

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>
---	---	--	--

<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</p> <p>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI</p> <p>LINEA FERROVIARIA DA OPERA DI ATTRAVERSAMENTO A STAZIONE DI ME</p> <p>OPERE COMPLEMENTARI - POZZO DI ALIMENTAZIONE E ANTINCENDIO</p> <p>MURO DI CONTENIMENTO - RELAZIONE DI CALCOLO E VERIF.GEOTECNICHE</p>	<p>SF0309_F0</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 1	F0
--------	-------------	---	-----	---	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	6
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	7
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	9
3 CARATTERISTICHE MATERIALI	9
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO	9
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI	9
3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI.....	9
3.4 ACCIAIO.....	10
3.5 COPRIFERRO.....	10
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	10
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	10
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	11
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO	18
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	24
4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	25
4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	28
4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	29
4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.	29
4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU	29
4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE	30
4.4.4.3 Verifica a fessurazione.....	30
4.4.4.4 Verifica a taglio.....	30
5 ELABORATI DI RIFERIMENTO	32
6 FASI DI REALIZZAZIONE	32
7 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 3.60 m	33
7.1 ANALISI DEI CARICHI	35
7.2 MODELLO DI CALCOLO	36
7.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	36
7.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO	40
7.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 3.60m.....	41

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

7.4.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE	43
7.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI	54
7.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	57
8	ANALISI MURI DI CONTRORIPA H = 6.90 m.....	61
8.1	ANALISI DEI CARICHI	63
8.2	MODELLO DI CALCOLO	63
8.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	63
8.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO	67
8.4	TABULATI MURO DI CONTRORIPA H = 6.90 m	68
8.4.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE	70
8.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI	80
8.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	83
9	ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 2.7 m (fondazione s=50 cm).....	87
9.1	ANALISI DEI CARICHI	88
9.2	MODELLO DI CALCOLO	90
9.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	90
9.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO	94
9.4	TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 2.70m.....	94
9.4.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE	97
9.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI	108
9.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	111
10	ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 3.09 m.....	115
10.1	ANALISI DEI CARICHI	116
10.2	MODELLO DI CALCOLO	118
10.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	118
10.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO	122
10.4	TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 3.09m.....	123
10.4.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE	125
10.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI	134

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

10.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	137
11	ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 1.85 m.....	141
11.1	ANALISI DEI CARICHI	142
11.2	MODELLO DI CALCOLO	144
11.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	144
11.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO	148
11.4	TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 1.85m.....	149
11.4.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE	151
11.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI	160
11.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	163
12	ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 2.70 m (fondazione s=60cm).....	167
12.1	ANALISI DEI CARICHI	168
12.2	MODELLO DI CALCOLO	170
12.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	170
12.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO	174
12.4	TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 2.7m.....	175
12.4.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE	177
12.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI	186
12.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	189

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0309_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 ai muri di contenimento del piazzale in cui è ubicato il Pozzo di Antincendio e Alimentazione posto alla progressiva 11+298 binario dispari. Sono presenti all'interno della relazione anche i calcoli statici relativi ai muri di controripa a sostegno del versante.

Sul piazzale è presente anche un edificio tecnologico le cui verifiche e dimensionamenti sono riportati in apposita relazione di calcolo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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
- 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_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 Microppieux 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 ELEVAZIONI

- Classe di esposizione ambientale: XC4-XS1-XF2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C32/40
- Rapporto A/C massimo: 0,45
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

3.3 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

3.4 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: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- 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: $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

3.5 COPRIFERRO

- Fondazioni: Copriferro minimo (Cmin) = 40 mm
- Elevazioni: Copriferro minimo (Cmin) = 45 mm

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Oggetto della presente relazione sono i muri di contenimento e di controripa, che sostengono il piazzale in cui è ubicato il pozzo di ventilazione posto a Pk 11+362.36 binario pari. Le altezze dei muri oggetto di verifica sono le seguenti:

- H = 3.60 m di sostegno della strada
- H = 6.90 m di controripa
- H = 2.70 m di sostegno al piazzale (spessore fondazione 0.50 m)
- H = 3.09 m di sostegno al piazzale
- H = 1.85 m di sostegno della strada
- H = 2.70 m di sostegno alla strada (spessore fondazione 0.60 m)

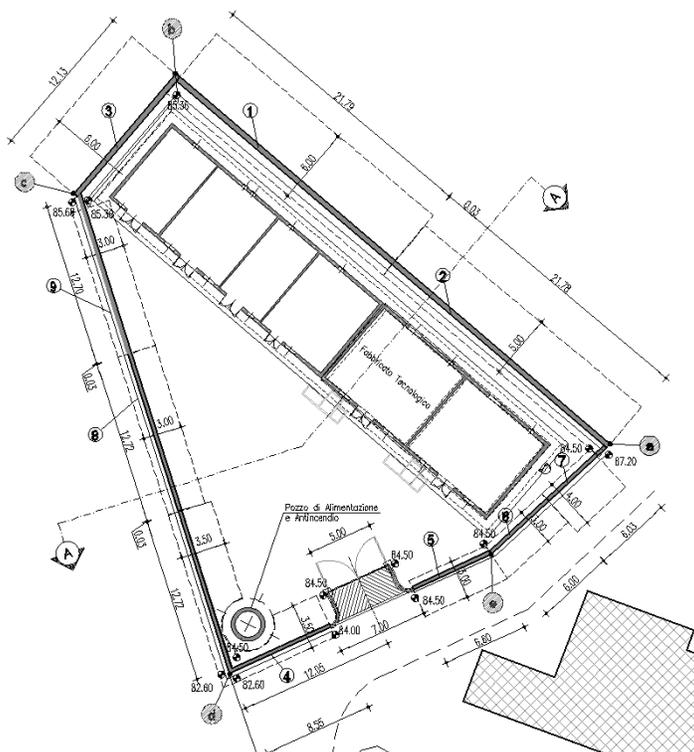


Figura 1 – stralcio planimetrico

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.

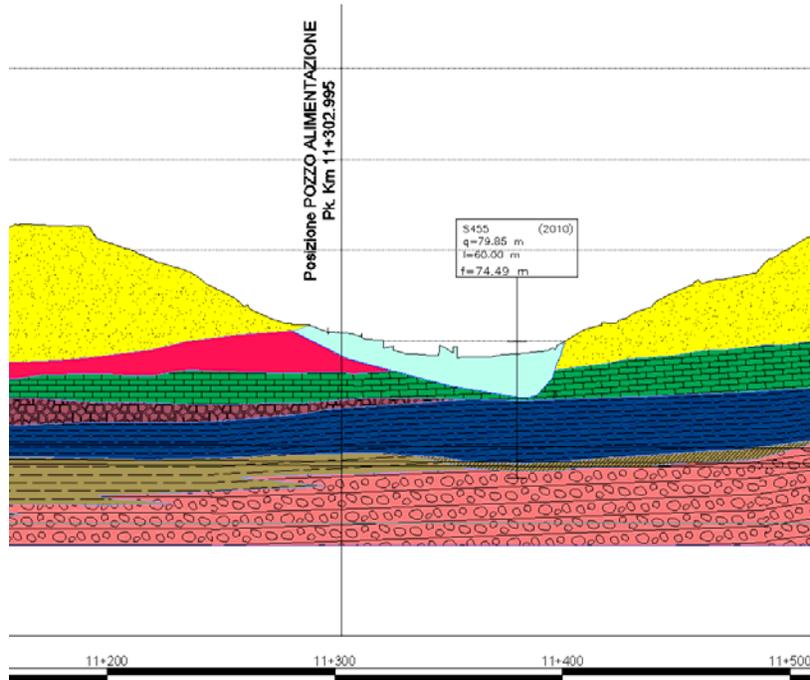


Figura 2 - profilo geologico – binario dispari

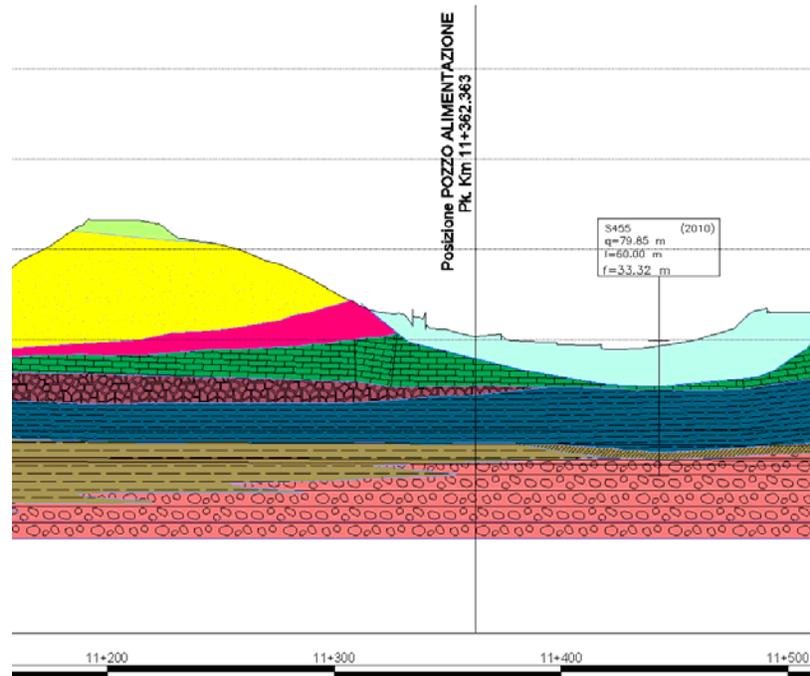


Figura 3 - profilo geologico – binario pari

LEGENDA GEOLOGICA

	DEPOSITO ANTROPICO: Discariche per rifiuti solidi urbani, inerti, materiali di riporto; cave di prestito.
	DEPOSITO DI VERSANTE E COLTRE ELUVIO-COLLUVIALE: Deposito incoerente, massivo, costituito da materiale spigoloso poligenico ed eterometrico in matrice argillosa o metaclastica, coltri detritiche e terre rosse (a), localmente a grossi blocchi (b).
	DEPOSITI ALLUVIONALI RECENTI E ATTUALI, DEPOSITI DI PIANA LITORALE: Limi, sabbie e ghiaie costituenti gli alvei attuali. Limi, ghiaie e sabbie a supporto di matrice terroso-argillosa, a clasti metamorfici prevalenti, da spigolosi a subarrotondati di diametro tra 1 e 10 cm, e con locali lenti di limitorbosi, talora terrazzati, distribuiti lungo i corsi d'acqua, nelle ampie valli e nelle pianure costiere.
	DEPOSITI MARINI TERRAZZATI: Sabbie giallo ocra talora ghiaiose, ghiaie eterometriche per lo più cristalline a ciottoli arrotondati ed appiattiti, in matrice sabbiosa, a stratificazione poco evidente. Spessore fino a circa 10 m. PLEISTOCENE MEDIO-SUPERIORE
	GHIAIE E SABBIE DI MESSINA: Sabbie e ghiaie grigio-giallastre o rossastre, a prevalenti clasti cristallini di 2-30 cm di diametro, da subarrotondati ad appiattiti, spesso embriati, matrice sostenuti, con livelli e lembi di sabbie fini e silt quarzosi; localmente conglomerati calciclastici ricchi in macrofossili, a cemento calcitico, in strati da 30 cm a 1 m (a). A luoghi lenti discontinue di conglomerati grigiastri cementati (b). PLEISTOCENE MEDIO
	CALCARENITI DI S. CORFADO: Calcareniti organogene giallo-bruno a stratificazione incrociata o parallela con sottili livelli sabbioso-siltosi. Alla base è presente un livello di breccia a grossi blocchi di Trubi, spesso fino a 20 m. PLEISTOCENE MEDIO
	TRUBI: Marne e calcari marnosi colore bianco crema con lenti sabbiose. Alla base locali livelli conglomeratici a clasti metamorfici in matrice sabbiosa. PLIOCENE INFERIORE
	ARENAZZOLO: Conglomerato poligenico ed eterogranulare, cui si associano limi sabbiosi e sabbie grossolane. MESSINIANO SUPERIORE-PLIOCENE INFERIORE?
	CALCARE EVAPORITICO BRECCIATO: Calcare microcristallino biancastro, brecciato e vacuolare a struttura massiva, talora con intercalazioni di laminati carbonatiche. MESSINIANO SUPERIORE
	GESSI E ARGILLE GESSOSE: Gessi meso- e macro-cristallini in lenti discontinue, solitamente sovrapposti ad argille bruno-grigiastre cui si intercalano lenti decimetriche di gesso geminato in grossi cristalli. Alla base localmente è presente un livello di calcare bianco friabile, spesso 1,5 m. MESSINIANO SUPERIORE
	FORMAZIONE DI S. PER NICETO: Marna argilloso-siltosa grigia con sottili intercalazioni di arenarie fini arenose, argille sabbioso-siltose e peliti grigio-brune con livelli di sabbie o microconglomerati giallastri; alternanza di arenarie medio-grossolane, in banchi spessi fino a 3 m, di silt-argillosi e argille marnose (a). In sottosuolo, localmente, sono presenti alternanze di spessore fino a 2 m di argille torbose nerastre e livelli carboniosi di ligniti (b). Conglomerati eterometrici a prevalenti clasti metamorfici di medio/alto grado, e minori calcari o quarzareniti in matrice sabbioso-limoso brunastra (c). MIOCENE MEDIO-SUPERIORE
	METAMORFITI DELL'UNITÀ DELL'ASPROMONTE Paragneiss passanti a micascisti a grana medio-grossa, tessitura scistosa e struttura porfiroblastica, cui si associano corpi di gneiss occhiadini, lenti metriche di anfiboliti, banchi di marmi, e rari filoni plutonici acidi, discordanti. Gneiss occhiadini a grana medio-grossa, tessitura orientata, con porfiroblasti centimetrici di K-feldspato in una matrice a biotite, quarzo e feldspati, cui si associano corpi di metagranitoidi a due miche a grana media e medio-fine, e filoni pegmatitico-aplitici concordanti. PRE-CARBONIFERO - PERMIANO

