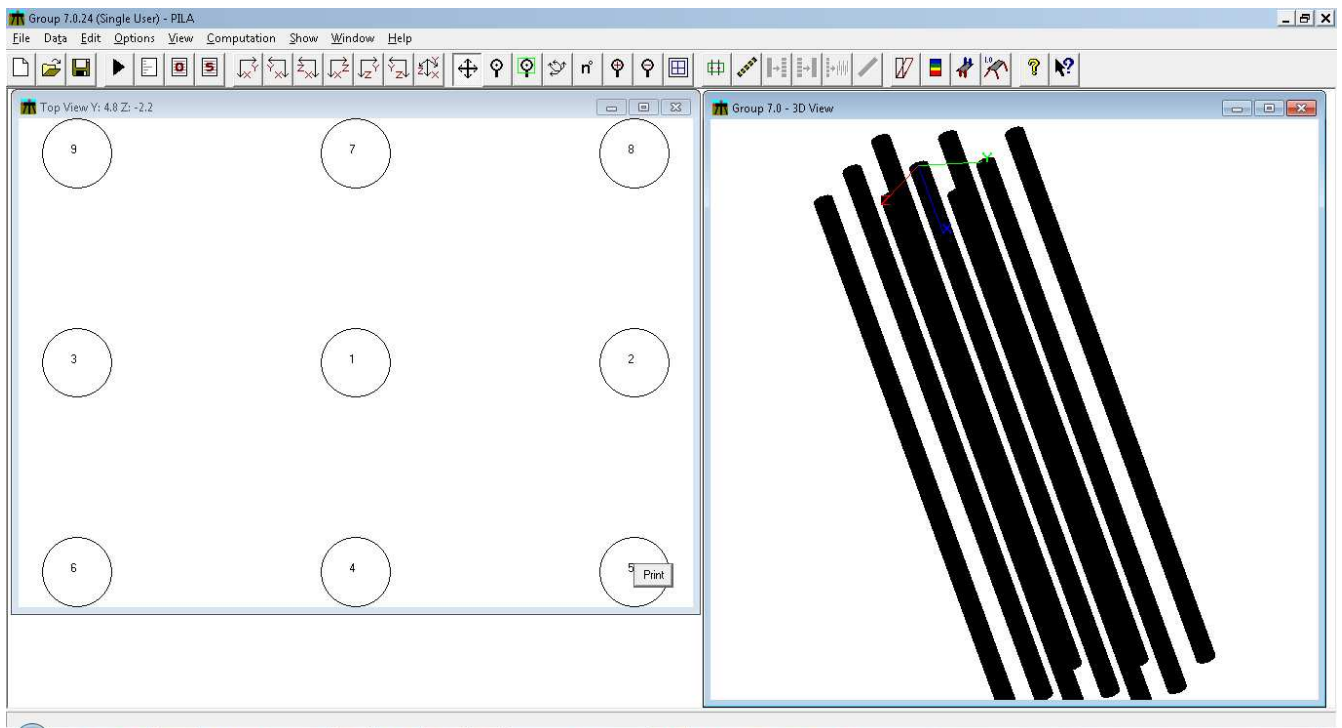
14.3.3.7 Azioni flettenti con asse vettore lungo l'asse trasversale per ciascun palo



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.3.4 Risultati delle analisi delle palificate delle Pile

Le pile sono fondate su n. 9 pali trivellati di diametro $D=1000$ mm, disposti come in figura sottostante, a una distanza minima di $3d$.



