



# PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



## PROGETTO DEFINITIVO

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

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

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

<p><i>Unità Funzionale</i></p> <p><i>Tipo di sistema</i></p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i></p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i></p> <p><i>Titolo del documento</i></p>	<p>COLLEGAMENTI SICILIA <span style="float: right;">SF0332_F0</span></p> <p>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI</p> <p>LINEA FERROVIARIA DA OPERA DI ATTRAVERSAMENTO A STAZIONE DI ME</p> <p>OPERE COMPLEMENTARI – POZZI DI VENTILAZIONE</p> <p>POZZO N.6- RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</p>
---	---

CODICE    C G 0 7 0 0    P    C L D S F C L 2 O C 0 0 0 0 0 0 0 5 F 0

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	DAM S.p.A.	F.BERTONI	F.COLLA



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	6
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	8
3 CARATTERISTICHE MATERIALI .....	8
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO .....	8
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI.....	8
3.3 ACCIAIO.....	8
3.4 COPRIFERRO.....	9
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	9
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	9
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	11
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO .....	15
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	18
4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....	19
4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	21
4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	23
4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A. ....	23
4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU .....	23
4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE .....	23
4.4.4.3 Verifica a fessurazione.....	24
4.4.4.4 Verifica a taglio.....	24
5 ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	26
6 ANALISI DEI CARICHI .....	26
6.1 ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE .....	26
6.2 ANALISI IN CONDIZIONI DI SISMA .....	27
7 MODELLO DI CALCOLO .....	28
7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	28
8 VERIFICHE STRUTTURALI.....	30
8.1 SOLETTA INFERIORE.....	30
8.1.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLU .....	30

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

8.1.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLV .....	34
8.1.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLE .....	35
8.2	PARAMENTO VERTICALE .....	38
8.2.1	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER EFFETTO DELLA SPINTA DEL TERRENO	39
8.2.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER EFFETTO DEL CARICO DELLA SOLETTA	42



**Ponte sullo Stretto di Messina**  
PROGETTO DEFINITIVO

POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E  
VERIFICHE GEOTECNICHE

*Codice documento*  
SF0332\_F0

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

## PREMESSA

La presente opera si inserisce nell'ambito del Progetto Definitivo del "PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA" che deriva dal progetto preliminare dell'Opera di Attraversamento derivante a sua volta direttamente dal Progetto di Massima ultimato nel dicembre 1992 in osservanza alla legge speciale 1158/71, approvato in Assemblea Generale dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto n° 220 del 10.10.1997 e successivamente esaminato nel 2000 dagli advisor Steinman International – Parsons Transportation Group e Price Waterhouse Coopers, su delibera del CIPE e conseguente incarico affidato dal Ministero dei Lavori Pubblici di concerto con quello del Tesoro del Bilancio e della P.E.. Inoltre il Progetto Definitivo della linea FS in Calabria sviluppa il progetto preliminare redatto da Stretto di Messina ed approvato dal CIPE con delibera n.66 del 01/08/2003 tenendo conto anche delle prescrizioni allegate a tale delibera.

In particolare la presente relazione di calcolo si riferisce all'opera di contenimento del rilevato stradale in prossimità del piazzale in cui è ubicato il Pozzo di ventilazione Europa N.6.

### 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le verifiche vengono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, tenendo conto delle vigenti disposizioni normative ed, in particolare:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- UNI ENV 1993-5 – Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento *degli elenchi nelle medesime zone*;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Norme per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.
- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 02 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- EN 1990:2002 Eurocode - Basis of structural design

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

- EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules
- EN 1997-2:2007 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- Associazione Geotecnica Italiana – 1977 Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche
- Associazione Geotecnica Italiana – 1984 Raccomandazioni sui pali di fondazione
- Associazione Geotecnica Italiana – 1994 Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- Istruzione Ponti: Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari
- Istruzione 44 A: Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione, il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrappassanti la linea ferroviaria
- Istruzione 44 B Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
- Istruzione 44 C Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni
- Istruzione 44 D Impalcati ferroviari realizzati con travi in acciaio incorporate nel calcestruzzo
- Istruzione 44 F Verifica a fatica dei ponti ferroviari
- Istruzione 44 G istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche Per le costruzioni di cui al d.m. 14.01.08 alla Progettazione geotecnica delle opere ferroviarie

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- R. Lancellotta, Geotecnica, Ed. Zanichelli, 1993;
- P. Pozzati, Teoria e tecnica delle strutture - Volume I, Ed. UTET, 1980;
- J. E. Bowles, Fondazioni, Ed. Mc-Graw-Hill, 1998;
- M. Bustamate e B. Doix, Une Méthode pour la calcul des Tirants et des Micropieux injectés, 1985;
- P. Colombo, Elementi di geotecnica, Ed. Zanichelli, 1974;
- Associazione Geotecnica Italiana, Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984;
- Comparison of geotechnic softwares – Geo Fem, Plaxis, Z-Soil. XIII ECSMGE
- R. Lancellotta e J. Calavera, Fondazioni, Ed. Mc-Graw-Hill, 1999;
- C. Viggiani, Fondazioni, Ed. Cuen, 1993.
- AICAP – La corrosione nel calcestruzzo

## 3 CARATTERISTICHE MATERIALI

### 3.1 CALCESTRUZZO MAGRO

- Classe di esposizione ambientale: X0 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C12/15

### 3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI

- Classe di esposizione ambientale: XC2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C25/30
- Rapporto A/C massimo: 0,55
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

### 3.3 ACCIAIO

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

- Tensione di snervamento caratteristica:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

### 3.4 COPRIFERRO

- Fondazioni: Copriferro minimo (Cmin) = 40 mm

## 4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

### 4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Oggetto della presente relazione è il muro di contenimento che sostiene il manufatto stradale corrispondenza del luogo in cui è ubicato il pozzo di ventilazione posto a Pk 14+019.10 binario pari. Tale muro risulta avere altezza variabile da 1.15m a 3.3m. Esso risulta inoltre essere vincolato ai diaframmi sottostanti.

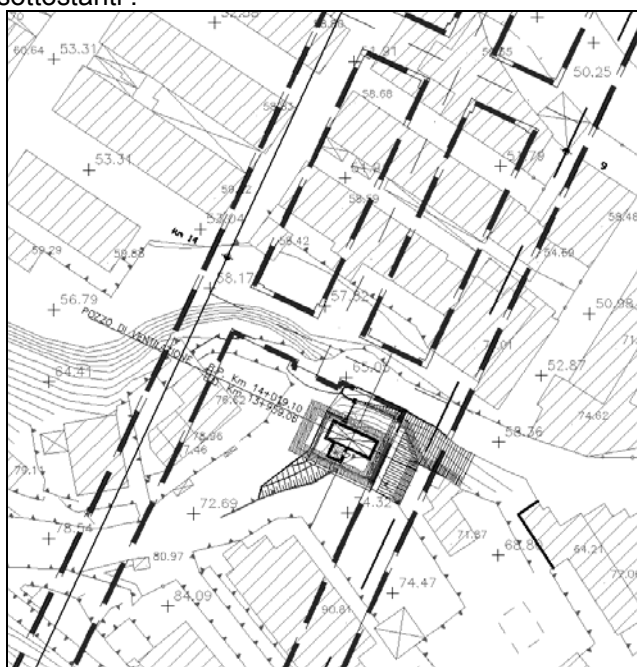
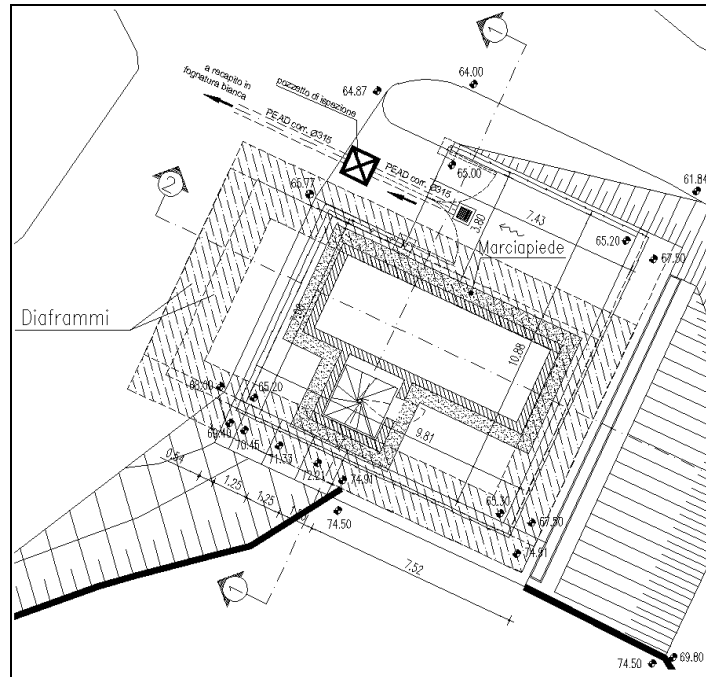
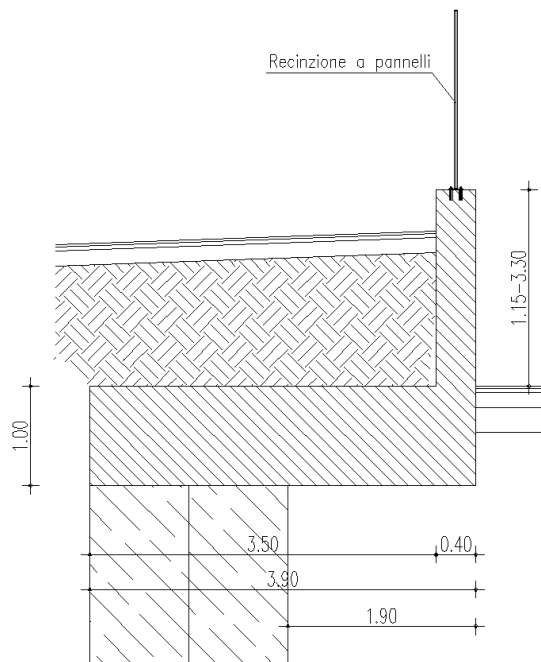


Figura 1 – stralcio planimetrico



**Figura 2 – stralcio pianta pozzo 6**



**Figura 3 – Sezione trasversale del muro di contenimento**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Per la caratterizzazione dei terreni sui quali insistono queste opere, ci si è basati sui dati desunti dalle numerose campagne di indagine che si sono susseguite negli anni, nonché sulle prove di laboratorio che hanno consentito la stima dei parametri geotecnici che caratterizzano le varie litologie.