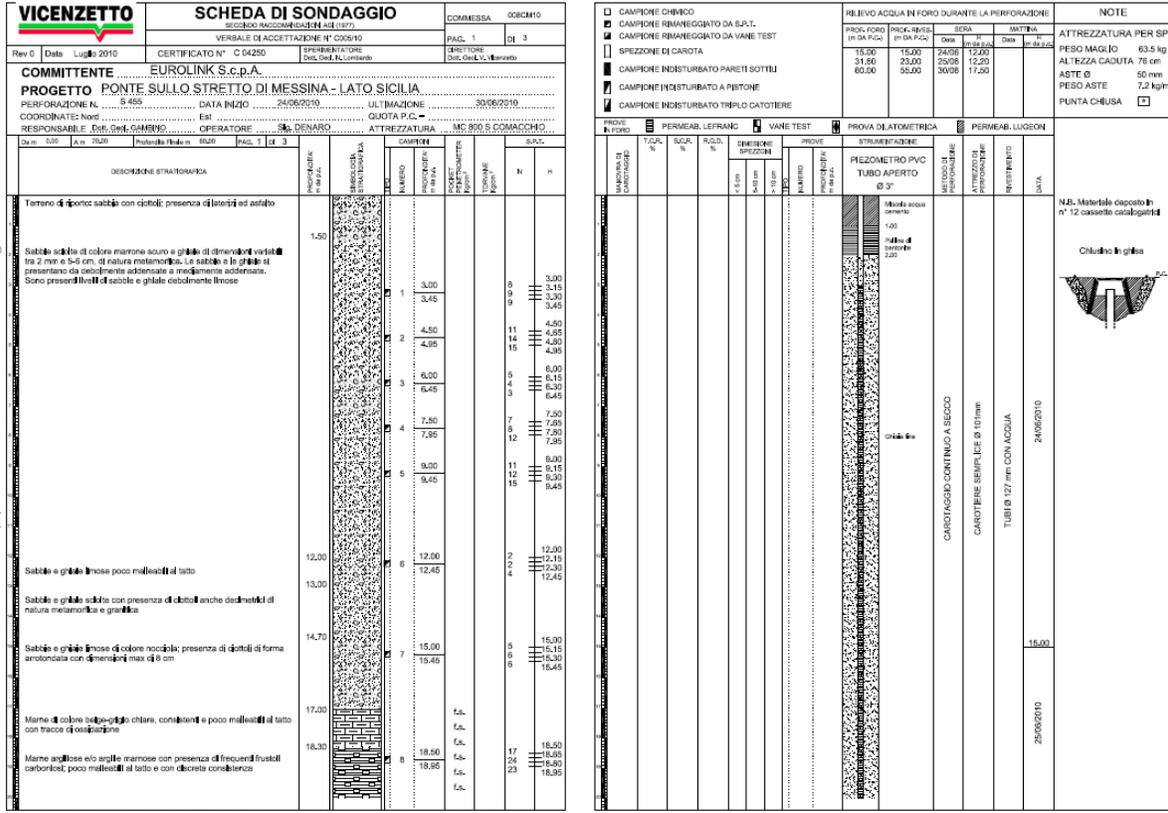
Figura 4 – Legenda geologica



Figura 5 – Stralcio planimetrico sondaggio

Dal profilo sopra riportato emerge come gli strati superficiali della zona di interesse è caratterizzata da materiali identificati come *sedimenti fluviali e costieri*, aventi una potenza dell'ordine di circa 10-15m. Oltre a questa litologia emerge subito al di sotto dello strato la presenza di *trubi*.

Oltre al profilo geologico è stato considerato anche la colonna di sondaggio eseguita nell'intorno di questo tratto (S455), che confermano la presenza degli strati sopra citati (Depositi alluvionali recenti e attuali, Depositi di piana Litorale: Limi, sabbie e ghiaie costituenti gli alvei attuali. Limi, ghiaie e sabbie a supporto di matrice terroso-argillosa, a clasti metamorfici prevalenti, da spigolosi a subarrotondati di diametro tra 1 e 10m, e con locali lenti di limi torbosi, talora terrazzati, distribuiti lungo i corsi d'acqua nelle ampie valli e nelle pianure costiere).





Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

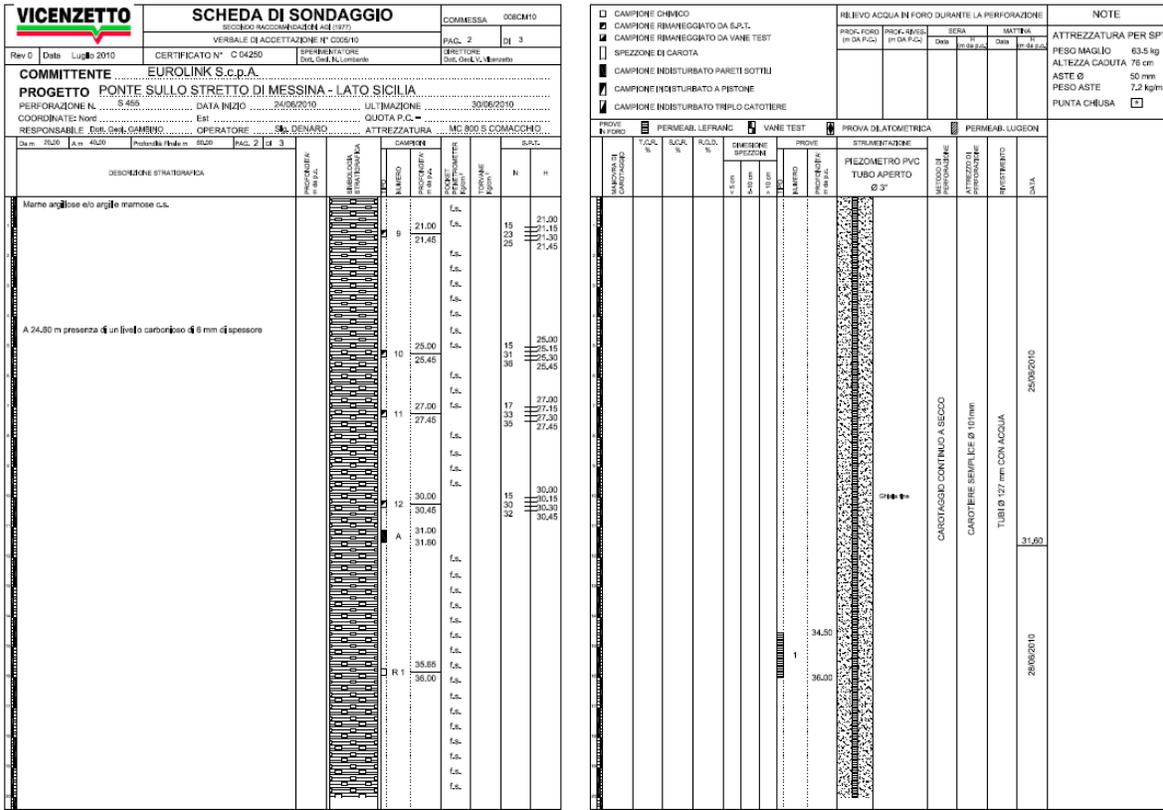


Figura 7 – S455 – 2/3

 	Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
	MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	Codice documento SF0309_F0	Rev F0

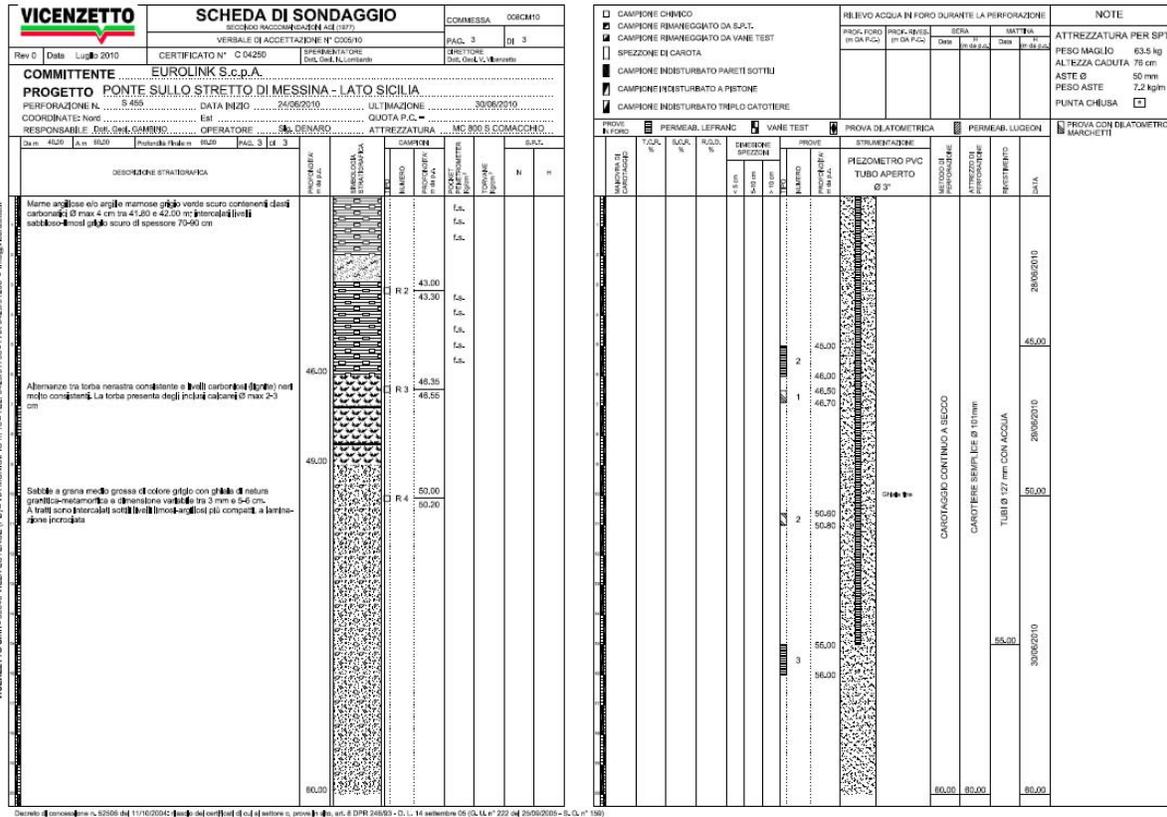


Figura 8 – S455 – 3/3

Le caratteristiche geotecniche degli strati di interesse sono riassunte nella seguente tabella.

	γ kN/m ³	c' MPa	ϕ' °	E' MPa	ν' --	k m/s
Sedimenti fluviali e costieri	18-19	0	37-39	$9z^{0.8} E_{min}$ per $z=5$ m	0.2 - 0.3	$10^{-4} - 10^{-6}$
Trubi	19-21	0.08	31	110-140	0.2 - 0.3	-

Per le caratteristiche dei terreni sopra riportati, secondo il DM 14/01/2008 essi possono essere classificati in via cautelativa secondo la categoria di sottosuolo C, come confermato dalla relazione sismica generale (CG0800PRGDSSBC8G00000001B) della quale si riporta di seguito un estratto:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Figura 9 – estratto dalla relazione sismica generale

Per quanto concerne la presenza della falda essa può essere desunto dal piezometro installato nel sondaggio S455 ove è indicata a circa -13.20 m dal piano campagna e pertanto trascurabile viste le profondità di scavo del piazzale.