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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.3.4.1 Azioni in testa a ciascun palo

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 1 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00175	Axial Force (kN)	1530
Displacement Y (m)	0.00104	Shear Y (kN)	205
Displacement Z (m)	0.0044	Shear Z (kN)	629
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	957
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-97.2

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 2 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00387	Axial Force (kN)	3360
Displacement Y (m)	0.00104	Shear Y (kN)	219
Displacement Z (m)	0.00443	Shear Z (kN)	695
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	911
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-88.8

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 3 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-0.000374	Axial Force (kN)	-364
Displacement Y (m)	0.00104	Shear Y (kN)	215
Displacement Z (m)	0.00437	Shear Z (kN)	650
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	961
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-92.7

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 4 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.0097	Axial Force (kN)	7510
Displacement Y (m)	0.00102	Shear Y (kN)	293
Displacement Z (m)	0.0044	Shear Z (kN)	1010
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	763
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-55.2

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 5 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.0118	Axial Force (kN)	8830
Displacement Y (m)	0.00102	Shear Y (kN)	296
Displacement Z (m)	0.00443	Shear Z (kN)	1040
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	734
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-53.2

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 6 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	0.00758	Axial Force (kN)	6040
Displacement Y (m)	0.00102	Shear Y (kN)	294
Displacement Z (m)	0.00437	Shear Z (kN)	998
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	785
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-55.5

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 7 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-0.0062	Axial Force (kN)	-3550
Displacement Y (m)	0.00106	Shear Y (kN)	223
Displacement Z (m)	0.0044	Shear Z (kN)	655
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	954
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-82.2

PileTopResults

Cap Results Pile Group: 8 (9) Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	-0.00408	Axial Force (kN)	-2690
Displacement Y (m)	0.00106	Shear Y (kN)	238
Displacement Z (m)	0.00443	Shear Z (kN)	722
Rotation X (rad)	7.25E-6	Moment X (kN-m)	0.261
Rotation Y (rad)	0.00265	Moment Y (kN-m)	909
Rotation Z (rad)	-0.00053	Moment Z (kN-m)	-73.9

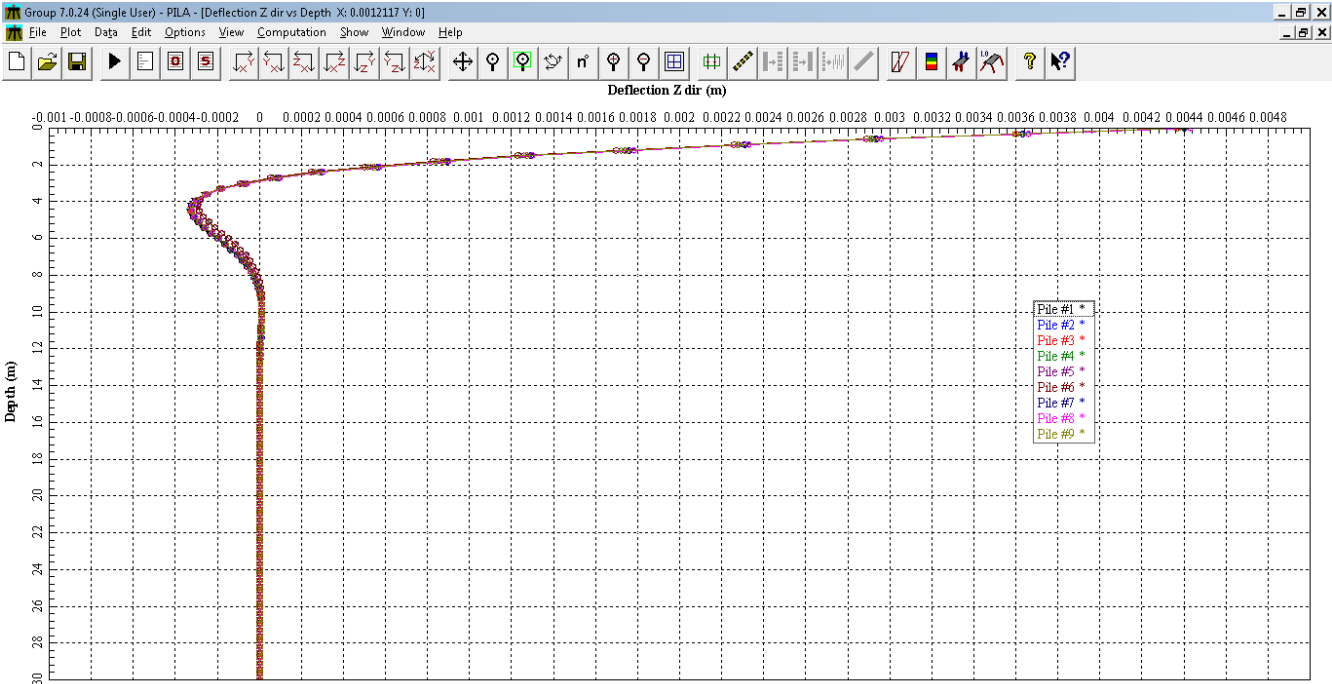
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PileTopResults