In primo luogo si riporta uno stralcio del profilo geologico della zona di interesse (tratto dall'elaborato CG0800PF6DSSBC6TF00000043).

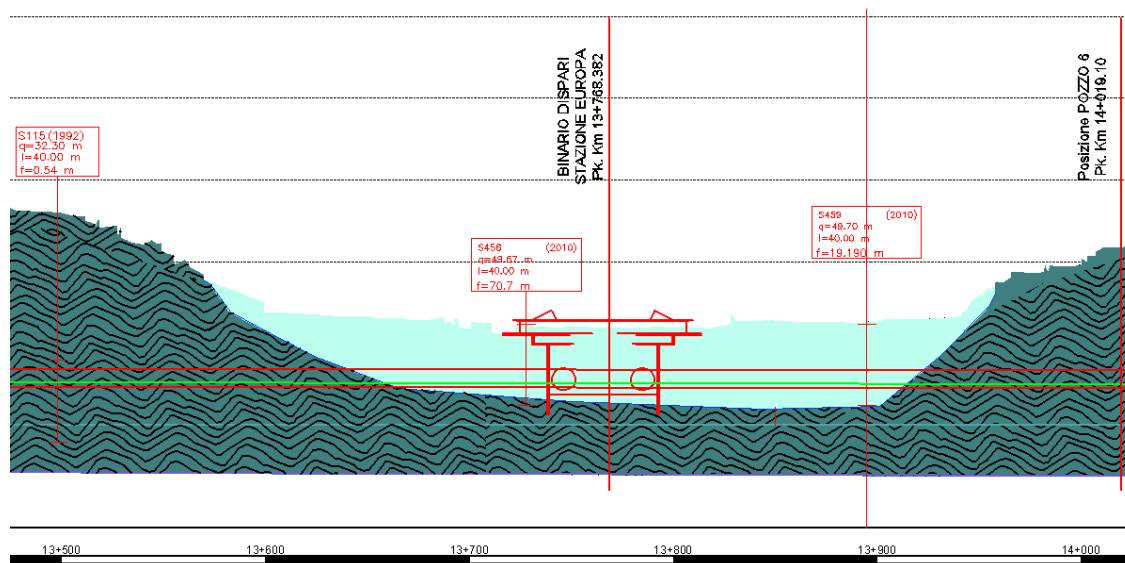


Figura 4 - profilo geologico


**Figura 5 – legenda tratta dal profilo geologico-geotecnico**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011





**Figura 6 – Stralcio planimetrico con posizionamento dei sondaggi**

Dal profilo sopra riportato emerge come gli strati superficiali della zona di interesse è caratterizzata da materiali identificati come *Metamorfiti dell'unità dell'aspromonte*.

La descrizione della litologia riportata nel seguito è tratta dalla relazione geotecnica generale (CG0800PRBDSSBC8G000000001).

“Nell’area in oggetto l’unità dell’aspromonte è caratterizzata da un complesso metamorfico intruso da un Complesso plutonico. Metamorfiti e plutoniti sono interessate da una tettonica responsabile di effetti da cataclastici e milonitici. La porzione geometricamente inferiore dell’unità è costituita da paragneiss biotitici passanti a micascisti, localmente associati a corpi di gneiss occhiadini e metagraniti, con intercalazioni di anfiboliti, quarziti e marmi.”

Sempre nel medesimo elaborato vengono infine tabulati i valori caratteristici identificativi della litologia, parametri suscettibili di un certo grado di variabilità in funzione del ricoprimento, delle caratteristiche dell’ammasso roccioso, ecc. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21-23
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	-
c' <sub>picco</sub> (kPa)	vedi tabella par. 2.11.4
$\phi'$ <sub>picco</sub> (°)	vedi tabella par. 2.11.4
C <sub>cv</sub> ' (kPa)	vedi tabella par. 2.11.4
$\phi_{cv}$ ' (°)	vedi tabella par. 2.11.4
OCR	-
c <sub>u</sub> (kPa)	-
k <sub>o</sub> (-)	-
K <sub>v</sub> (m/sec)	-
V <sub>s</sub> (m/sec)	-
G' <sub>o</sub>	-
E' *	E'=400 + 650 MPa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) E'=1800 + 2800 MPa in ammassi di classe III-IV RMR
$\nu'$ (-)	0.2
G <sub>0</sub> , G/G <sub>0</sub>	-
D <sub>0</sub> , D/D <sub>0</sub>	-
K(m/s)	10 <sup>-7</sup> - 10 <sup>-8</sup>

Figura 7 – caratteristiche geotecniche medie

copertura (m)	$\sigma_n$ (Mpa)	Picco		Residuo	
		c' (MPa)	$\phi'$ (°)	c' (MPa)	$\phi'$ (°)
10.00	0.22	0.16	61	0.11	51
20.00	0.44	0.26	56	0.19	44
30.00	0.66	0.34	52	0.25	41
40.00	0.88	0.43	50	0.31	38
50.00	1.10	0.50	48	0.37	36
60.00	1.32	0.58	46	0.43	34
70.00	1.54	0.65	45	0.48	33
80.00	1.76	0.72	44	0.53	31
90.00	1.98	0.78	43	0.58	30
100.00	2.20	0.85	42	0.63	29

Figura 8 – Tabella relativa al §2.11.4 richiamata dalla precedente figura



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0

Per le caratteristiche dei terreni sopra riportati, secondo il DM 14/01/2008 essi possono essere classificati secondo la categoria di sottosuolo C, come confermato dalla relazione sismica generale (CG0800PRGDSSBC8G000000001) della quale si riporta di seguito un estratto:

<i>Ferrovia Da 1+0 a 5+1 km - GN "S.Agata"</i>	SPPS09	<b>49</b>	<b>C</b>
	S410	<b>48</b>	<b>C</b>
	S445	<b>25</b>	<b>C</b>
	S445bis	<b>42</b>	<b>C</b>
<i>Ferrovia Da 5+1 a 5+6 km</i>			
<i>Ferrovia Da 5+6 a 17+3 km - GN "S.Cecilia"</i>	S448	<b>39</b>	<b>C</b>
	S425	<b>33</b>	<b>C</b>
	S449	<b>39</b>	<b>C</b>
	S450	<b>76</b>	<b>B</b>
	S451bis	<b>71</b>	<b>B</b>
	S462	<b>37</b>	<b>C</b>
	S464bis	<b>61</b>	<b>B</b>
	S458	<b>23</b>	<b>C</b>

Figura 9 – estratto dalla relazione sismica generale

Si è fatto chiaramente riferimento al sondaggio S458 che risulta essere il più prossimo all'opera in oggetto.

Per quanto riguarda il regime delle acque sotterranee, i calcoli successivi verranno eseguiti considerando l'assenza della falda in quanto essa viene rilevata dal monitoraggio dei piezometri nella zona (riportato di seguito) ad una quota di 39.18m dal piano campagna.

n°	Lato	Sondaggio	Esecutore	Data ultimazione	Profondità m dal p.c.	Piezometro installato		Quota terreno m sl.m.	Altezza testa pozzetto m da p.c.	AGOSTO 2010 Letture da testa pozzetto ml.	AGOSTO 2010 Livello idrico profondità m da p.c.	SETTEMBRE 2010 Letture da testa pozzetto ml.	SETTEMBRE 2010 Livello idrico profondità m da p.c.
						Tipo	Profondità m						
59	Sic	S457	Vicenzetto	16/09/2010	45,0								
61	Sic	S459	Vicenzetto	04/08/2010	40,0								
						Casagrande	44,0						
						Casagrande	40,0	0,00		39,25	39,25	39,18	39,18

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO

#### Coefficiente di spinta sismica del terreno

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento a quanto indicato nella Normativa Italiana riportata nel DM 14 gennaio 2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni) e successive modificazioni.

Nel seguito si fa riferimento al documento "Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolosità Sismica". In base a tale documento, l'azione sismica sulle strutture è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base" in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

topografica orizzontale.

La “pericolosità sismica di base”, costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 (della precedente Normativa), nel periodo di riferimento  $V_R$  (definito al § 2.4 del NTC).

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;

$T_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici, che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- i termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi del “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 Km);
- per diverse probabilità di superamento e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L’azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte da condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Nel seguito si riportano i valori e gli spettri di risposta considerati per il sito in oggetto che viene identificato secondo le seguenti coordinate ISTAT:

LONGITUDINE: 15.5414

LATITUDINE: 38.1832



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per quanto riguarda i muri di contenimento e di controripa, trattandosi di opere di sostegno, aventi altezze inferiori a 5 m, si è fatto riferimento alle Istruzioni RFI n. 44 G, da cui, essendo le opere insistenti su infrastrutture ferroviarie nuove (non AV), ma non strategiche si ha:

- Vita nominale ( $V_N$ )= 75 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione ( $C_U$ )= 1 (Classe d'uso: II)

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 75 anni.

La categoria topografica che verrà assunta nei calcoli è la categoria T1 in quanto si è in presenza di pendii con inclinazione media inferiore ai 15°, congruentemente con quanto previsto dalle NTC08 alla tabella 3.2.VI.