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 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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: 15.5462

LATITUDINE: 38.206

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

Elaborazioni grafiche

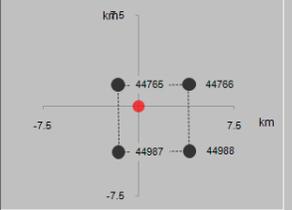
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

-----□----- Strategia per costruzioni ordinarie

-----■----- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

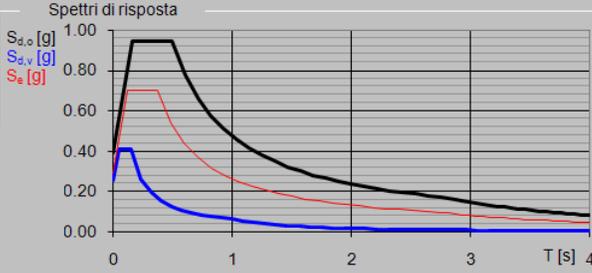
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **B** info $S_B = 1.119$ $C_C = 1.340$ info
 Categoria topografica **T2** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.200$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **3** Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Per quanto riguarda i muri di contenimento e di controripa, trattandosi di opere di sostegno, aventi localmente altezze superiori 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.

Si è inoltre fatto riferimento ad una categoria topografica T2 essendo le opere ubicate su pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$, così come previsto al §3.2.2 del D.M. 14/01/2008 in tabella 3.2.IV.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Nel seguito si riportano i tabulati relativi ai parametri fondamentali allo SLV e SLD.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.289 g
F_a	2.429
T_C	0.373 s
S_a	1.119
C_a	1.340
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.343
η	1.000
T_B	0.166 s
T_C	0.499 s
T_D	2.756 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

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	0.388
T_B	0.166	0.943
T_C	0.499	0.943
	0.607	0.776
	0.714	0.659
	0.822	0.573
	0.929	0.507
	1.037	0.454
	1.144	0.411
	1.252	0.376
	1.359	0.346
	1.466	0.321
	1.574	0.299
	1.681	0.280
	1.789	0.263
	1.896	0.248
	2.004	0.235
	2.111	0.223
	2.219	0.212
	2.326	0.202
	2.434	0.193
	2.541	0.185
	2.648	0.178
T_D	2.756	0.171
	2.815	0.164
	2.874	0.157
	2.934	0.151
	2.993	0.145
	3.052	0.139
	3.111	0.134
	3.171	0.129
	3.230	0.124
	3.289	0.120
	3.348	0.116
	3.408	0.112
	3.467	0.108
	3.526	0.104
	3.585	0.101
	3.645	0.098
	3.704	0.095
	3.763	0.092
	3.822	0.089
	3.882	0.086
	3.941	0.084
	4.000	0.081

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.100 g
F_o	2.313
T_C	0.313 s
S_D	1.200
C_D	1.387
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	1.000
T_B	0.145 s
T_C	0.435 s
T_D	1.999 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/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	0.144
T_B	0.145	0.332
T_C	0.435	0.332
	0.509	0.284
	0.584	0.247
	0.658	0.219
	0.733	0.197
	0.807	0.179
	0.882	0.164
	0.956	0.151
	1.031	0.140
	1.105	0.131
	1.180	0.122
	1.254	0.115
	1.329	0.109
	1.403	0.103
	1.477	0.098
	1.552	0.093
	1.626	0.089
	1.701	0.085
	1.775	0.081
	1.850	0.078
	1.924	0.075
T_D	1.999	0.072
	2.094	0.066
	2.189	0.060
	2.285	0.055
	2.380	0.051
	2.475	0.047
	2.571	0.044
	2.666	0.041
	2.761	0.038
	2.856	0.035
	2.952	0.033
	3.047	0.031
	3.142	0.029
	3.238	0.028
	3.333	0.026
	3.428	0.025
	3.524	0.023
	3.619	0.022
	3.714	0.021
	3.809	0.020
	3.905	0.019
	4.000	0.018

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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, γ_{Mi} e γ_{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.

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.

In particolare, per i muri di sostegno si considereranno i seguenti stati limite ultimi:

SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO (EQU):

- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera: (A2+M2+1).
- Scorrimento sul piano di posa della fondazione (A2+M2+1)
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (A2+M2+1)
- Ribaltamento (A_{EQU} +M2+1)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La normativa prevede inoltre che, fatte salve le verifiche di stabilità globale che devono essere implementate con l'approccio 1 in combinazione A2+M2+R2, le rimanenti verifiche possono essere implementate sia secondo l'approccio 1 che secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

- Raggiungimento della resistenza strutturale delle opere (A1+M1+1)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Per il rilevato stradale deve essere implementata, allo stato limite ultimo la verifica di stabilità globale secondo l'approccio 1 in combinazione 2 (A2+M2+R2), dove:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- 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.

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}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{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):

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{Q2} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{Q3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **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:

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

- **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 omessi 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 γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel paragrafo seguente mentre quelli dei coefficienti ψ nella tabella sotto.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

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

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/γ_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 γ_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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
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

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:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$\gamma_c = 1.5$$

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:

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:

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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)

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

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

b_w = larghezza minima della sezione (mm)

Nel caso in cui le condizioni sopra non siano soddisfatte, La resistenza a taglio V_{Rd} 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.

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;

α : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

θ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo;

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd};$$

σ_c coefficiente maggiorativo = 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$$

$$1.25 \quad 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

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

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

5 ELABORATI DI RIFERIMENTO

COLLEGAMENTI SICILIA														
46 INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI														
46 Linea ferroviaria da Opera di Attraversamento a stazione di Messina														
46 Opere complementari - Pozzo di alimentazione e antincendio														
46	Relazione descrittiva		CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Planimetria, pianta, prospetti e particolari costruttivi	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	07
46	Planimetria idraulica e particolari costruttivi	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	08
46	Sezioni trasversali	1:100	CG0700	P	WA	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Muro di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Muri di contenimento - Relazione tecnico descrittiva		CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	04
46	Muri di contenimento - Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera		CG0700	P	SH	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Fabbricato tecnologico - Relazione di pre-dimensionamento delle strutture		CG0700	P	RX	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Fabbricato tecnologico - Allegato alla relazione di pre-dimensionamento delle strutture		CG0700	P	RX	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	02
46	Fabbricato tecnologico - Pianta piano terra e di copertura con abaci finiture e particolari	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Fabbricato tecnologico - Prospetti e sezioni	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	09
46	Fabbricato tecnologico - Carpenteria: pianta fondazioni, sezioni e particolari	Varie	CG0700	P	BZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	01
46	Fabbricato tecnologico - Carpenteria: pianta copertura e particolari	Varie	CG0700	P	BZ	D	S	FC	L2	OC	00	00	00	02

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 11+000 al km 12+100	CG0800PF6DSSBC6TF000000034
Tracciato ferroviario - b.d. - profilo geologico geotecnico dal km 11+000 al km 12+100	CG0800PF6DSSBC6TF000000041

6 FASI DI REALIZZAZIONE

Per la realizzazione delle opere inerenti il pozzo di alimentazione si prevedono le seguenti fasi realizzative:

Fase 1: sbancamento fino alla quota di imposta delle fondazioni delle vasche;

Fase 2: realizzazione delle vasche;

Fase 3: riempimento fino alla quota piazzale;

Fase 4: realizzazione dei muri di controripa (conci 1, 2, 3);

Fase 5: realizzazione dell'edificio e dei muri di sottoscarpa. La realizzazione dei muri di sottoscarpa comporterà la parziale chiusura della strada con conseguente passaggio dei residenti in orari prestabiliti.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 3.60 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 3.60 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 60 cm rappresentati nel seguente prospetto (concio 7).

In via cautelativa nei calcoli viene inoltre trascurato il contributo del peso del fabbricato presente a valle di tali muri in quanto si ha che il suo contributo risulta a favore della stabilità dei muri stessi.

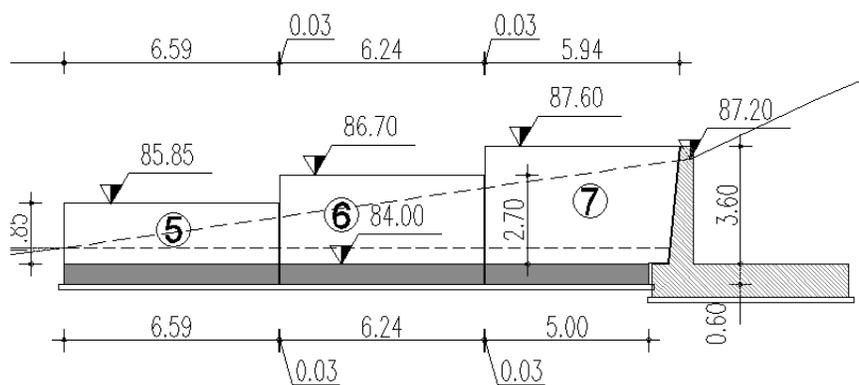


Figura 12 – prospetto concio 7 – $H_{max} = 3.60$ m

Di seguito si riporta un'immagine con la sezione tipologica del muro in questione.

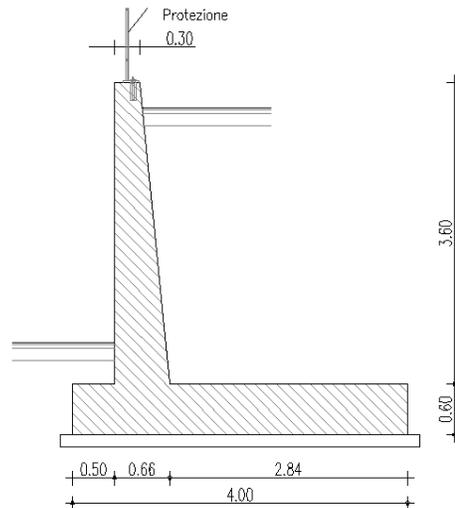


Figura 13 – sezione trasversale conco 7

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 3.60 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 4.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.30 \text{ m}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 26.32 kN/m²

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a $Q_{1k} = 240$ kN per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		480	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	72,73	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	3,6	m
Da cui			
	a' =	5,08	m
	b' =	6,36	m
	A' =	32,28	mq
	p'v =	14,87	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,227	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{base\ muro} =$	16,51	kN/mq
	$\sigma'_{base\ muro} =$	3,38	kN/mq
Spinta totale	S1 =	51,99	kN
	S2 =	84,77	kN
	S _{tot} = S1 + S2 =	136,75	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	q _{prog} =	26,32 kN/mq	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 13.16 kN/m²
- 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 β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.279 \cdot 1.00 \cdot 0.289 = 0.115$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.057$$

7.2 MODELLO DI CALCOLO

7.2.1 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, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

β : angolo che l'intradosso del muro forma con la verticale

i: inclinazione del terreno a tergo del muro.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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 (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 δ .

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 θ l'angolo:

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

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\Sigma F_V = 0, \Sigma M_O = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

7.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo dove con sismica si vuole intendere il minimo coefficiente di sicurezza fra condizione Sismica+ e Sismica-.