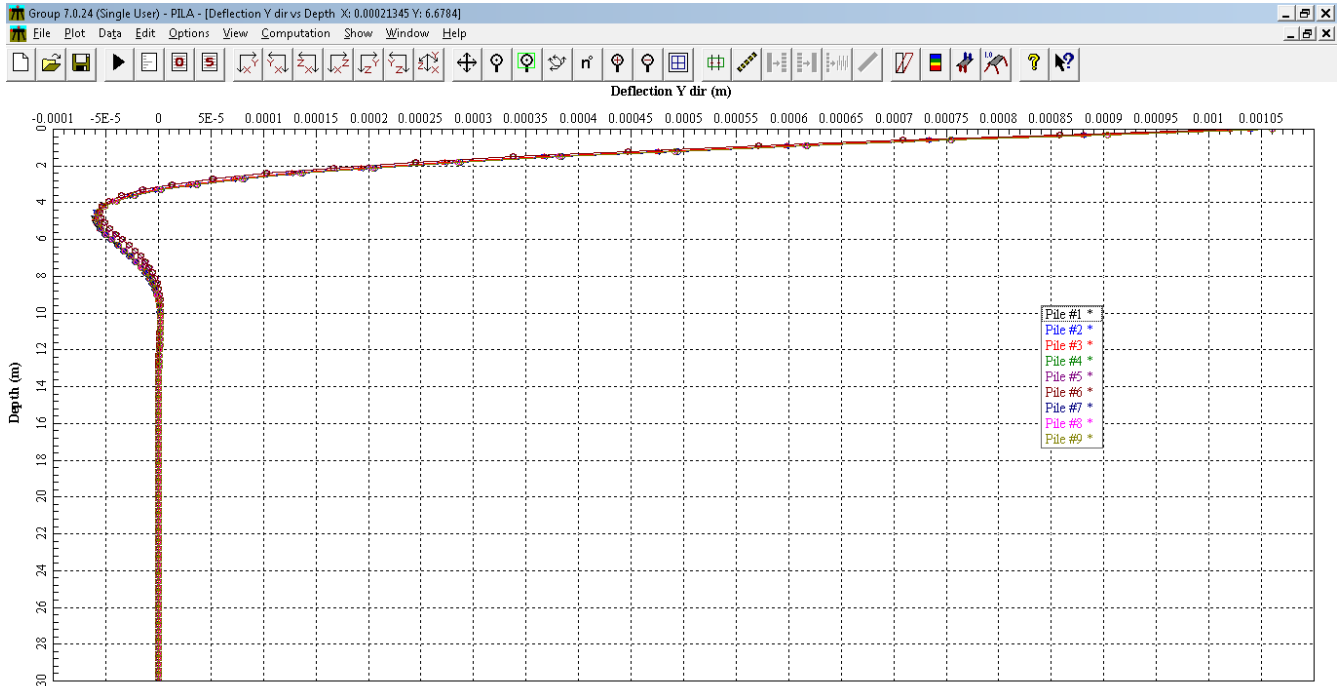
Cap Results
 Pile Group: (9)
 Local Axes
 Global Axes