Nel seguito si riportano i tabulati relativi ai parametri fondamentali.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	44987	38,166050	15,520710	2756,3
Sito 2	44988	38,164850	15,584100	4249,6
Sito 3	44766	38,214840	15,585660	5103,0
Sito 4	44765	38,216040	15,522260	3944,8

**Tabella 1 - Punti di riferimento su cui si interpolano i valori**

**Parametri sismici**

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 75 anni

Coefficiente  $c_u$ : 1

	Prob. superamento o [%]	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	81	45	0,078	2,327	0,290
Danno (SLD)	63	75	0,104	2,305	0,312
Salvaguardia della vita (SLV)	10	712	0,301	2,431	0,373
Prevenzione e dal collasso (SLC)	5	1462	0,403	2,466	0,404

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Tabella 2 – Parametri sismici di riferimento**

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]
SLO	1,500	1,580	1,000
SLD	1,500	1,540	1,000
SLV	1,260	1,450	1,000
SLC	1,100	1,420	1,000

**Tabella 3 – Coefficienti sismici**

#### **4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**

Le verifiche geotecniche (GEO) e strutturali (STR) vengono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico agli stati limite, in cui la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Vengono considerati sia gli stati limite ultimi, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa, sia gli stati limite di esercizio, che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte secondo il metodo dei coefficienti parziali: l'affidabilità viene ottenuta verificando che, in tutte le situazioni progettuali significative, gli stati limite non vengono raggiunti quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli progettuali, questo si traduce nell'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto del sistema geotecnico, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico, cioè implicitamente si assume che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita nominale della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato, comunque piccolo.

#### 4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le azioni che agiscono sulle strutture possono venire classificate secondo la loro variazione nel tempo in:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
  - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;
  - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti dei carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
  - spostamenti o deformazioni imposte, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
  - pretensione e precompressione (P);
  - ritiro e viscosità;
  - spostamenti differenziali;
- variabile (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
  - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
  - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
  - incendi;
  - esplosioni;
  - urti ed impatti.
- sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tutte le azioni variabili che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore caratteristico*  $Q_k$ , ossia il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili, della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ ,... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  i cui valori sono forniti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j}Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j}Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j}Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con il pedice  $k$  i valori caratteristici; senza pedici  $k$  i valori nominali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_P \cdot P + Y_{Q1} \cdot Q_{k1} + Y_{Q2} \cdot Q_{k2} \cdot \psi_{02} + Y_{Q3} \cdot Q_{k3} \cdot \psi_{03} + \dots$$

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{03} + \dots$$

- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{13} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica  $E$ :

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

Nelle combinazioni per gli SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel paragrafo seguente mentre quelli dei coefficienti  $\psi$  nella tabella sotto.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

#### 4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

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

Ovvero:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

con  $\gamma_E = \gamma_F$  e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Gli effetti delle azioni e delle resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$  dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Le verifiche vengono eseguite per le condizioni di carico più gravose che possono agire sulla struttura ed adottando le combinazioni ed i coefficienti parziali riportati nelle immagini seguenti.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_E$ (o $\gamma_F$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Figura 10 – coefficienti parziali da NTC 08**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

**Figura 11– coefficienti parziali da NTC 08**

#### 4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono eseguite adottando coefficienti parziali unitari.

#### 4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

##### 4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU

###### RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5$$

###### RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$$

###### RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15$$

##### 4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE

Si hanno i seguenti limiti per le tensioni in esercizio:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### Combinazione Rara/Frequente

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk}$$

#### Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk}$$

#### **4.4.4.3 Verifica a fessurazione**

Le ampiezze delle fessure verranno contenute nei seguenti limiti, per combinazioni di carico frequenti.

$$\text{Aperture fessure} \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

#### **4.4.4.4 Verifica a taglio**

Affinché possa risultare non necessaria l'armatura trasversale resistente a taglio devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione (mm)

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \text{tensione media di compressione nella sezione} (\leq 0.02 \cdot f_{cd})$$

b<sub>w</sub> = larghezza minima della sezione (mm)

Nel caso in cui le condizioni sopra non siano soddisfatte, La resistenza a taglio V<sub>Rd</sub> di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La verifica di resistenza si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \sigma_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$A_{sw}$ : area dell'armatura trasversale;

s: interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$\theta$ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo;

$$f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd};$$

$\sigma_c$ coefficiente maggiorativo =	1	per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	$0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$
	1.25	$0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$
	$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	$0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0332_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

## 5 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati a cui fanno riferimento le opere descritte nella presente relazione sono i seguenti:

COLLEGAMENTI VERSANTE SICILIA															
39 COLLEGAMENTI FERROVIARI - OPERE CIMLI															
39 Tracciamento pianoaltimetrico, sezioni e geometria corpo ferroviario															
46 Opere complementari - Pozzi di ventilazione															
46	Relazione descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	03
46	Pozzo n°1 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	10
46	Pozzo n°2 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	02
46	Pozzo n°2 - Paratie: particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	SZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Pozzo n°3 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	03
46	Pozzo n°5 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	05
46	Pozzo n°6 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	06
46	Pozzo n°6 - Paratie: particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	SZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	02
46	Opere di contenimento - Relazione tecnico descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	06
46	Opere di contenimento - Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera		SINA	CG0700	P	SH	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	02
46	Pozzo n°1 - Muro di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	02
46	Pozzo n°2 - Paratie - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	03
46	Pozzo n°4 - Paratie - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	04
46	Pozzo n°6 - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	05

Altri elaborati di riferimento per la progettazione delle opere sono:

Elaborato	Codifica
Relazione geotecnica generale versante sicilia	CG0800PRBDSSBC8G000000001
Relazione sismica generale	CG0800PRGDSSBC8G000000001
Relazione idrogeologica	CG0800PRGDSSBC6G000000003
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000009
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000010
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000011
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000012
Tracciato ferroviario - b.p. - profilo geologico geotecnico dal km 13+300 al km 14+500	CG0800PF6DSSBC6TF000000036
Tracciato ferroviario - b.d. - profilo geologico geotecnico dal km 13+300 al km 14+500	CG0800PF6DSSBC6TF000000043

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE

Per l'analisi statica si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- spinta statica dell'acqua
- sovraccarico accidentale distribuito di 40.96 kN/m<sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tale azione viene ricavata determinando un sovraccarico accidentale uniformemente ripartito tale da generare sul paramento una spinta analoga a quella generata da carichi concentrati di ponti di I categoria, ovvero pari a  $Q_{1k} = 300$  kN per asse, considerandoli applicati su una superficie rettangolare larga 3m e lunga 2.2m, in accordo con quanto prescritto al §C.5.1.3.3.7.1 della Circolare'09. Ai fini del calcolo si considera cautelativamente un'altezza del muro pari all'altezza media e cioè  $H=2.25$ m, per cui si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		600	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
<b>Da cui</b>			
carico distribuito	pv =	90.91	kN/mq
<b>Nota</b>			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	2.25	m
<b>Da cui</b>			
	a' =	4.30	m
	b' =	4.80	m
	A' =	20.63	mq
	p'v =	29.09	kN/mq
<b>Nota</b>			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0.27	
<b>Da cui</b>			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{base\ muro} =$	24.55	kN/mq
	$\sigma'_{base\ muro} =$	7.85	kN/mq
Spinta totale	S1 =	61.83	kN
	S2 =	57.57	kN
	S <sub>tot</sub> = S1 + S2 =	119.41	kN
<b>Da cui</b>			
Carico superficiale equivalente	q <sub>prog</sub> =	40.96	kN/mq

## 6.2 ANALISI IN CONDIZIONI DI SISMA

Per l'analisi sismica si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla mensola della fondazione (zona a

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

monte)

- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 20.48 kN/m<sup>2</sup>
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione  $\beta_m$  dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 1 in quanto si ha una struttura che non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 1.00 \cdot 1.26 \cdot 1.000 \cdot 0.301 = 0.379$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.187$$

## 7 MODELLO DI CALCOLO

### 7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nei paragrafi che seguono si riporta la valutazione di ciascuna delle azioni considerate per la verifica dell'opera in oggetto.

#### **Spinta statica del terreno**

La spinta statica dovuta al terreno presente a tergo dell'opera è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove h rappresenta la profondità alla quale viene calcolata la spinta,  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno e il coefficiente  $K_a$  è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]}$$

$\beta$ : angolo che l'intradosso del muro forma con la verticale

i: inclinazione del terreno a tergo del muro.

Tale spinta è applicata a 1/3 dell'altezza di riferimento h, ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In presenza di falda la spinta è stata valutata considerando il peso di volume del terreno alleggerito ( $\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$ ).

### **Spinta del terreno per effetto dei sovraccarichi**

La spinta per effetto dei sovraccarichi presenti in superficie, a monte del muro, è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_q = q \cdot h \cdot K_a$$

dove  $q$  rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie ( $\text{kN/m}^2$ ),  $h$  la profondità alla quale viene calcolata la spinta (m) e il coefficiente  $K_a$  è calcolato come sopra.

Tale spinta è applicata a 1/2 dell'altezza di riferimento  $h$ , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

### **Azioni del terreno in condizioni sismiche**

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, il criterio adottato è quello di Mononobe-Okabe (1929). Questo criterio, che può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più considera che il cuneo di terreno compreso tra le superfici di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura"), si comporta come un corpo rigido soggetto ad una accelerazione orizzontale ed una verticale uniformi all'interno del cuneo stesso.

Detto  $W$  il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica) di componenti  $K_h \cdot W$  in orizzontale e  $\pm K_v \cdot W$  in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto  $\theta$  l'angolo:

$$\theta = \arctan \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

per  $\varepsilon \leq \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \theta - \varepsilon)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

per  $\varepsilon > \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi') \text{sen}(\varphi' - \theta + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \theta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche, si assume pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_a) K_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_p) K_p H^2$$

Si evidenzia che, ai sensi della Normativa Vigente, non si è considerato il contributo stabilizzante della resistenza passiva di valle.