TIPOLOGIA DI MURO	TIPO DI VERIFICA	CONDIZIONE	
		STATICA	SISMICA
Muro h=3.6m	Ribaltamento (EQU)	11.38	4.55
	Scorrimento (GEO)	3.56	1.98
	Capacità Portante (GEO)	13.49	7.48
	STR	OK	OK
	Stabilità globale opera	2.637	1.988

Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto

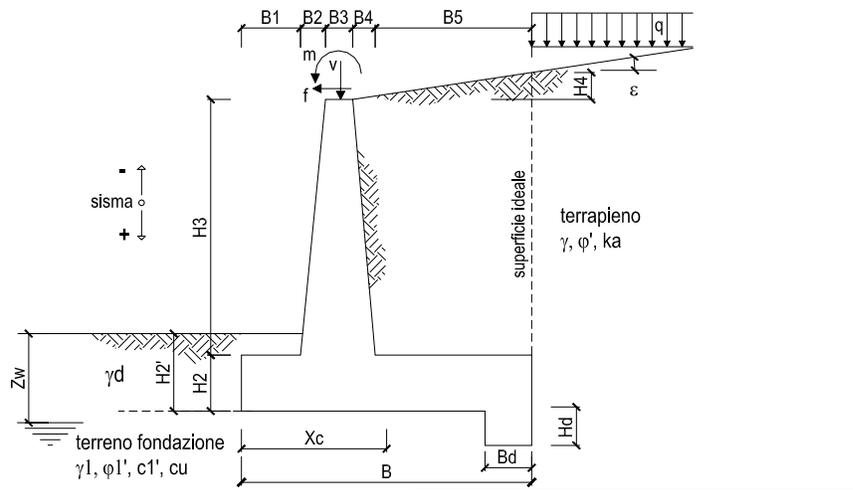
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

7.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 3.60m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

**MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI
CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE**
Codice documento
 SF0309_F0

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

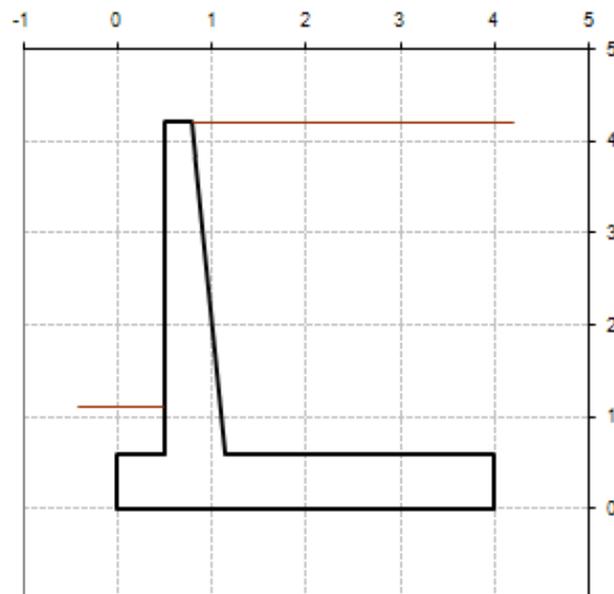
DATI DI PROGETTO:
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.60	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.36	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.84	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

7.4.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev Data
F0 20/06/2011

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ψ'	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kNm ³)	γ'	18.00	18.00	18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	18.50	18.50	15.54	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kNm ³)	$\gamma1$	18.00	18.00	18.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kNm ³)	γd	18.00	18.00	18.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00			
	Modulo di deformazione	(kNm ²)	E	21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1333248	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0667	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.227		0.227		0.289
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.300		0.300		0.372
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.312		0.312		0.386
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.023		4.023		3.135
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.765		3.765		2.905
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.727		3.727		2.870

Carichi Agenti				valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kNm ²)	qp	26.32	34.22	28.95	
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kNm ²)	q	13.16	19.74	19.74	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
Coefficienti di combinazione		condizione frequente $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kNm ²)	qs	13.16			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 35.96	46.75	50.40
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 25.04	32.55	35.09
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 12.52	18.78	23.93

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 34.10	44.33	48.56
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 23.74	30.87	33.81
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 11.87	17.81	23.05

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 11.41	14.83	13.50
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.94	10.33	9.40
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.97	5.96	6.41

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 47.74	62.06	67.98
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m) 45.64	59.33	54.02
MSq1 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 49.86	64.82	71.00
MSq1 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 24.93	37.40	48.41
MSq2 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 31.78	41.31	37.61
MSq2 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 15.89	23.83	25.65
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	439.51	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	93.01	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.75	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	3.56	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	797.80	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	70.12	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	11.38	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	439.51	439.51	502.68	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	93.01	93.01	93.01	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	862.36	862.36	1013.96	(kNm/m)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.04	-0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.92	3.97	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

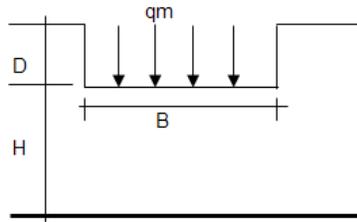
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.62	0.66	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.61	0.61	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.49	0.49	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	1673.73	1709.96	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	14.94	>	1.4
		Nmax	13.49	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	405.45	(kN/m)
M	-3.65	(kNm/m)
e=M/N	-0.01	(m)
B*	3.98	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B* =	0.28	(m)
Hs/B* =	2.01	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 110.37 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.949 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.66 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 12.76 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat =	$0,5 * \gamma_1 * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	35.96	35.96	45.82
Sst1 sism =	$0,5 * \gamma_1 * (1 + kv) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_{as}^+$	(kN/m)	14.78	14.78	17.19
Ssq1 perm =	$q_p * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^+$	(kN/m)	33.12	33.12	41.13
Ssq1 acc =	$q_s * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^+$	(kN/m)	16.56	16.56	20.57

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat	35.96	35.96	45.82
Sst1 sism	14.78	14.78	17.19
Ssq1 perm	33.12	33.12	41.13
Ssq1 acc	16.56	16.56	20.57

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	34.10	34.10	44.14
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	14.02	14.02	16.56
Ssq1h perm =	Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	31.41	31.41	39.63
Ssq1h acc =	Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	15.71	15.71	19.81

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	11.41	11.41	12.28
Sst1v sism =	Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	4.69	4.69	4.61
Ssq1v perm =	Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	10.51	10.51	11.02
Ssq1v acc =	Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	5.25	5.25	5.51

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} * \gamma_1 * (1 + kv) * H_d^2 * k_{ps}^+ + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 * (1 + kv) * k_{ps}^+ * H_2) * H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	47.74	47.74	61.80
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	19.62	19.62	23.19
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	45.64	45.64	49.11
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	18.76	18.76	18.43
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	98.94	98.94	124.83
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	63.06	63.06	66.13
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^7 / 3 + (2 * c1 * kps^{0.5} + \gamma_1 * kps * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 442.21 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 149.68 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad 2.23 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 902.17 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 111.79 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 8.07 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (\text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 442.21 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 484.32 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - S_p \quad 149.68 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 767.05 \quad 868.12 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 117.36 \quad 100.52 \quad (\text{kNm/m})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
q ₀ = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.27	0.21	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.47	3.58	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N _q = tg ² (45 + φ'/2)*e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
N _c = (N _q - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	55.63		(-)
N _γ = 2*(N _q + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c, i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i _q = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0.44	0.48	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q)/(N _q - 1)		0.42	0.46	(-)
i _γ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^{m+1}		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	970.15	1023.93	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	---------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B* / N	N _{min}	7.61	>	1.4
		N _{max}	7.58	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	35.96	35.96	45.82
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m)	10.24	10.24	11.39
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	34.47	34.47	42.68
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	17.23	17.23	21.34

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	34.10	34.10	44.14
Sst1h sism = $Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	9.71	9.71	10.97
Ssq1h perm = $Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	32.68	32.68	41.12
Ssq1h acc = $Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.34	16.34	20.56

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.41	11.41	12.28
Sst1v sism = $Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.25	3.25	3.05
Ssq1v perm = $Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.94	10.94	11.44
Ssq1v acc = $Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.47	5.47	5.72

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	47.74	47.74	61.80
MSst1 sism = $Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	13.59	13.59	15.36
MSst2 stat = $Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	45.64	45.64	49.11
MSst2 sism = $Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	12.99	12.99	12.21
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	102.95	102.95	129.53
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	65.62	65.62	68.61
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)	0.00		
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00		
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		386.96	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		147.29	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = tg\phi'$		0.75	(-)	
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$		1.98	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		902.17	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		198.10	(kNm/m)	
$F_r = M_s / M_r$		4.55	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		386.96	429.07	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		147.29		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		680.15	781.22	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		93.77	76.92	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H^2$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.24	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.52	3.64	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.38	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.37	0.42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi))^{m+1}$		0.24	0.24	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	823.62	881.98	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} B^* / N$	N_{min}	7.48	>	1.4
		N_{max}	7.49	>	

7.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33	(MPa)	
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ_s =	1.15		
f _{yd} = f _{yk} / γ_s / γ_E =	391.30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0.19%		

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm

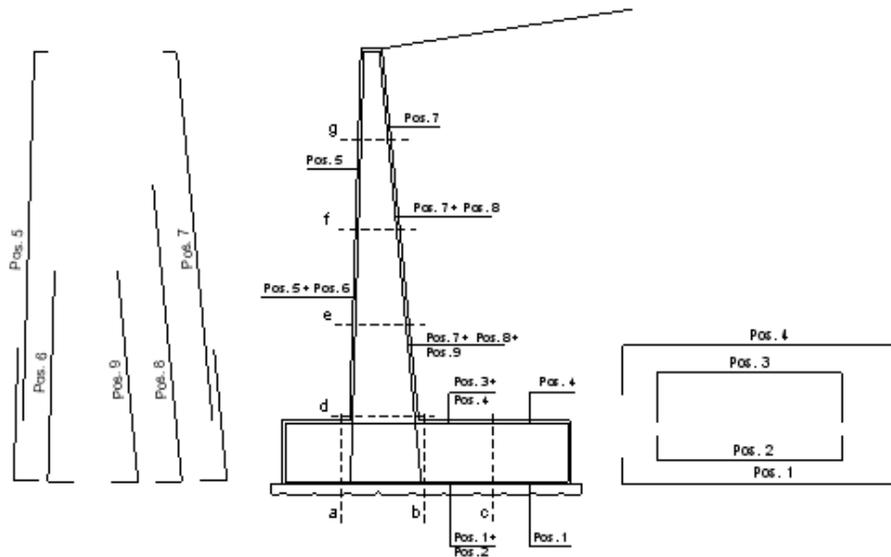
Interfero tra I e II strato

i_{I-II} 5.00 (cm)

Considerando le sollecitazioni mostrate al precedente paragrafo in combinazione STR (A1;M1;R1) si ottiene:

VERIFICHE ALLO SLU-SLV

SCHEMA DELLE ARMATURE

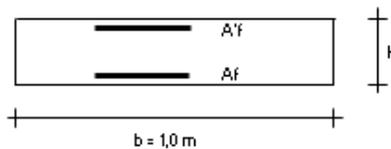


ARMATURE

pos	n/ml	φ	Il strato	pos	n/ml	φ	Il strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



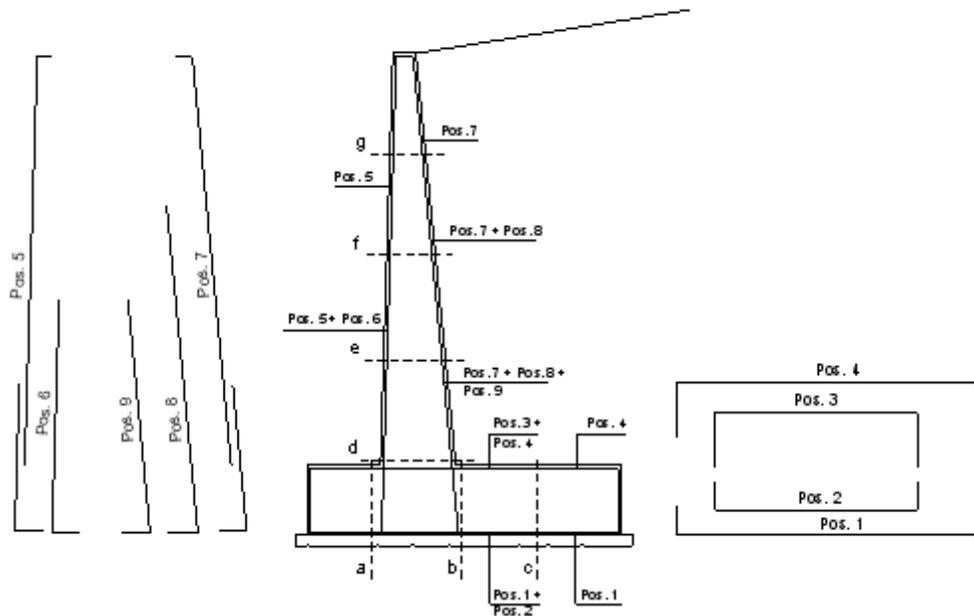
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	17.58	0.00	0.60	15.71	15.71	321.83
b - b	-229.33	0.00	0.60	15.71	15.71	321.83
c - c	-90.27	0.00	0.60	15.71	15.71	321.83
d - d	124.86	46.08	0.66	15.71	15.71	371.68
e - e	63.81	31.32	0.57	15.71	15.71	310.80
f - f	25.74	16.38	0.48	15.71	15.71	251.21
g - g	5.78	7.25	0.39	15.71	15.71	193.81