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement X (m)	<input type="text" value="-0.00832"/>	Axial Force (kN)	<input type="text" value="-3990"/>
Displacement Y (m)	<input type="text" value="0.00106"/>	Shear Y (kN)	<input type="text" value="233"/>
Displacement Z (m)	<input type="text" value="0.00437"/>	Shear Z (kN)	<input type="text" value="675"/>
Rotation X (rad)	<input type="text" value="7.25E-6"/>	Moment X (kN-m)	<input type="text" value="0.261"/>
Rotation Y (rad)	<input type="text" value="0.00265"/>	Moment Y (kN-m)	<input type="text" value="956"/>
Rotation Z (rad)	<input type="text" value="-0.00053"/>	Moment Z (kN-m)	<input type="text" value="-77.1"/>

14.3.4.2 Deformazioni lungo l'asse longitudinale per ciascun palo



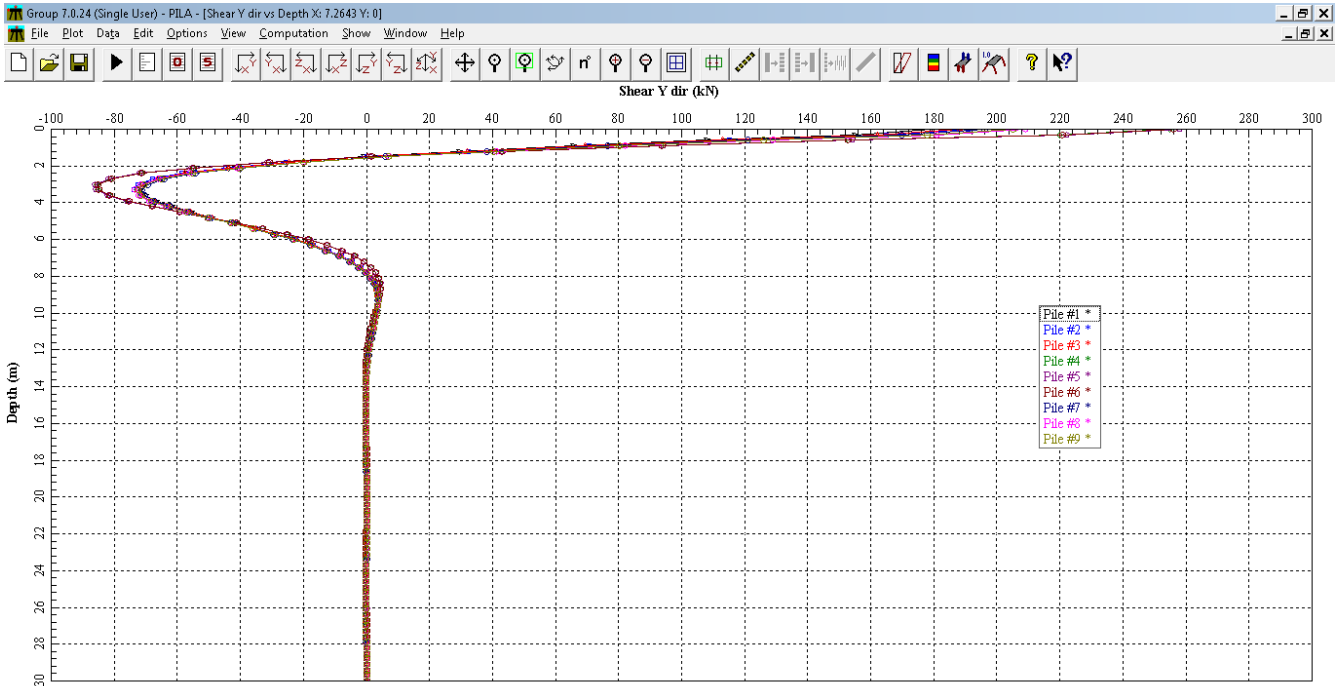
14.3.4.3 Deformazioni lungo l'asse trasversale per ciascun palo