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI

### 8.1 SOLETTA INFERIORE

Questo elemento viene considerato in via cautelativa come una trave di un metro di profondità considerata incastrata in corrispondenza dei diaframmi retrostanti. Essa risulta quindi a tutti gli effetti essere una mensola soggetta ai seguenti carichi:

- peso proprio (pp) uniformemente distribuito
- peso del terreno (pt) uniformemente distribuito
- sovraccarico accidentale ( $q_{acc}$ ) uniformemente distribuito
- peso del paramento verticale (Pv) concentrato all'estremità
- momento flettente trasmesso dal paramento verticale (Mv) concentrato all'estremità

#### 8.1.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLU

Si riportano di seguito i valori delle varie azioni che compongono il carico:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$p_p = 25 \text{ kN/m}$$

$$p_t = 57 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = 40.96 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 33 \text{ kN}$$

Il valore del momento flettente agente in sommità è ricavato analizzando le spinte dei terreni come descritto in precedenza:

#### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

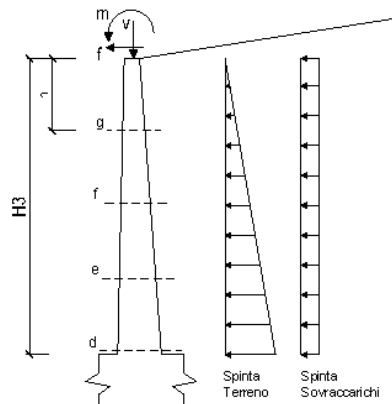
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



#### condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	40.09	90.66	0.00	130.75	0.00	37.13	37.13
e-e	2.48	16.91	50.99	0.00	67.91	0.00	27.84	27.84
f-f	1.65	5.01	22.66	0.00	27.68	0.00	18.56	18.56
g-g	0.83	0.63	5.67	0.00	6.29	0.00	9.28	9.28

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	36.45	54.94	0.00	91.39
e-e	2.48	20.50	41.21	0.00	61.71
f-f	1.65	9.11	27.47	0.00	36.58
g-g	0.83	2.28	13.74	0.00	16.01



Si ha quindi che il momento trasmesso alla soletta è pari a :

$$M_v = 130.75 \text{ kNm}$$

Applicando la combinazione fondamentale dei carichi descritta in precedenza si ricava il carico da impiegare:

$$q = 1.3 \cdot (p_p + p_t) + 1.5 \cdot q_{acc} = 1.3 \cdot (25 + 57) + 1.5 \cdot 40.96 = 168.04 \text{ kN/m}$$

Considerando quindi la porzione a sbalzo (L=1.9m) della soletta di fondazione si ricavano le seguenti sollecitazioni:

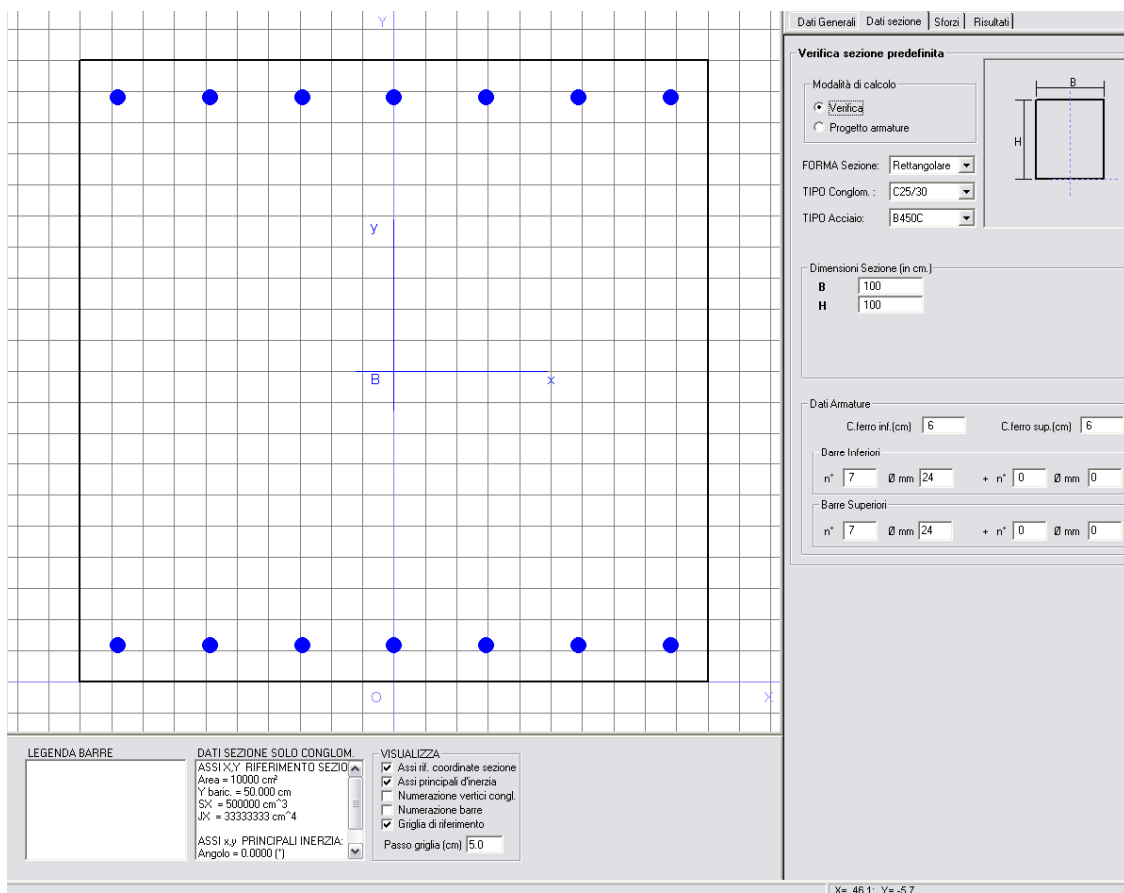
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$M = q \cdot l^2 / 2 + 1.3 \cdot P_v \cdot l + M_v = 168.04 \cdot 1.9^2 / 2 + 1.3 \cdot 33 \cdot 1.9 + 130.75 = 515.57 \text{ kNm}$$

$$V = q \cdot l + 1.3 \cdot P_v = 362.2 \text{ kN}$$

### VERIFICA A FLESSIONE

Di seguito viene riportata la sezione di verifica che risulta essere armata con ferri  $\Phi 24$  passo 15 cm.



The screenshot shows a software interface for section verification. The main area displays a rectangular cross-section on a grid with a coordinate system (x, y) and origin (O). The section is defined by width (B) and height (H). Reinforcement bars are shown as blue dots arranged in two rows of seven bars each.

**Verifica sezione predefinita**

Modalità di calcolo:  
 Verifica  
 Progetto armature

FORMA Sezione: Rettangolare  
TIPO Conglom.: C25/30  
TIPO Acciaio: B450C

Dimensioni Sezione (in cm.):  
B: 100  
H: 100

Dati Armature:  
C. ferro inf. (cm): 6      C. ferro sup. (cm): 6

Barre Inferiori:  
n° 7 Ø mm 24 + n° 0 Ø mm 0

Barre Superiori:  
n° 7 Ø mm 24 + n° 0 Ø mm 0

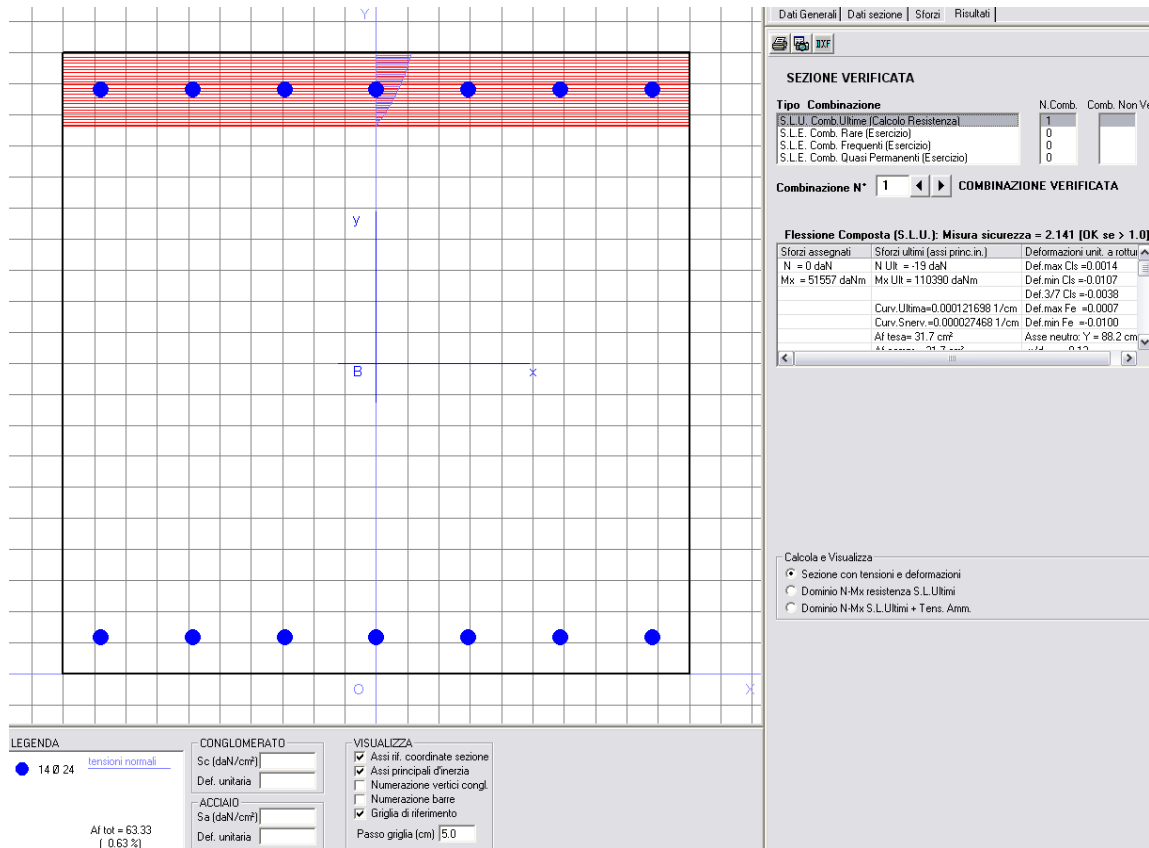
**DATI SEZIONE SOLO CONGLOM.**  
ASSI X,Y RIFERIMENTO SEZIO:  
Area = 10000 cm²  
Y baric. = 50.000 cm  
Sx' = 500000 cm³  
Jx' = 33333333 cm⁴  
ASSI x,y PRINCIPALI INERZIA:  
Angolo = 0.0000 (°)

**VISUALIZZA**  
 Assi rif. coordinate sezione  
 Assi principali d'inerzia  
 Numerazione vertici congl.  
 Numerazione barre  
 Griglia di riferimento  
Passo griglia (cm) 5.0