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A FESSURAZIONE

SCHEMA DELLE ARMATURE

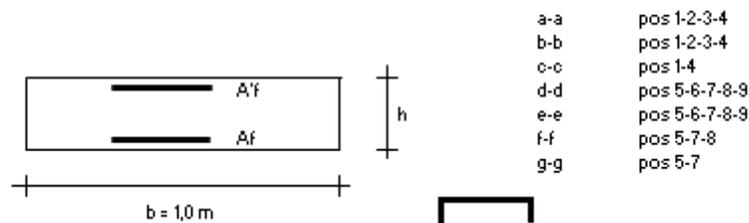


ARMATURE

pos	n/ml	φ	Il strato	pos	n/ml	φ	Il strato
1	5.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	0	☐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

Calcola

VERIFICHE



condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w...
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	11.08	0.00	0.60	15.71	15.71	0.28	13.94	0.016	0.400
b - b	-79.71	0.00	0.60	15.71	15.71	2.02	100.26	0.116	0.400
c - c	-35.46	0.00	0.60	15.71	15.71	0.90	44.60	0.052	0.400
d - d	80.44	43.20	0.66	15.71	15.71	1.77	77.96	0.091	0.400
e - e	41.02	29.36	0.57	15.71	15.71	1.17	45.96	0.053	0.400
f - f	16.35	17.55	0.48	15.71	15.71	0.63	21.39	0.024	0.400
g - g	3.62	7.76	0.39	15.71	15.71	0.21	5.25	0.005	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

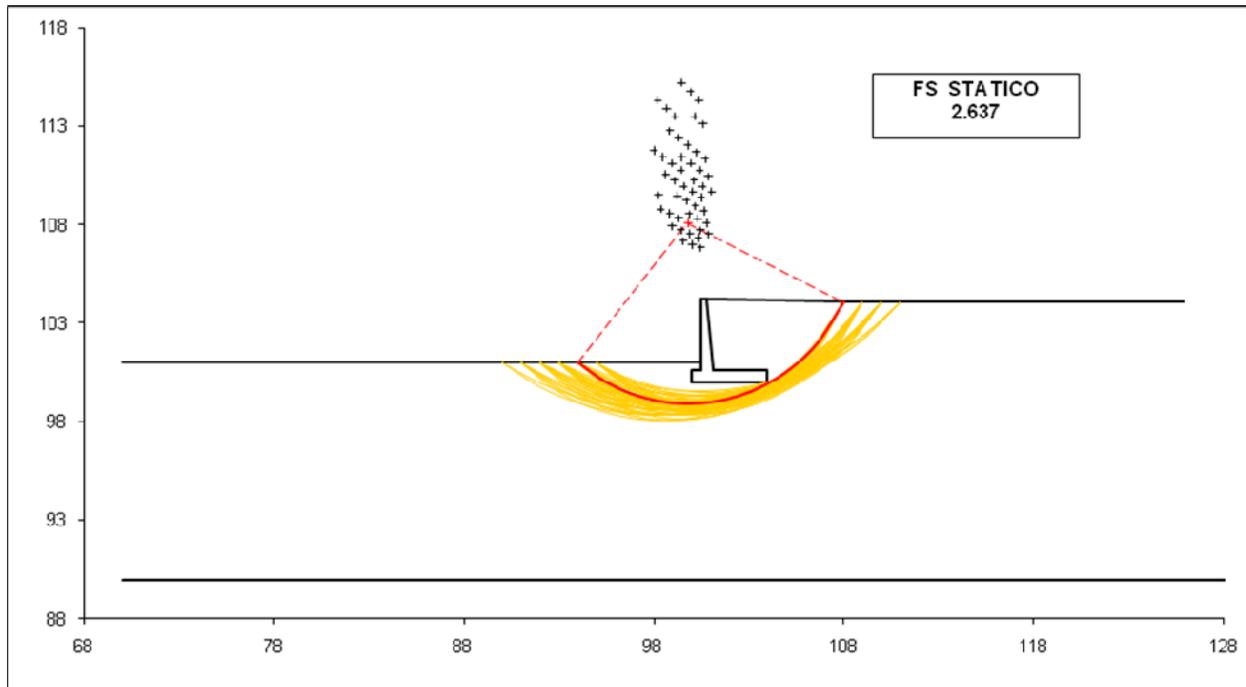
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	10.00	0.00	0.60	15.71	15.71	0.25	12.58	0.015	0.300
b - b	-64.10	0.00	0.60	15.71	15.71	1.62	80.63	0.094	0.300
c - c	-28.30	0.00	0.60	15.71	15.71	0.72	35.60	0.041	0.300
d - d	66.70	43.20	0.66	15.71	15.71	1.47	62.49	0.073	0.300
e - e	33.29	29.36	0.57	15.71	15.71	0.95	35.70	0.041	0.300
f - f	12.92	17.55	0.48	15.71	15.71	0.50	15.83	0.017	0.300
g - g	2.76	7.76	0.39	15.71	15.71	0.16	3.49	0.003	0.300

[n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso]

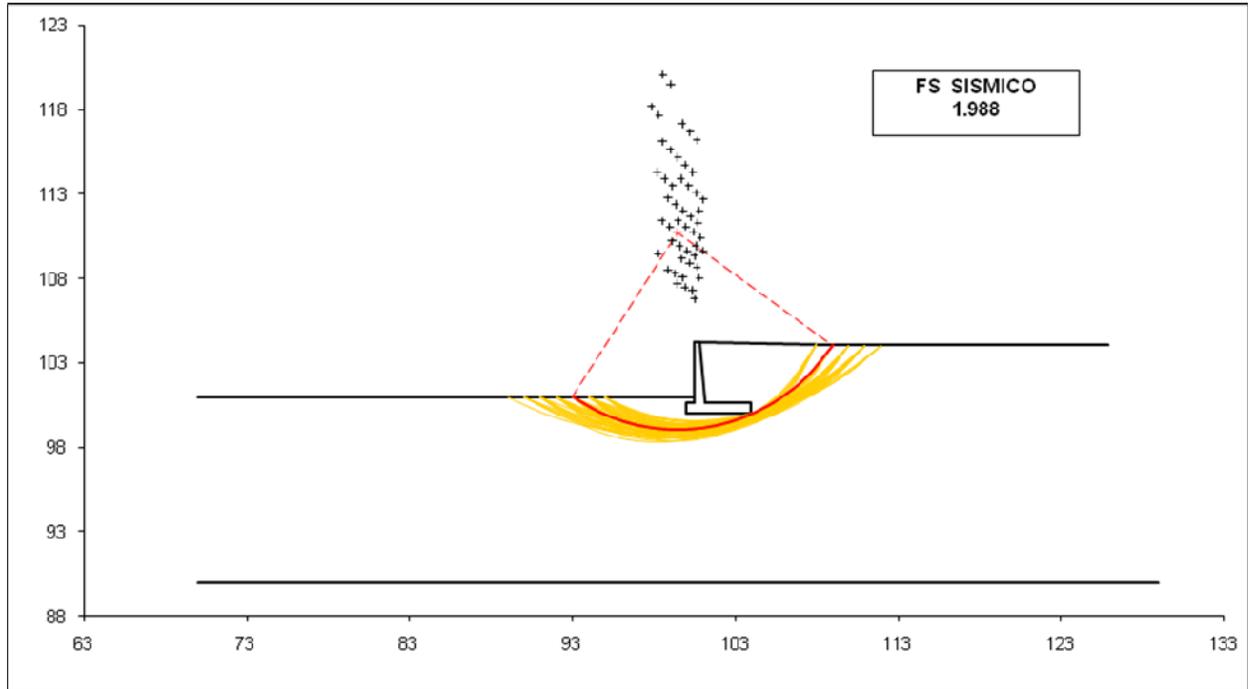
7.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno dei metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo.

Le analisi sono state condotte in funzione dell'intervallo di monte e di valle che si è assunto.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



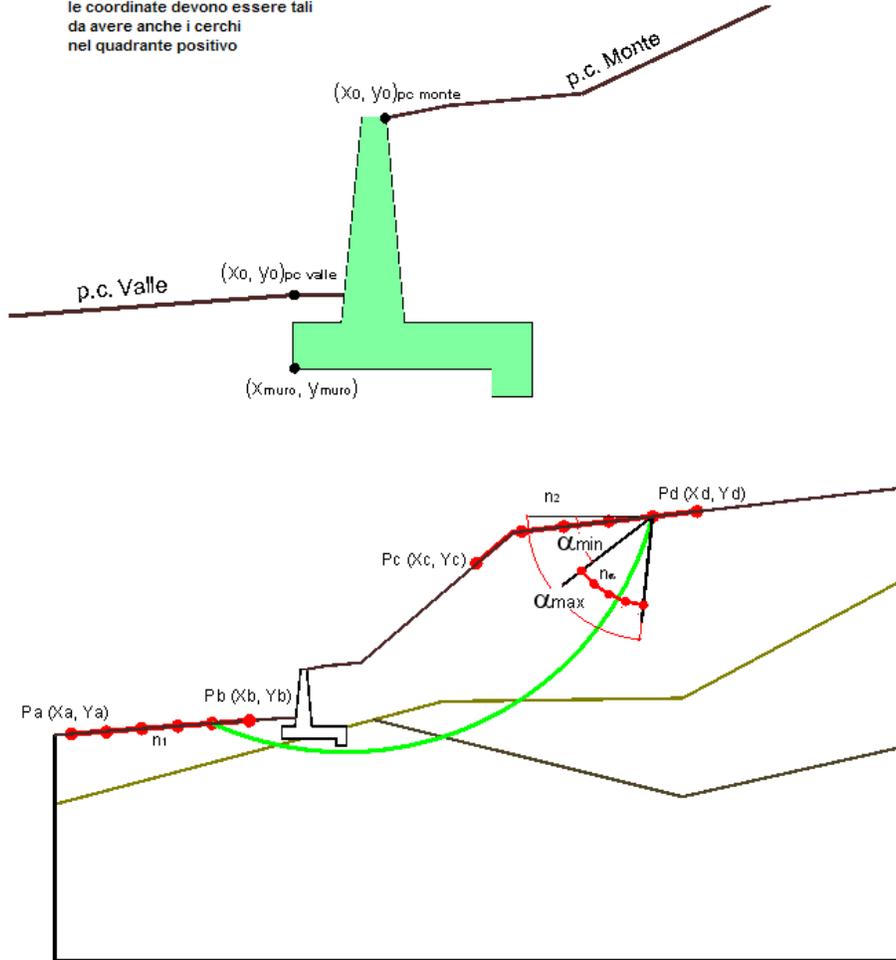
Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti sia in condizioni statiche con sovraccarico stradale che in condizioni sismiche, con carico stradale dimezzato.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1943	STATICO	2.637
	SISMICO	1.988

Ed il tabulato di calcolo della verifica che restituisce il minor coefficiente di sicurezza.

N.B. inserire coordinate positive

le coordinate devono essere tali
da avere anche i cerchi
nel quadrante positivo



**MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI
CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE**

Codice documento
SF0309_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.28 (-) S_s 1.28 k_h 0.1333 (-)
β_s 0.31 S_T 1.2 k_v 0.0667 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

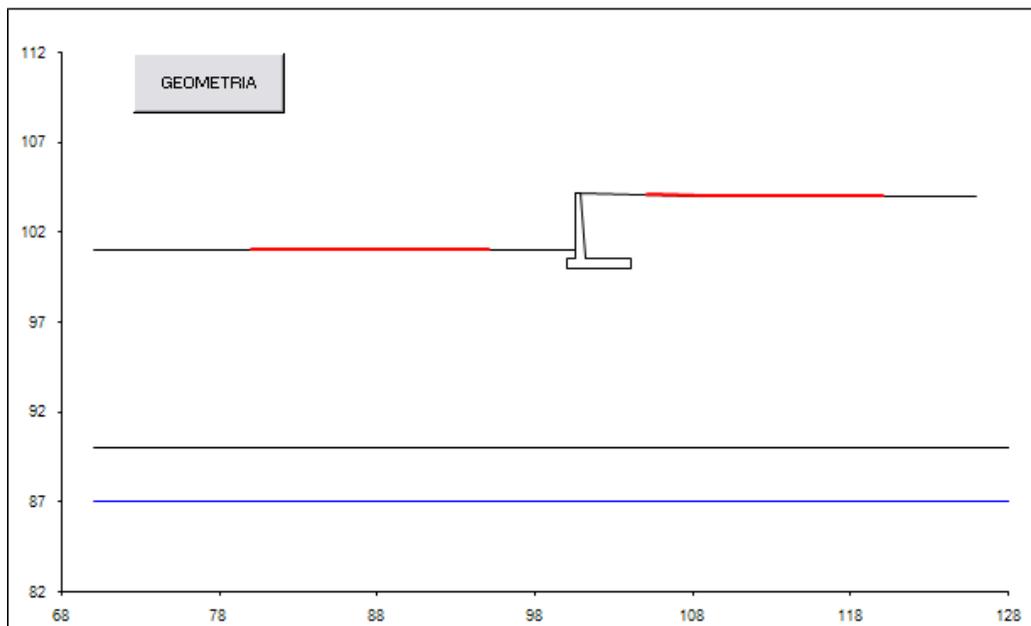
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda		
x	y		x	y		x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	101.000	0	100.800	104.200	0	70.000	90.000	0			0	70.000	87.000
1	98.550	101.000	1	109.000	104.050	1	129.000	90.000	1			1	129.000	87.000
2	89.230	101.000	2	125.900	104.050	2			2			2		
3	81.250	101.000	3			3			3			3		
4	70.000	101.000	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	% _{q_s}	q _s	% _{q_s}	q _s	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101	26.32	128	26.32	50%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	105	alfa min	40	# superfici massimo 2816
Xb	95	Xd	120	alfa max	70	
n1	15	n2	15	n alfa	10	



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8 ANALISI MURI DI CONTRORIPA H = 6.90 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 6.90 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 100 cm rappresentati nel seguente prospetto (conci 1 e 3). Analoghe proporzioni dimensionali ma con altezza del paramento verticale inferiore risulta avere il concio della sezione tipo 2, le cui verifiche si assumono identicamente soddisfatte alla luce di quanto appena descritto.