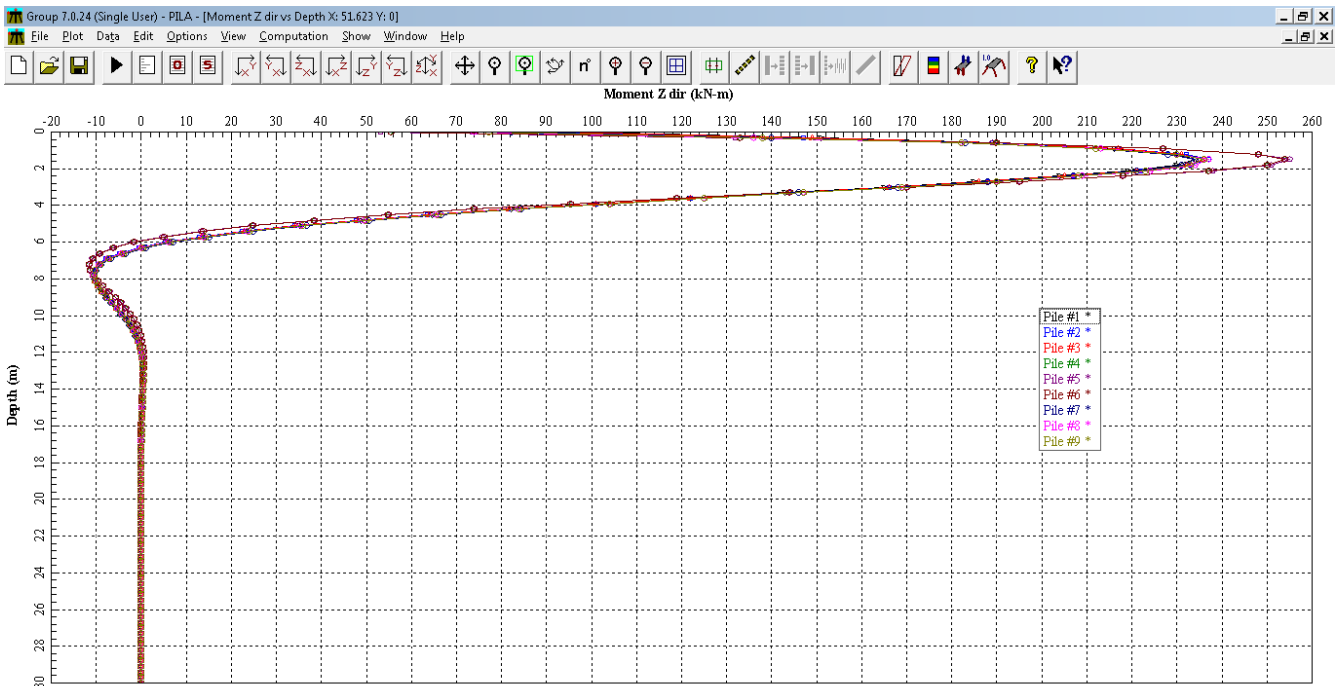
14.3.4.4 Azioni taglianti lungo l'asse longitudinale per ciascun palo