LEGENDA BARRE

X= 46.1; Y=-5.7





Si ha quindi che la sezione risulta verificata in quanto si ha:

$$M_{Rd} = 1103.9 \text{ kNm} \geq M_{Sd} = 515.57 \text{ kNm}$$

### VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Ed} = T_{max} = 362.2 \text{ kN}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/950)^{1/2} = 1.46 \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot 1.46^{3/2} \cdot 14.11^{1/2} = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_l = 6333 / (950 \cdot 1000) = 0.0067 \leq 0.02$$

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot 1.46 \cdot (100 \cdot 0.0067 \cdot 14.11)^{1/3} / 1.5\} \cdot 1000 \cdot 950 = 351.93 \text{ kN} < 362.2 \text{ kN}$$

$$v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.23 \cdot 1000 \cdot 950 / 1000 = 218.5 \text{ kN}$$

È quindi necessaria armatura specifica a taglio, per cui verranno inseriti nella porzione di soletta dei ferri a Z che fungono staffe ad un passo 15cm come la maglia dei ferri trasversali ad una

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

distanza reciproca in direzione trasversale di 45 cm. Avendo considerato una trave di larghezza un metro si avranno quindi staffe  $\Phi 12$  passo 30 cm a 3 bracci.  $A_{sw}=339\text{mm}^2$

Considerando  $\alpha=90^\circ$  e  $\theta=45^\circ$  si ottiene:

$$V_{Rsd}=0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}=0.9 \cdot 950 \cdot (339/300) \cdot 391.3= 378.05 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd}=1/2 \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}=0.5 \cdot 0.9 \cdot 950 \cdot 1000 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 14.11= 3016 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 378.05\text{kN}$$

$$V_{Rd} = 378.05 \geq V_{Sd} = 362.2 \text{ kN VERIFICATO}$$

### 8.1.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLV

Si riportano di seguito i valori delle varie azioni che compongono il carico:

$$p_p = 25 \text{ kN/m}$$

$$p_t = 57 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = 20.48 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 33\text{kN}$$

Il valore del momento flettente agente in sommità è ricavato analizzando le spinte dei terreni come descritto in precedenza:

#### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_{m_i} \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{pp+\text{inerzia}} = \sum P_{m_i} \cdot (1 \pm kv)$$

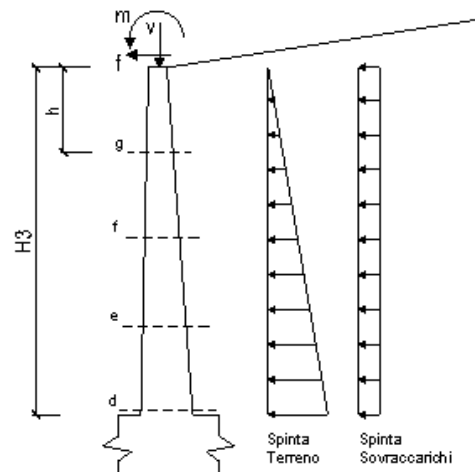
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P_{m_i} \cdot kh$$



**condizione sismica +**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
d-d	3.30	30.84	54.39	55.27	0.00	23.23	163.72	0.00	44.17	44.17
e-e	2.48	13.01	22.94	31.09	0.00	13.07	80.11	0.00	33.12	33.12
f-f	1.65	3.85	6.80	13.82	0.00	5.81	30.28	0.00	22.08	22.08
g-g	0.83	0.48	0.85	3.45	0.00	1.45	6.24	0.00	11.04	11.04

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	28.04	32.96	33.50	0.00	14.08	108.57
e-e	2.48	15.77	18.54	25.12	0.00	10.56	69.99
f-f	1.65	7.01	8.24	16.75	0.00	7.04	39.04
g-g	0.83	1.75	2.06	8.37	0.00	3.52	15.71

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
d-d	3.30	30.84	46.20	74.53	0.00	23.23	174.81	0.00	30.08	30.08
e-e	2.48	13.01	19.49	41.93	0.00	13.07	87.50	0.00	22.56	22.56
f-f	1.65	3.85	5.78	18.63	0.00	5.81	34.07	0.00	15.04	15.04
g-g	0.83	0.48	0.72	4.66	0.00	1.45	7.31	0.00	7.52	7.52

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	28.04	28.00	45.17	0.00	14.08	115.29
e-e	2.48	15.77	15.75	33.88	0.00	10.56	75.96
f-f	1.65	7.01	7.00	22.59	0.00	7.04	43.64
g-g	0.83	1.75	1.75	11.29	0.00	3.52	18.32

Si ha quindi che il momento massimo trasmesso alla soletta è pari a :

$$M_v = 174.81 \text{ kNm}$$

Applicando la combinazione sismica dei carichi descritta in precedenza si ricava il carico da impiegare:

$$q = (p_p + p_t + 0.5 \cdot q_{acc}) \cdot (1 + k_v) = (25 + 57 + 0.5 \cdot 40.96) \cdot (1 + 0.19) = 121.95 \text{ kN/m}$$

Considerando quindi la porzione a sbalzo (L=1.9m) della soletta di fondazione si ricavano le seguenti sollecitazioni:

$$M = q \cdot l^2 / 2 + P_v \cdot (1 + k_v) \cdot l + M_v = 121.95 \cdot 1.9^2 / 2 + 33 \cdot 1.19 + 174.81 = 434.20 \text{ kNm}$$

$$V = q \cdot l + P_v \cdot (1 + k_v) = 270.98 \text{ kN}$$

Essendo tali sollecitazioni meno gravose rispetto a quelle previste nel caso statico, le verifiche sono identicamente soddisfatte.

### 8.1.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO SLE

Si riportano di seguito i valori delle varie azioni che compongono il carico:

$$p_p = 25 \text{ kN/m}$$

$$p_t = 57 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = 20.48 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 33 \text{ kN}$$

Il valore del momento flettente agente in sommità è ricavato analizzando le spinte dei terreni come descritto in precedenza:

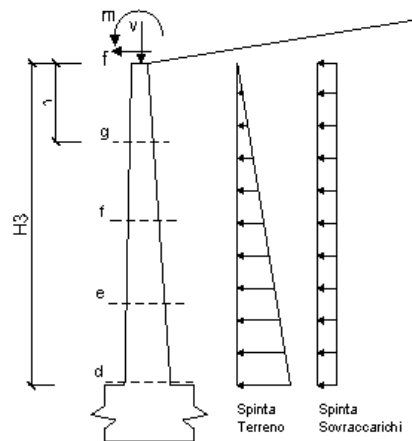
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



**condizione Frequente**

sezione	h	M <sub>t</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	30.84	45.33	0.00	76.17	0.00	37.13	37.13
e-e	2.48	13.01	25.50	0.00	38.51	0.00	27.84	27.84
f-f	1.65	3.85	11.33	0.00	15.19	0.00	18.56	18.56
g-g	0.83	0.48	2.83	0.00	3.31	0.00	9.28	9.28

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	M <sub>t</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.30	30.84	0.00	0.00	30.84	0.00	37.13	37.13
e-e	2.48	13.01	0.00	0.00	13.01	0.00	27.84	27.84
f-f	1.65	3.85	0.00	0.00	3.85	0.00	18.56	18.56
g-g	0.83	0.48	0.00	0.00	0.48	0.00	9.28	9.28

$$M_{v, \text{freq}} = 76.17 \text{ kNm}$$

$$M_{v, \text{qp}} = 30.84 \text{ kNm}$$

Applicando la combinazione sismica dei carichi descritta in precedenza si ricava il carico da impiegare:

$$q = pp + pt + q_{acc} = 25 + 57 + 40.96 = 122.96 \text{ kN/m}$$

Considerando quindi la porzione a sbalzo (L=1.9m) della soletta di fondazione si ricavano le seguenti sollecitazioni in combinazione frequente:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$M_{\text{freq}} = q \cdot l^2 / 2 + P_v \cdot l + M_{v,\text{freq}} = 122.96 \cdot 1.9^2 / 2 + 33 \cdot 1.9 + 76.17 = 360.81 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{freq}} = q \cdot l + P_v = 266.62 \text{ kN}$$

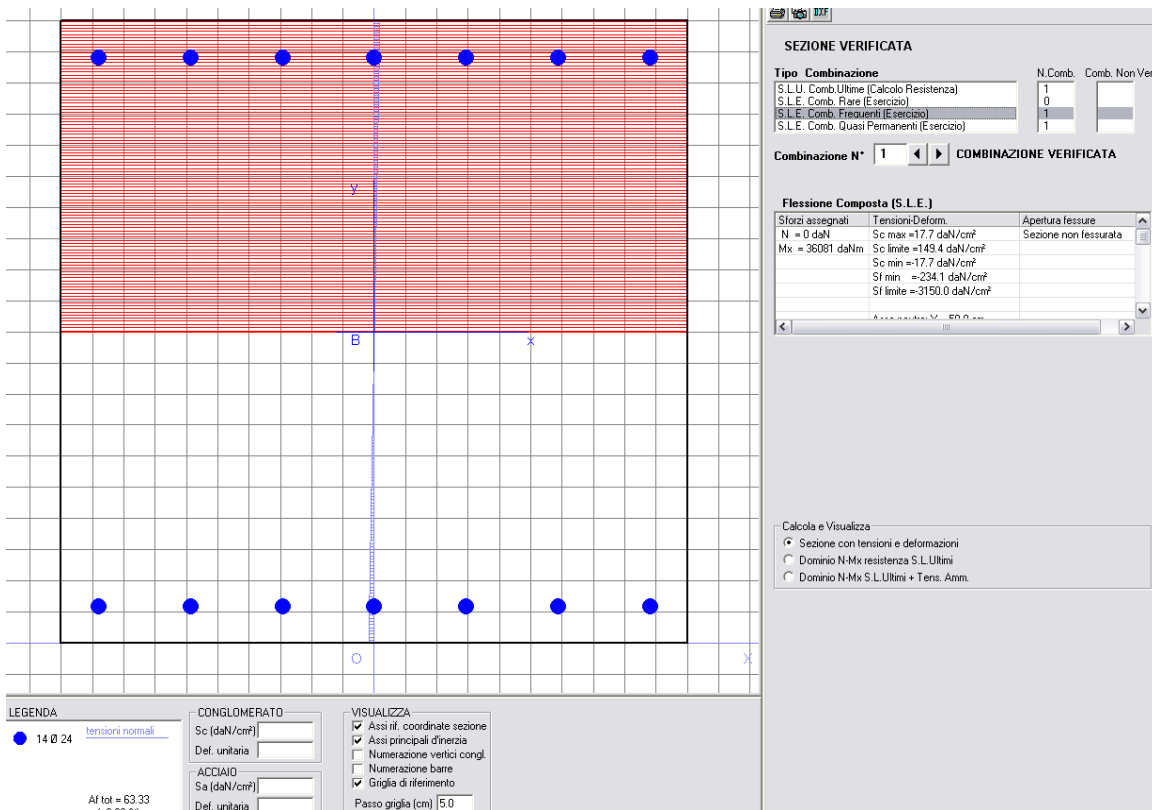
In combinazione quasi permanente si ha invece:

$$M_{\text{qp}} = q \cdot l^2 / 2 + P_v \cdot l + M_{v,\text{freq}} = 122.96 \cdot 1.9^2 / 2 + 33 \cdot 1.9 + 30.84 = 315.48 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{qp}} = q \cdot l + P_v = 266.62 \text{ kN}$$