In via cautelativa nei calcoli viene inoltre trascurato il contributo del peso del fabbricato presente a valle di tali muri in quanto si ha che il suo contributo risulta a favore della stabilità dei muri stessi.

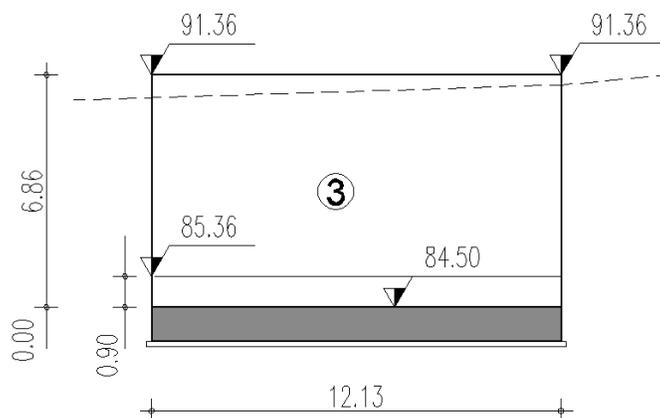


Figura 14 – prospetto concio 3 – $H_{max} = 6.90$ m

Di seguito si riporta un'immagine con la sezione tipologica del muro in questione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

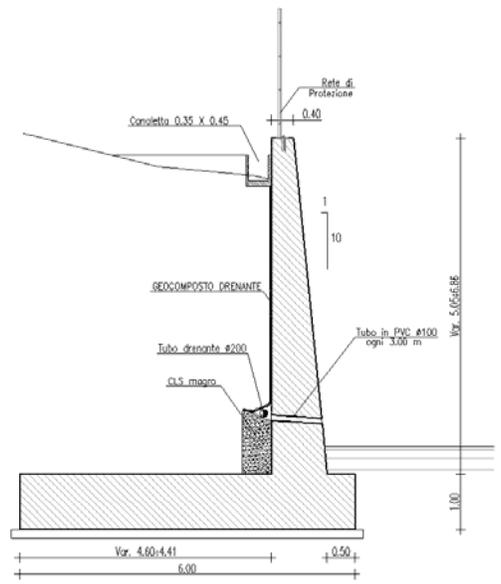


Figura 15 – sezione tipo

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 6.90 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 6.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 1.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.40 \text{ m}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- 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 β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.28 \cdot 1.2 \cdot 0.289 = 0.138$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.069$$

8.2 MODELLO DI CALCOLO

8.2.1 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, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

β : 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 δ .

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 (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 δ .

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 $K_h \times W$ in orizzontale e $\pm K_v \times W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

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

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\Sigma F_V = 0, \Sigma M_O = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

8.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo dove con sismica si vuole intendere il minimo coefficiente di sicurezza fra condizione Sismica+ e Sismica-.

TIPOLOGIA DI MURO	TIPO DI VERIFICA	CONDIZIONE	
		STATICA	SISMICA
Muro controripa h=6.9m	Ribaltamento (EQU)	6.88	2.51
	Scorrimento (GEO)	2.92	1.8
	Capacità Portante (GEO)	11.88	4.52
	STR	OK	OK
	Stabilità globale opera	2.039	1.52

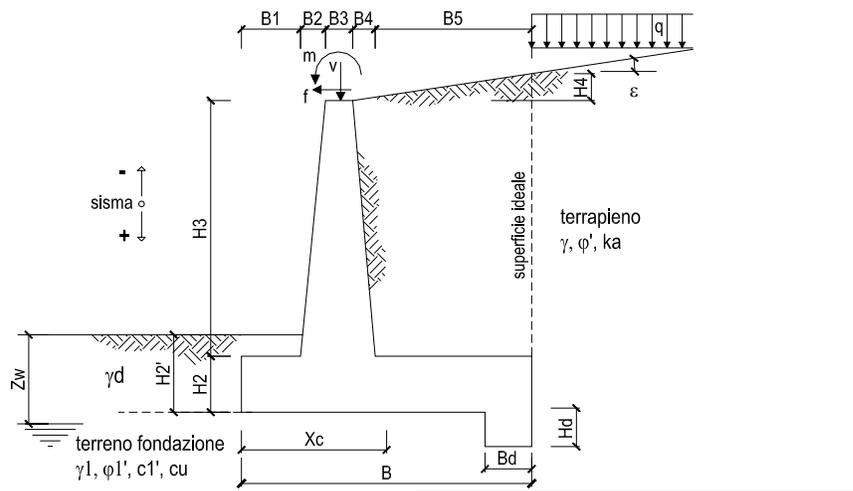
Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

8.4 TABULATI MURO DI CONTRORIPA H = 6.90 m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

DATI DI PROGETTO:

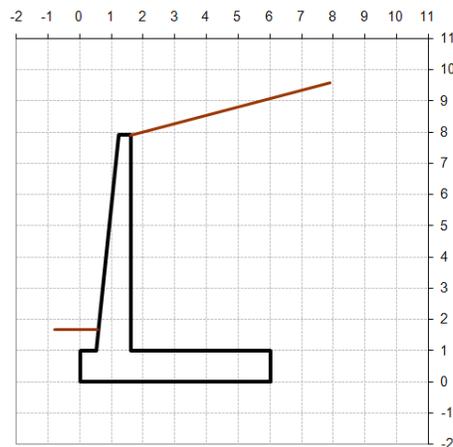
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.90	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.70	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	6.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.40	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

8.4.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37.00		37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00		18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	18.50		18.50	15.54
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	37.00		37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00		18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00		18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.1333248	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0667	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.269		0.269		0.355	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.377		0.377		0.496	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.397		0.397		0.523	
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	4.023		4.023		3.135	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	3.765		3.765		2.905	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	3.727		3.727		2.870	

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot ka$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$$

	SLE	STR/GEO	EQU
St (kN/m)	199.73	259.65	289.39
Sq perm (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Sth (kN/m)	189.41	246.23	278.81
Sqh perm (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Stv (kN/m)	63.38	82.39	77.54
Sqv perm (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_d^2) \cdot H_d$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Sp (kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_d^2) \cdot H_d / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 (kNm/m)	573.21	745.18	843.76
MSt2 (kNm/m)	380.25	494.33	465.23
MSq1 perm (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp + m$$

$$Mfext2 = (fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Mfext1 (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	954.93	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	246.23	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi'$	0.75	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	2.92	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	2603.91	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	378.53	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	6.88	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	954.93	954.93	954.93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	246.23	246.23	246.23	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	2642.39	2642.39	2642.39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$	222.40	222.40	222.40	(kNm/m)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	29.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.23	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.53	5.53	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

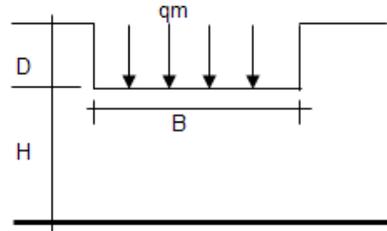
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.54	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	2049.73	2049.73	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} B^* / N$	N_{min}	11.88	>	1.4
		N_{max}	11.88	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	935.92	(kN/m)
M	107.48	(kNm/m)
e=M/N	0.11	(m)
B*	5.77	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.65	(m)
D/B* =	0.29	(m)
Hs/B* =	2.08	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 165.49 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.948 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.68 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 28.37 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$\begin{aligned} Sst1 \text{ stat} &= 0,5 * \gamma' * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka & (\text{kN/m}) \\ Sst1 \text{ sism} &= 0,5 * \gamma' * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat} & (\text{kN/m}) \\ Ssq1 \text{ perm} &= qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+ & (\text{kN/m}) \\ Ssq1 \text{ acc} &= qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+ & (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

	SLE	STR/GEO	EQU
--	-----	---------	-----

(kN/m)	199.73	199.73	263.08
(kN/m)	98.65	98.65	129.21
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$\begin{aligned} Sst1h \text{ stat} &= Sst1 \text{ stat} * \cos \delta & (\text{kN/m}) \\ Sst1h \text{ sism} &= Sst1 \text{ sism} * \cos \delta & (\text{kN/m}) \\ Ssq1h \text{ perm} &= Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta & (\text{kN/m}) \\ Ssq1h \text{ acc} &= Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta & (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

(kN/m)	189.41	189.41	253.46
(kN/m)	93.56	93.56	124.49
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

$$\begin{aligned} Sst1v \text{ stat} &= Sst1 \text{ stat} * \sin \delta & (\text{kN/m}) \\ Sst1v \text{ sism} &= Sst1 \text{ sism} * \sin \delta & (\text{kN/m}) \\ Ssq1v \text{ perm} &= Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta & (\text{kN/m}) \\ Ssq1v \text{ acc} &= Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta & (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

(kN/m)	63.38	63.38	70.49
(kN/m)	31.30	31.30	34.62
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1' * (1+kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1' * kps^{+0.5} + \gamma_1' * (1+kv) * kps^+ * H2) * Hd \quad (\text{kN/m})$$

(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--------	------	------	------

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	573.21	573.21	767.05
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	283.13	283.13	376.73
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	380.25	380.25	422.94
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	187.82	187.82	207.72
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^2 / 3 + (2 * c1 * kps^{0.5} + \gamma_1 * kps * H^2) * Hd^2 /$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 1025.39 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 399.30 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$Fs = (N * f + Sp) / T \quad \mathbf{1.94} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 2893.24 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + Mpts \quad 804.72 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{3.60} \quad > \quad \mathbf{1}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		1025.39	1025.39	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		399.30		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		2313.37	2313.37	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		762.79	762.79	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	29.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.74	0.74	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.51	4.51	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.37	0.37	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.36	0.36	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^{m+1}$		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	1087.14	1087.14	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.78	>	1.4
		Nmax	4.78	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	199.73	199.73	263.08
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m)	74.82	74.82	99.06
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	189.41	189.41	253.46
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	70.95	70.95	95.44
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	63.38	63.38	70.49
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	23.74	23.74	26.54
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	573.21	573.21	767.05
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	214.72	214.72	288.82
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	380.25	380.25	422.94
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	142.44	142.44	159.25
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		901.49	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		376.69	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \phi_1'$		0.75	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T		1.80	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		2893.24	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		1151.03	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr		2.51	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		901.49	901.49	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		376.69		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		1950.66	1950.66	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		753.82	753.82	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0'N_q'iq + 0,5'\gamma_1'B'N_\gamma'i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d'H^2$	sovraccarico stabilizzante	29.70		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.84	0.84	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.33	4.33	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.34	0.34	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.32	0.32	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.20	0.20	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	940.61	940.61	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	4.52	>	1.4
		N_{max}	4.52	>	

8.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fc _m	33	(MPa)	
E _c	31476	(MPa)	
α _{cc}	0.85		
γ _c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm

Acciaio

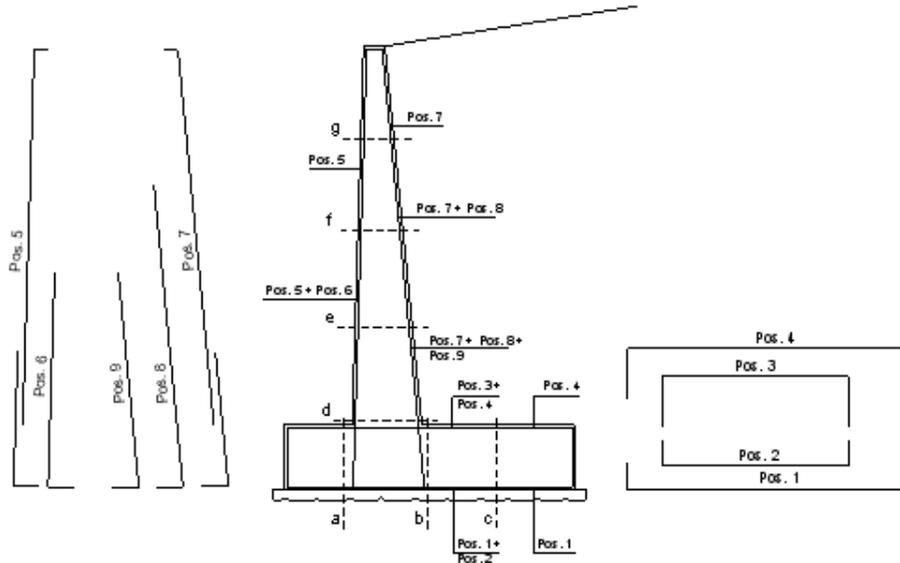
tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ _s =	1.15		
f _{yd} = f _{yk} / γ _s / γ _E =	391.30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ε _{ys} =	0.19%		

Interfero tra I e II strato

i _{I-II}	5.00	(cm)
-------------------	------	------

VERIFICHE ALLO SLU-SLV

Considerando le sollecitazioni mostrate al precedente paragrafo in combinazione STR (A1;M1;1) si ottiene:

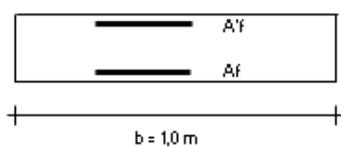


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	Il strato	pos	n°/ml	ϕ	Il strato
1	10.0	26	<input type="checkbox"/>	5	5.0	26	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	26	<input type="checkbox"/>
4	10.0	26	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



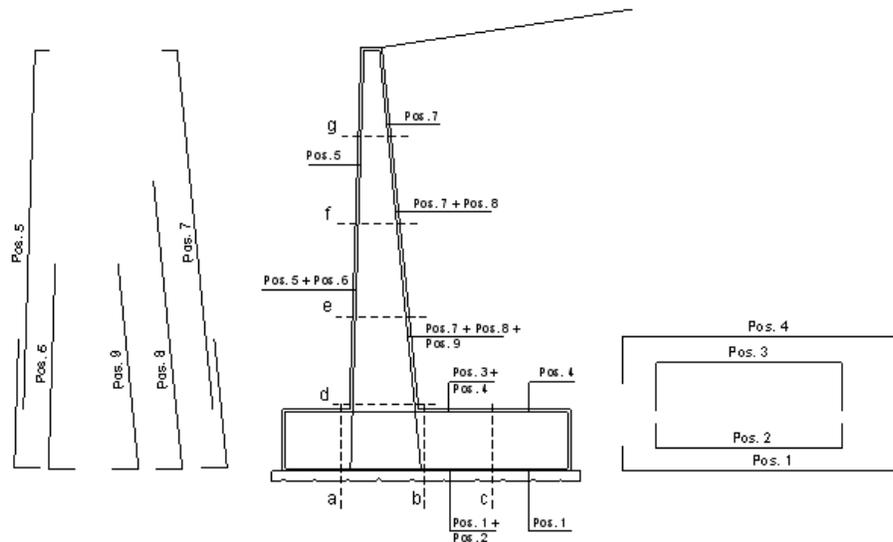
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	36.03	0.00	1.00	53.09	53.09	1883.41
b - b	-194.64	0.00	1.00	53.09	53.09	1883.41
c - c	-501.10	0.00	1.00	53.09	53.09	1883.41
d - d	498.47	138.00	1.10	26.55	26.55	1122.17
e - e	214.75	91.42	0.93	26.55	26.55	909.19
f - f	66.28	52.90	0.75	26.55	26.55	706.94
g - g	9.28	22.42	0.58	26.55	26.55	513.32

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICHE A FESSURAZIONE

SCHEMA DELLE ARMATURE

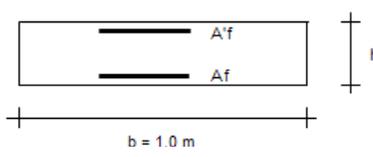


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	26	<input type="checkbox"/>	5	5.0	26	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	26	<input type="checkbox"/>
4	10.0	26	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	18.49	0.00	1.00	53.09	53.09	0.11	3.99	0.003	0.400
b - b	-438.74	0.00	1.00	53.09	53.09	2.51	94.67	0.070	0.400
c - c	-198.55	0.00	1.00	53.09	53.09	1.14	42.84	0.028	0.400
d - d	251.62	129.38	1.10	26.55	26.55	1.87	74.97	0.072	0.400
e - e	106.15	85.71	0.93	26.55	26.55	1.06	35.02	0.033	0.400
f - f	31.45	49.59	0.75	26.55	26.55	0.45	10.41	0.010	0.400
g - g	3.93	21.02	0.58	26.55	26.55	0.09	0.42	0.000	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

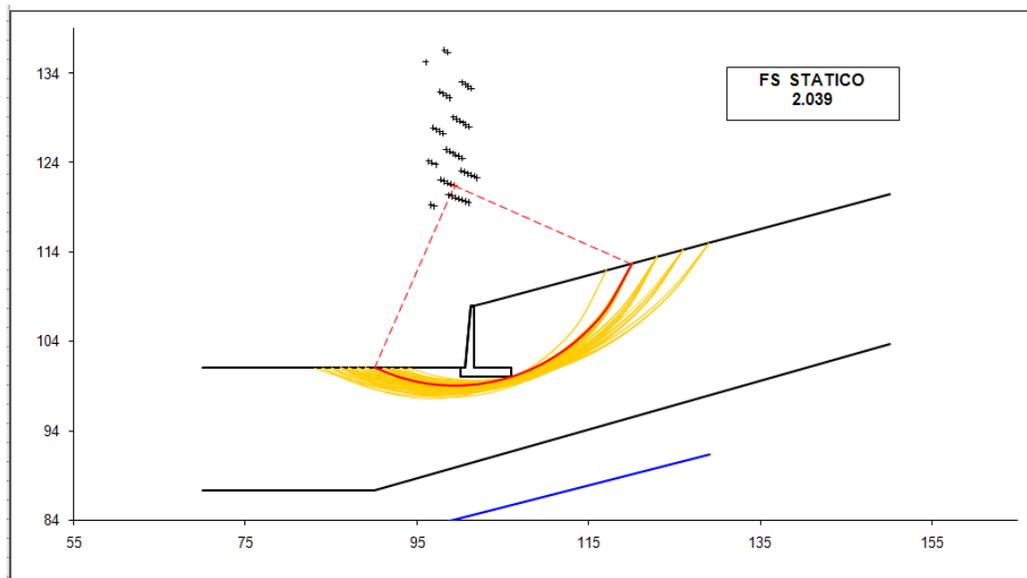
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	18.49	0.00	1.00	53.09	53.09	0.11	3.99	0.003	0.300
b - b	-438.74	0.00	1.00	53.09	53.09	2.51	94.67	0.070	0.300
c - c	-198.55	0.00	1.00	53.09	53.09	1.14	42.84	0.028	0.300
d - d	251.62	129.38	1.10	26.55	26.55	1.87	74.97	0.072	0.300
e - e	106.15	85.71	0.93	26.55	26.55	1.06	35.02	0.033	0.300
f - f	31.45	49.59	0.75	26.55	26.55	0.45	10.41	0.010	0.300
g - g	3.93	21.02	0.58	26.55	26.55	0.09	0.42	0.000	0.300

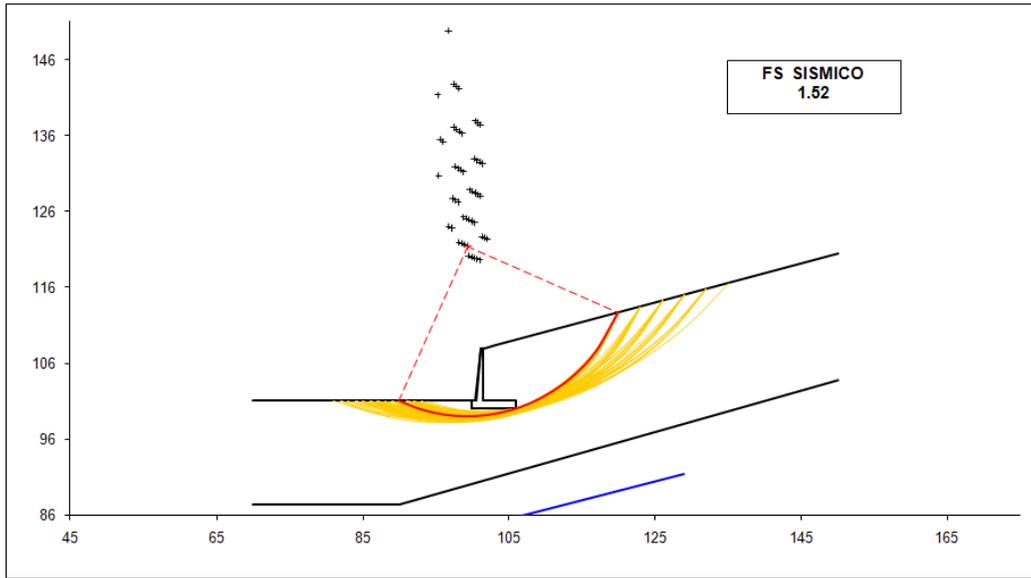
8.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno fra i metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo.

Le analisi sono state condotte in funzione dell'intervallo di monte e di valle che si è assunto.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



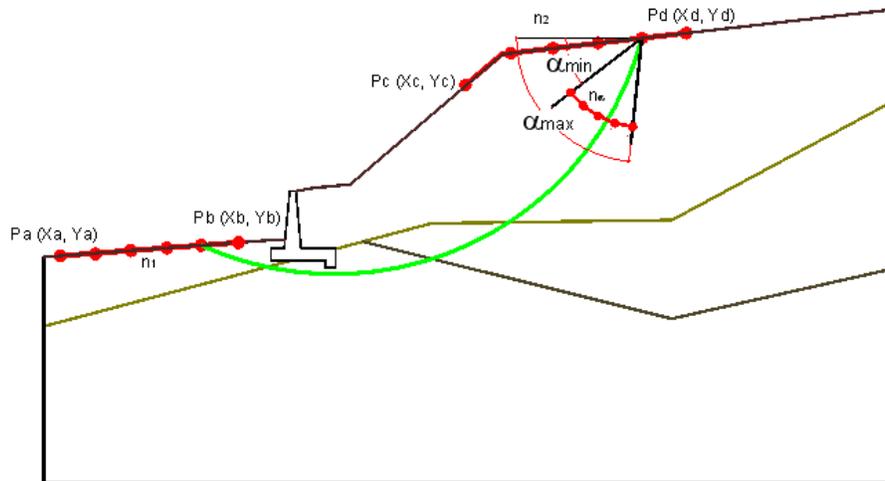
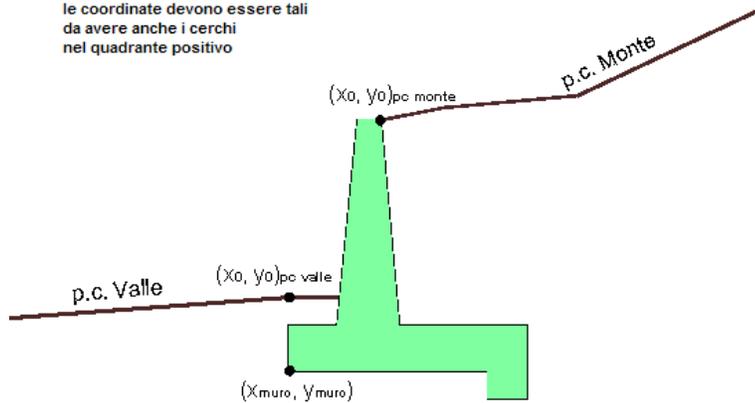
Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	1012	STATICO
SISMICO		1.520

Ed il tabulato di calcolo dei dati in input al foglio excel.