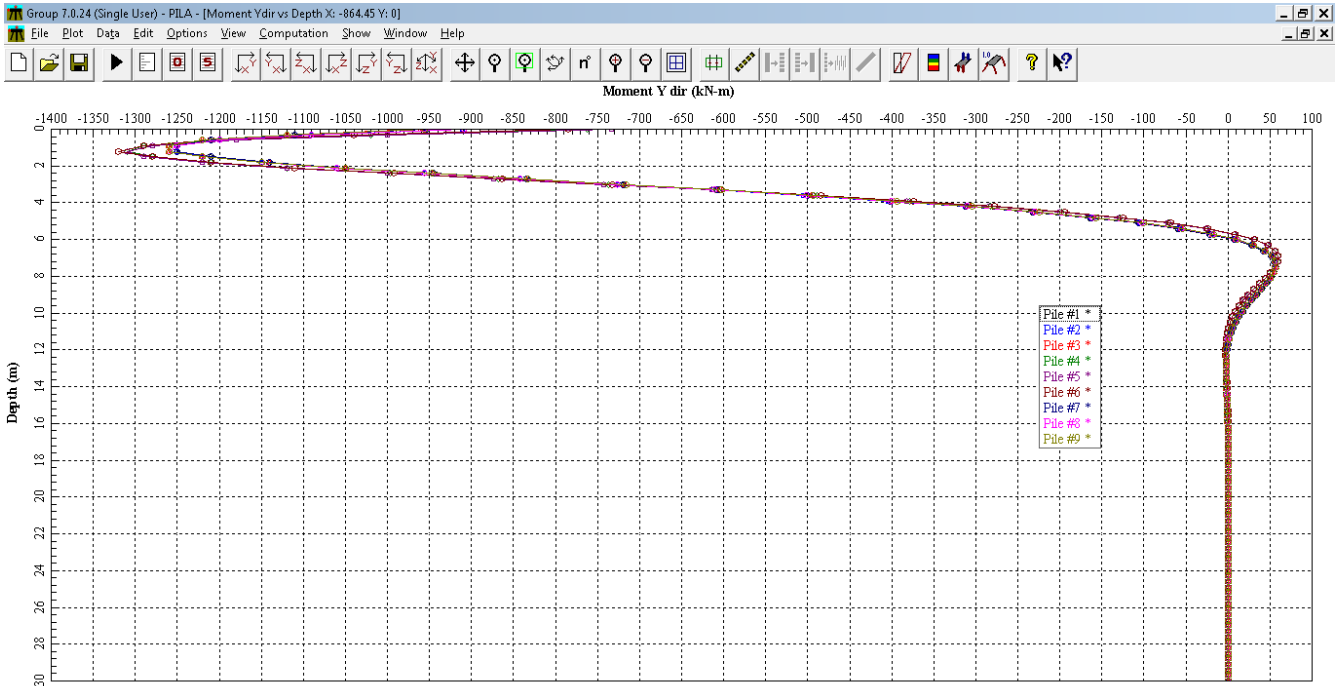
14.3.4.5 Azioni taglianti lungo l'asse trasversale per ciascun palo



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



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



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0461_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

14.3.5 Conclusione delle analisi svolte

Dalle analisi svolte ai paragrafi precedenti, si ottengono risultati in ottimo accordo che le analisi svolte sui modelli agli EF riportate ai paragrafi 14.1 e 14.2.

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

ANALISI CONDOTTE SULLA SPALLA

GRANDEZZA INDAGATA	MODELLO AGLI EF	MODELLO CON GROUP	DIFFERENZA %
Azione assiale Nmin [kN]	-3500	-2580	-35,66%
Azione assiale Nmax [kN]	6500	5050	-28,71%
Azione tagliante direzione longitudinale [kN]	1622	1300	-24,77%
Azione tagliante direzione trasversale [kN]	458	340	-34,71%
Azione flettente asse direzione longitudinale [kNm]	900	700	-28,57%
Azione flettente asse direzione trasversale [kNm]	2670	1000	-167,00%
Massima deformazione direzione longitudinale [mm]	12,6	3,6	-250,00%
Massima deformazione direzione trasversale [mm]	3,2	0,5	-540,00%

ANALISI CONDOTTE SULLA PILA

GRANDEZZA INDAGATA	MODELLO AGLI EF	MODELLO CON GROUP	DIFFERENZA %
Azione assiale Nmin [kN]	-5700	-3990	-42,86%
Azione assiale Nmax [kN]	10000	8830	-13,25%
Azione tagliante direzione longitudinale [kN]	789	900	12,33%
Azione tagliante direzione trasversale [kN]	289	260	-11,15%
Azione flettente asse direzione longitudinale [kNm]	305	255	-19,61%
Azione flettente asse direzione trasversale [kNm]	954	1310	27,18%
Massima deformazione direzione longitudinale [mm]	13,2	4,4	-200,00%
Massima deformazione direzione trasversale [mm]	3,2	1,05	-204,76%

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

L'unico dato che aumenta è la massima azione tagliante in direzione trasversale della pila, valore che comunque risulta verificato con le armature adottate.