Sempre con riferimento alla sezione mostrata in precedenza si riportano le verifiche a fessurazione agli SLE con riferimento alle sollecitazioni appena mostrate.

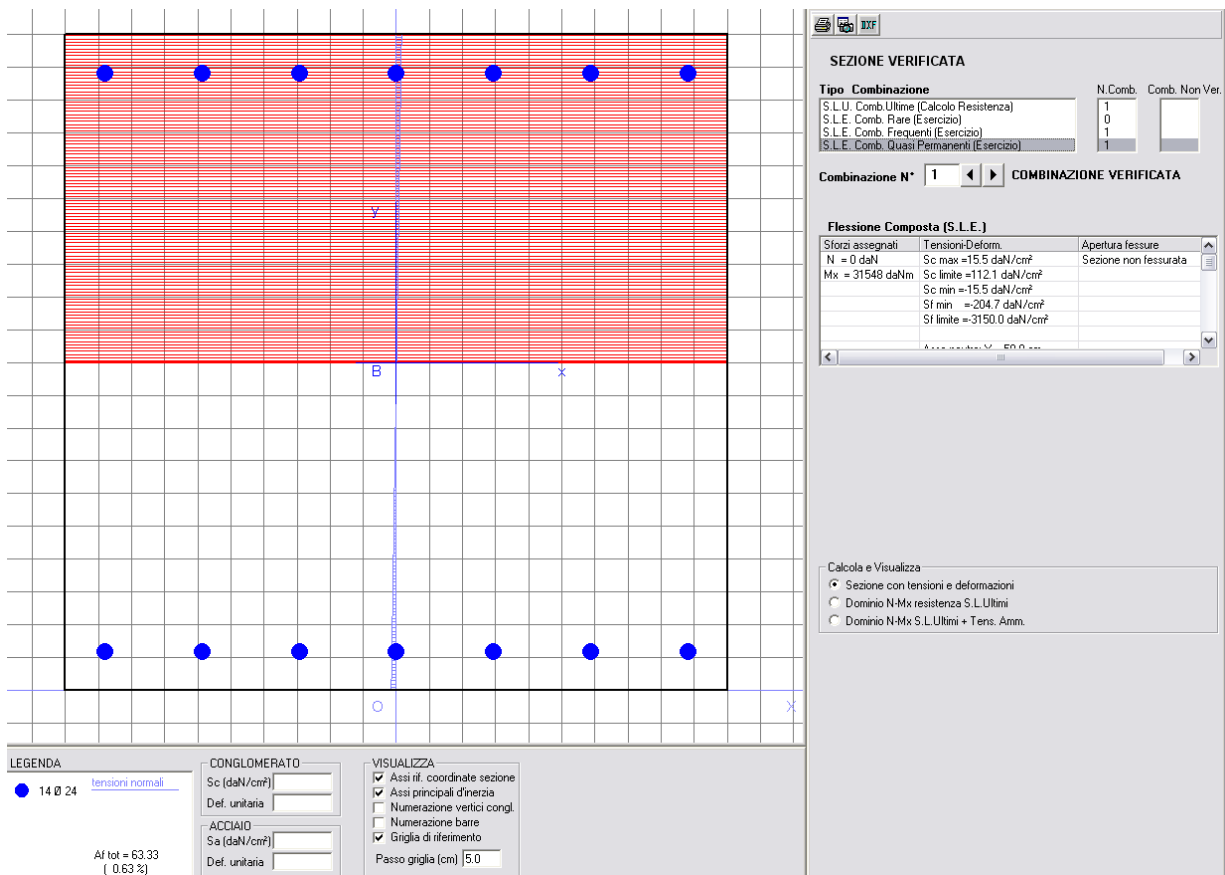
### Verifica in combinazione Frequente



La sezione non risulta fessurata.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0

### Verifica in combinazione Quasi Permanente



La sezione non risulta fessurata.

## 8.2 PARAMENTO VERTICALE

Questo elemento è una trave di spessore 40cm ed altezza variabile da 1.15 a 3.3m che risulta essere appoggiata in corrispondenza dei diaframmi trasversali. Si ha quindi che tale elemento risulta essere inflesso nel piano trasversale dalla spinta del terreno che lo sollecita a mensola ed allo stesso tempo viene ad essere sollecitato dalla soletta che la coinvolge nella sua deformazione a sbalzo. Si ha quindi una verifica a mensola dell'elemento soggetto alla spinta del terreno considerato incastrato nella soletta ed una verifica dell'elemento considerato come una trave

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

soggetta alla reazione della soletta pensata nello schema statico incastro-appoggio.

## 8.2.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER EFFETTO DELLA SPINTA DEL TERRENO

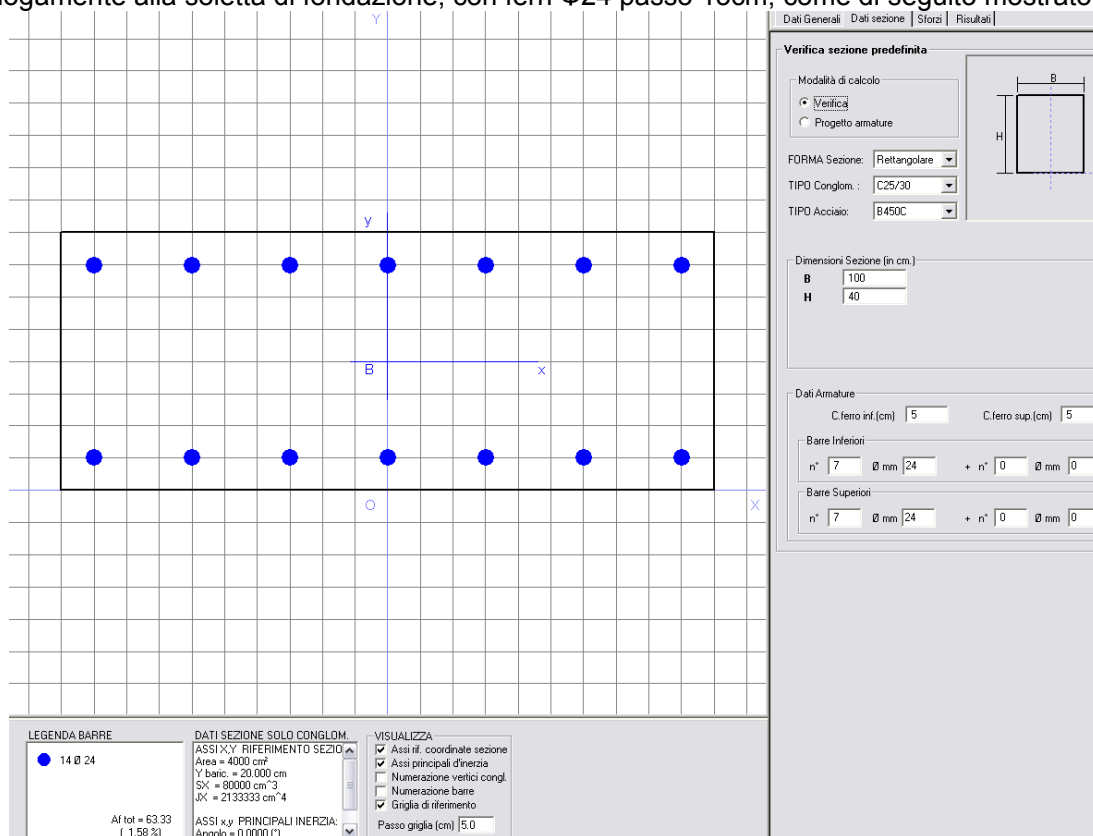
La sollecitazione più gravosa per il paramento verticale si è visto nel paragrafo precedente che risulta essere la sollecitazione allo SLV:

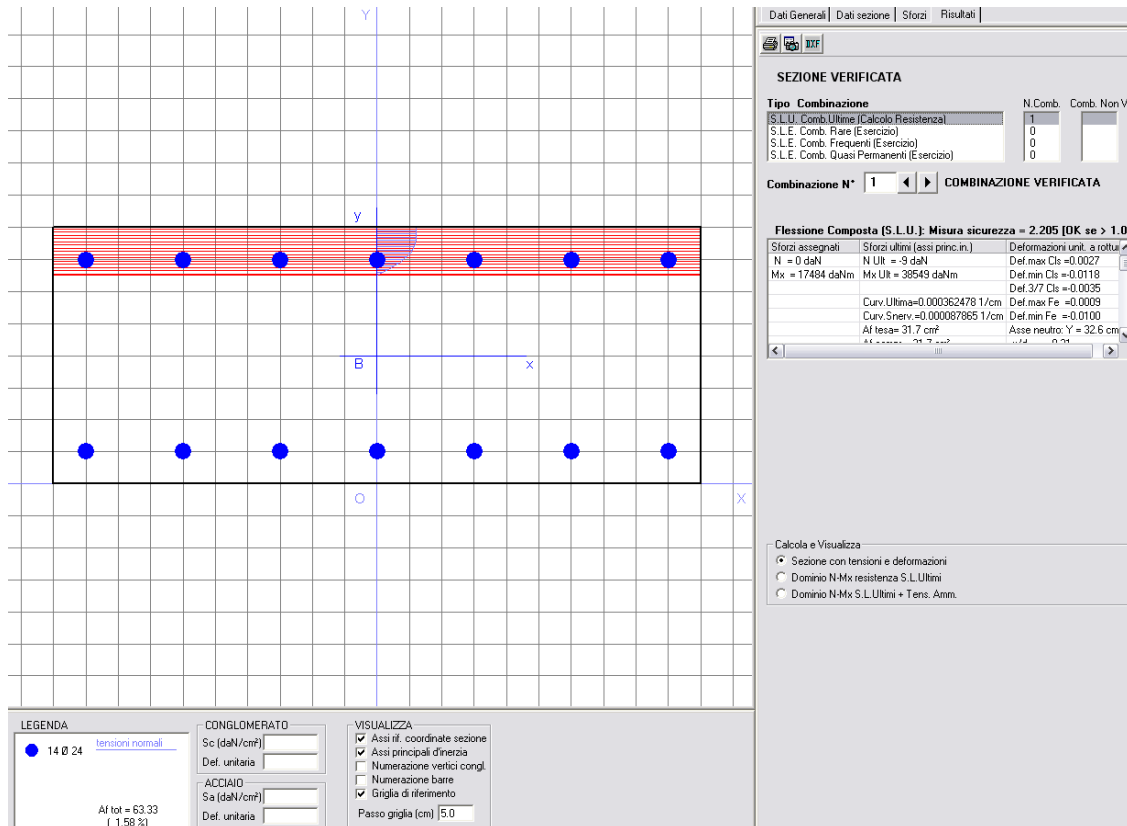
$$M_{SLV} = 174.81 \text{ kN/m}$$

$$V_{SLV} = 115.29 \text{ kN}$$

### VERIFICA A FLESSIONE

La sezione resistente è quindi una sezione alta 40cm e larghezza pari ad 1m armata, analogamente alla soletta di fondazione, con ferri  $\Phi 24$  passo 15cm, come di seguito mostrato.





Si ha quindi che la sezione risulta verificata in quanto si ha:

$$M_{Rd} = 385.49 \text{ kNm} \geq M_{Sd} = 174.81 \text{ kNm}$$

**VERIFICA A TAGLIO**

$$V_{Ed} = T_{max} = 115.29 \text{ kN}$$

$$d = 450 \text{ mm}$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/450)^{1/2} = 1.66 \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot 1.66^{3/2} \cdot 14.11^{1/2} = 0.28 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_l = 6333 / (450 \cdot 1000) = 0.014 \leq 0.02$$

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot 1.66 \cdot (100 - 0.014 \cdot 14.11)^{1/3} / 1.5\} \cdot 1000 \cdot 450 = 242.32 \text{ kN} > 115.29 \text{ kN}$$

$$v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.28 \cdot 1000 \cdot 450 / 1000 = 126 \text{ kN}$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Non è quindi necessaria armatura specifica a taglio in quanto:

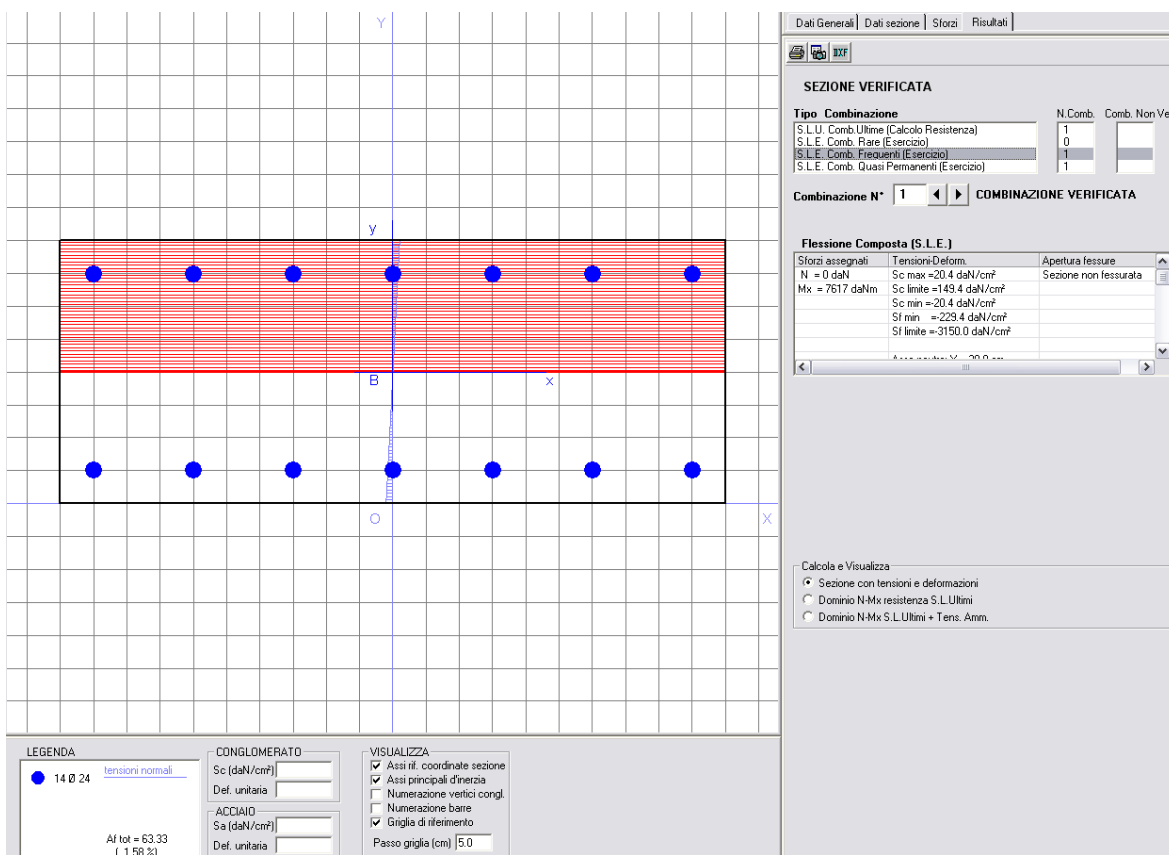
$$V_{Rd} = 242.32 \text{ kN} > V_{Rd} = 115.29 \text{ kN}$$

### VERIFICA A FESSURAZIONE

Le sollecitazioni agenti sul paramento agli SLE sono le seguenti:

Combinazione Frequente

$$M_{v, \text{freq}} = 76.17 \text{ kNm}$$

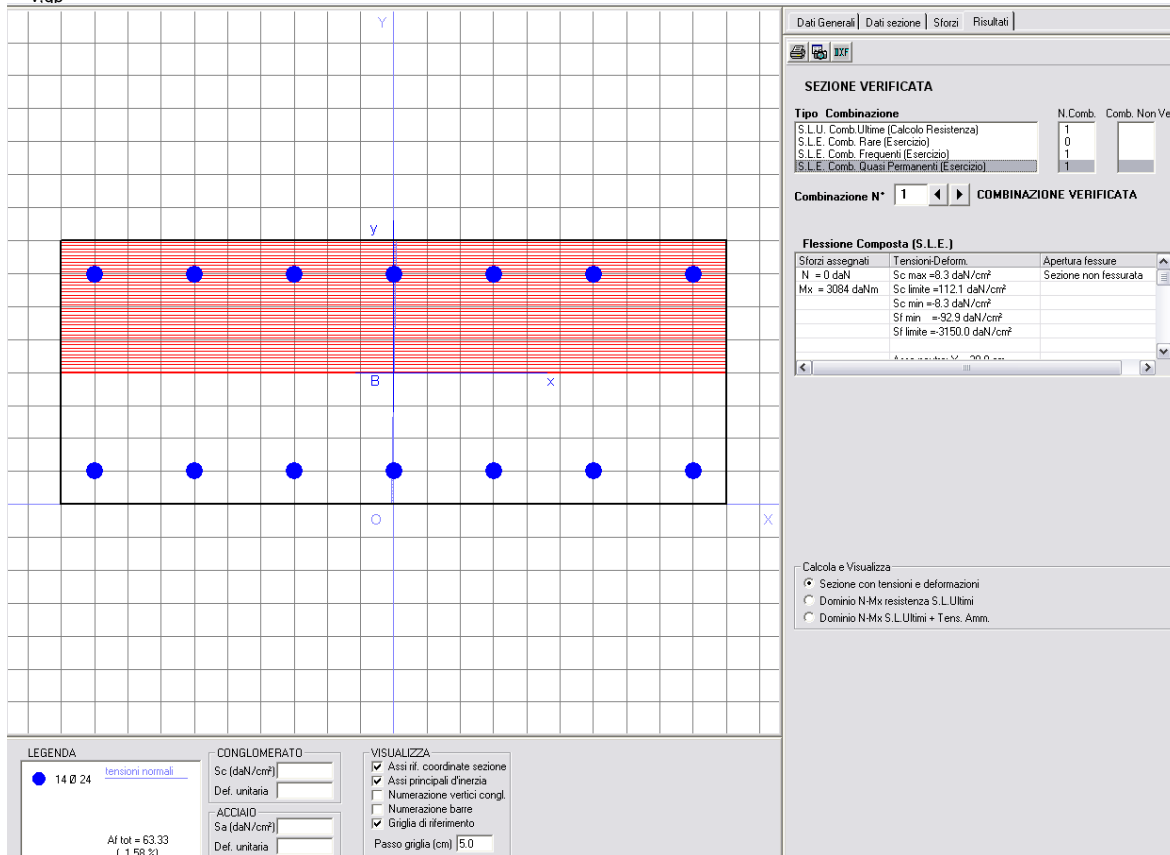


La sezione non risulta esser fessurata

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0

Combinazione Quasi Permanente

$$M_{v,qp} = 30.84 \text{ kNm}$$



La sezione non risulta esser fessurata

## 8.2.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER EFFETTO DEL CARICO DELLA SOLETTA

Considerando i carichi considerati ai precedenti §§8.1.1 e 8.1.2 applicati alla soletta nello schema di vincolo incastro appoggio si ha che la reazione massima dell'appoggio si ha allo SLV e risulta essere pari a :

$$R = 3/8 \cdot q \cdot l + (M_v + M_v/2)/l + 1.3 \cdot P_v = 5/8 \cdot 168.04 \cdot 1.9 + (130.75 + 65.38)/1.9 + 1.3 \cdot 33 = 265.85 \text{ kN/m}$$

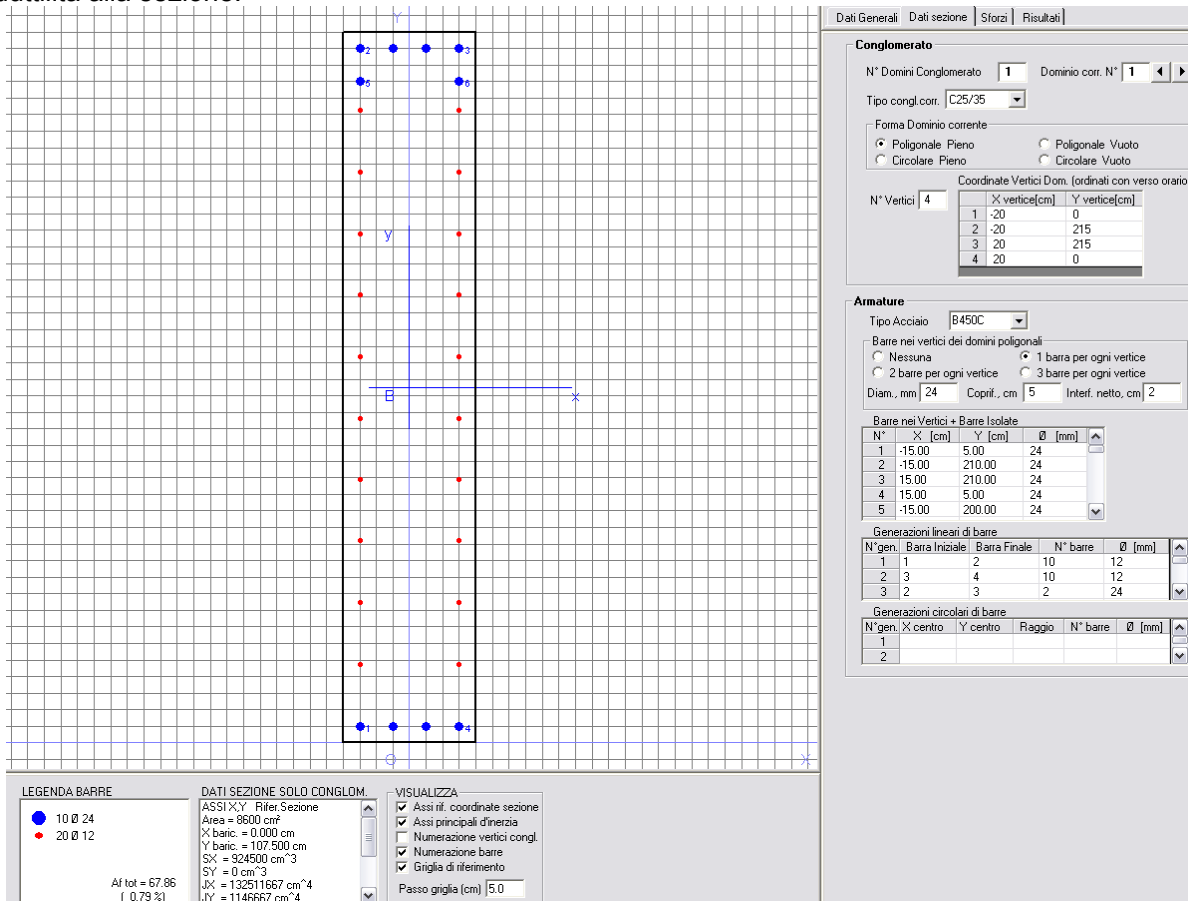
Considerando quindi la trave soggetta a questo carico che la sollecita uniformemente nello schema di calcolo doppiamente appoggiato con luce di calcolo  $l=5.4\text{m}$ , si ha:

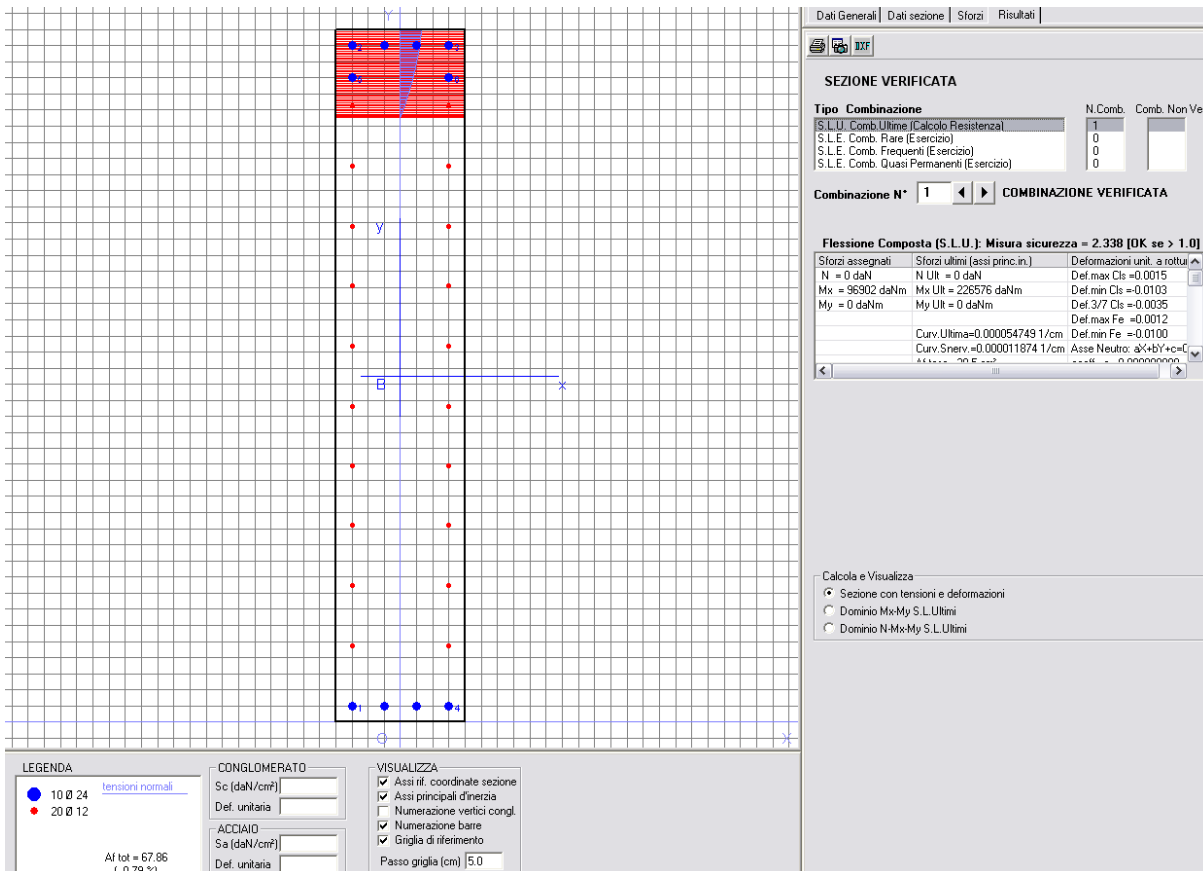
$$M_{\max} = R \cdot l^2 / 8 = 265.85 \cdot 5.4^2 / 8 = 969.02 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = R \cdot l / 2 = 718 \text{ kN}$$

### VERIFICA A FLESSIONE

La sezione resistente considerata nel calcolo risulta essere di spessore 40cm e di altezza pari all'altezza minima dello sbalzo ( in via cautelativa ) sommata allo spessore della soletta e quindi si ha un'altezza complessiva di 215 cm. Tale sezione risulta armata da un'armatura di pelle  $\Phi 12$  passo 20 cm oltre che da 4 $\Phi 24$  inferiori e 6 $\Phi 24$ , necessari a garantire un adeguato livello di duttilità alla sezione.





Si ha quindi che la sezione risulta verificata in quanto si ha:

$$M_{Rd} = 2265.76 \text{ kNm} \geq M_{Sd} = 969.02 \text{ kNm}$$

### VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Ed} = T_{max} = 718 \text{ kN}$$

$$d = 2100 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/2100)^{1/2} = 1.31 \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot 1.31^{3/2} \cdot 14.11^{1/2} = 0.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_l = 6786 / (2100 \cdot 400) = 0.0081 \leq 0.02$$

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot 1.31 \cdot (100 - 0.0081 \cdot 14.11)^{1/3} / 1.5\} \cdot 400 \cdot 2100 = 297.44 \text{ kN} < 718 \text{ kN}$$

$$v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.20 \cdot 2100 \cdot 400 / 1000 = 168 \text{ kN}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>POZZO N.6 – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0332_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

è quindi necessaria armatura specifica a taglio. Tale armatura è costituita dalle armature verticali che formano sostanzialmente delle staffe  $\Phi 24$  passo 15 cm 2 bracci (  $A_{sw}=905\text{mm}^2$  )

Considerando  $\alpha=90^\circ$  e  $\theta=45^\circ$  si ottiene:

$$V_{Rsd}=0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}=0.9 \cdot 2100 \cdot (905/150) \cdot 391.3= 4461 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd}=1/2 \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}=0.5 \cdot 0.9 \cdot 2100 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 14.11= 2666.79 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 2666\text{kN}$$

$$V_{Rd} = 2666 \geq V_{Sd} = 718 \text{ kN VERIFICATO}$$