N.B. inserire coordinate positive

le coordinate devono essere tali
da avere anche i cerchi
nel quadrante positivo



**MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI
CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE**

Codice documento
SF0309_F0

Rev
F0
Data
20/06/2011

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.28 (-) S_s 1.28 k_h 0.1333 (-)
 β_s 0.31 S_T 1.2 k_v 0.0667 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

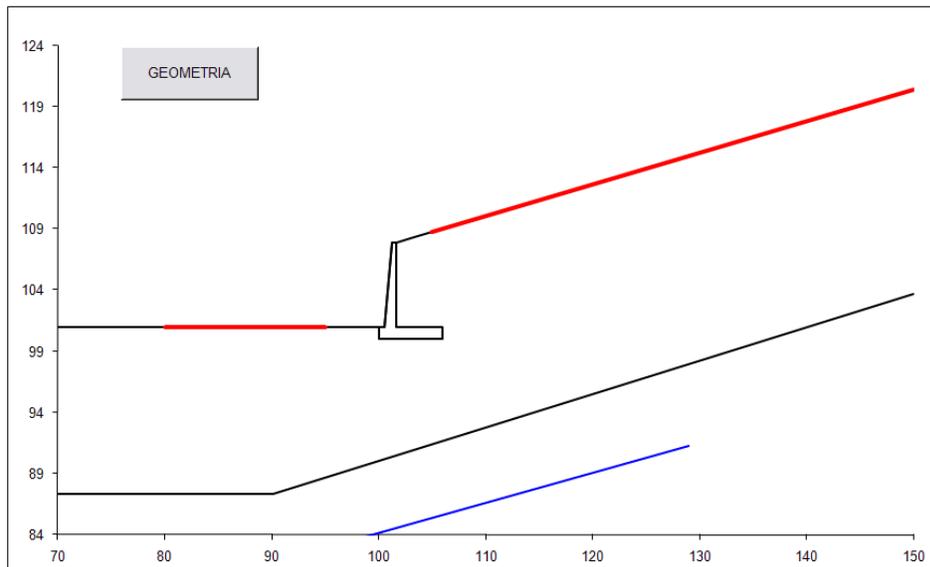
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	101.600	107.900	0	70.000	87.300	0			0	70.000	76.800
1	98.550	101.000	1	103.200	108.320	1	90.000	87.300	1			1	129.000	91.300
2	89.230	101.000	2	150.000	120.400	2	150.000	103.700	2			2		
3	81.250	101.000	3			3			3			3		
4	70.000	101.000	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	X_{in}	Q_{in}	X_{fin}	Q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1	0	0	0	0	0%
sovraccarico 2					

Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	105	alfa min	40	# superfici massimo	2816
Xb	95	Xd	150	alfa max	70		
n1	15	n2	15	n alfa	10		



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 2.7 m (fondazione s=50 cm)

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 2.70 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 50 cm rappresentati nel seguente prospetto (conci 8 e 9). La massima altezza del muro relativo ai conci in oggetto sarebbe 2.45m con fondazione di larghezza 3m ma, in via cautelativa, l'altezza di calcolo considerata è pari a 2.7m. Viene inoltre trascurato nei successivi calcoli il contributo del peso del fabbricato che non risulta interagire in maniera significativa con le fondazioni dei muri di sostegno.

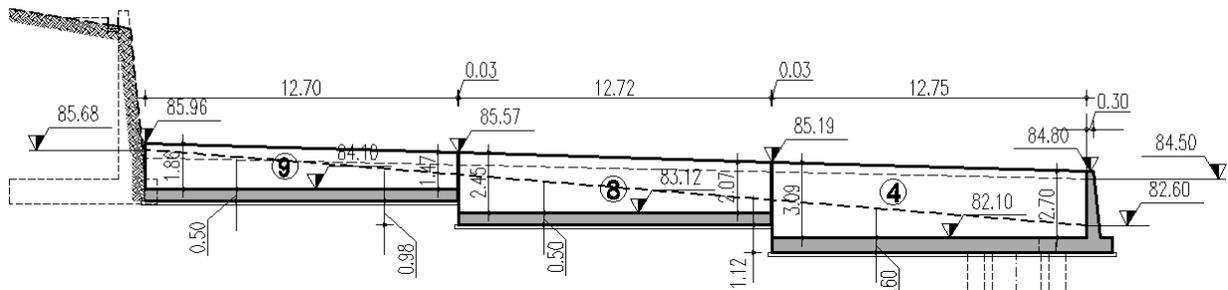


Figura 16 – prospetto conci 8 e 9 – $H_{max} = 2.45$ m

Di seguito si riporta un'immagine con la sezione tipologica del muro in questione.

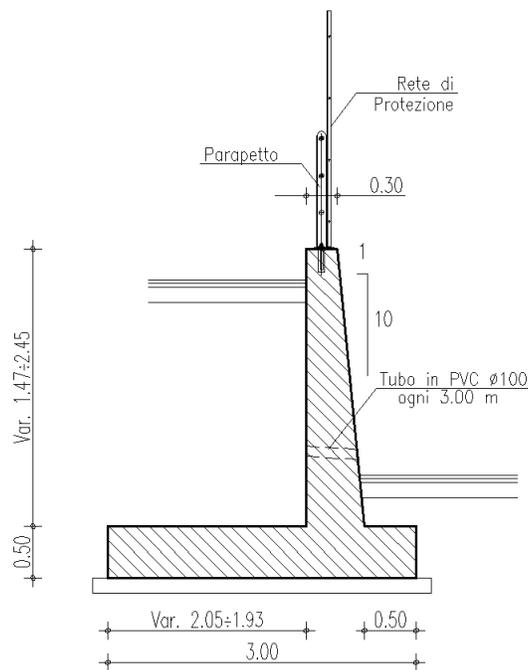


Figura 17 – sezione tipo conci 8-9

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 2.70 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 3.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.30 \text{ m}$$

9.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 30.12 kN/m^2

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		480	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	72,73	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	2,7	m
Da cui			
	a' =	4,56	m
	b' =	5,32	m
	A' =	24,24	mq
	p'v =	19,80	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,227	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	σ base muro =	16,51	kN/mq
	σ' base muro =	4,49	kN/mq
Spinta totale	S1 =	45,61	kN
	S2 =	52,54	kN
	S _{tot} = S1 + S2 =	98,15	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	q _{prog} =	30,12	kN/mq

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 15.06 kN/m²
- 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 β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.28 \cdot 1.00 \cdot 0.289 = 0.115$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.057$$

9.2 MODELLO DI CALCOLO

9.2.1 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, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

β : 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 δ .

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 (kN/m^2), h la profondità alla quale viene calcolata la spinta (m) e il coefficiente K_a è calcolato come sopra.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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 $K_h \times W$ in orizzontale e $\pm K_v \times W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

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

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

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

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

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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo dove con sismica si vuole intendere il minimo coefficiente di sicurezza fra condizione Sismica+ e Sismica-.

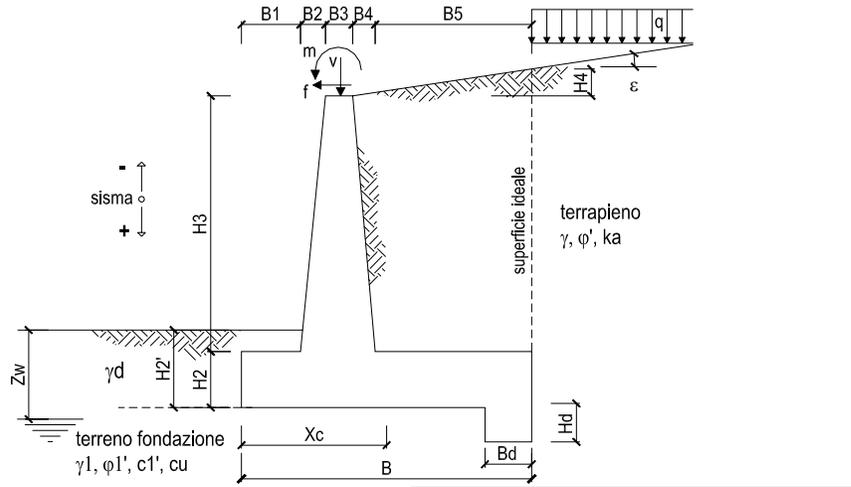
TIPOLOGIA DI MURO	TIPO DI VERIFICA	CONDIZIONE	
		STATICA	SISMICA
Muro h=2.7m (fondazione 50cm)	Ribaltamento (EQU)	8.42	4.35
	Scorrimento (GEO)	2.86	1.71
	Capacità Portante (GEO)	11.07	6.82
	STR	OK	OK
	Stabilità globale opera	2.652	2.019

Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

9.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 2.70m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

DATI DI PROGETTO:

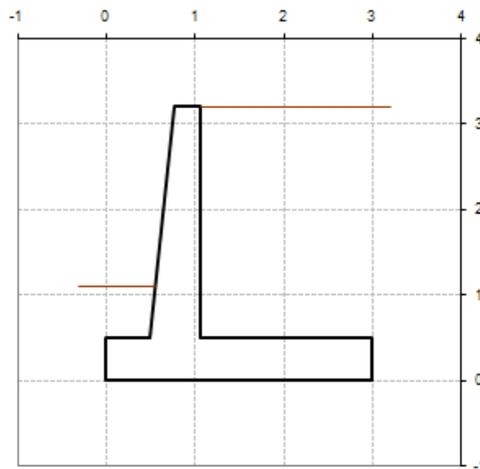
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.27	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.93	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0

9.4.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev Data
F0 20/06/2011

				<i>valori caratteristici</i>		<i>valori di progetto</i>	
				<i>SLE</i>		<i>STR/GEO</i>	<i>EQU</i>
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	18.50	18.50	15.54	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenato <input type="radio"/> Non Drenato				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c'	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	18.00	18.00	18.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	18.00	18.00	18.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g	0.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.1333248	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0667	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

			<i>SLE</i>	<i>STR/GEO</i>	<i>EQU</i>
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.227	0.227	0.289
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.300	0.300	0.372
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.312	0.312	0.386
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	4.023	4.023	3.135
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	3.765	3.765	2.905
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	3.727	3.727	2.870

				<i>valori caratteristici</i>		<i>valori di progetto</i>	
				<i>SLE</i>		<i>STR/GEO</i>	<i>EQU</i>
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	30.12	39.16	33.13	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	15.06	22.59	22.59	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	0.75	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00		
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	15.06			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00			

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 20.87	27.14	29.26
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 21.83	28.38	30.60
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 10.92	16.37	20.86
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 19.80	25.73	28.19
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 20.70	26.91	29.48
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 10.35	15.53	20.10
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6.62	8.61	7.84
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6.93	9.01	8.20
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.46	5.20	5.59
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 21.12	27.45	30.07
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 19.87	25.83	23.52
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 33.13	43.06	47.17
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 16.56	24.84	32.16
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 20.78	27.02	24.60
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 10.39	15.59	16.77
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	259.04	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Squ + f$	68.18	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.75	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2.86	>	1.1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	374.89	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp	44.51	(kNm/m)
Fs ribaltamento	Ms / Mr	8.42	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	Nmin 259.04	Nmax 302.64 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	Sth + Sqh + f - Sp	68.18	68.18 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	398.82	487.54 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	Xc*N - MM	-10.26	-33.58 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_{\gamma} i_{\gamma}$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00	(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ₂ '	sovraccarico stabilizzante	19.80	(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	-0.04	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.92	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$ (1 in cond. nd)	42.92	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$ (2+ π in cond. nd)	55.63	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$ (0 in cond. nd)	66.19	(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

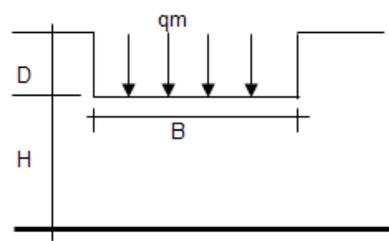
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^m$ (1 in cond. nd)	0.54	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$	0.53	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^{m+1}$	0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario)	1157.39	1206.09	(kN/m ²)
------------------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	13.05	>	1.4
		N_{max}	11.07	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E$ (Christian e Carrier, 1976)

N	234.94	(kN/m)
M	-19.63	(kNm/m)
$e = M/N$	-0.08	(m)
B^*	2.83	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione	$D =$	1.10	(m)
	$D/B^* =$	0.39	(m)
	$H_s/B^* =$	2.12	(m)

Carico unitario medio (q_m)	$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* =$	91.44	(kN/mq)
---------------------------------	---	-------	---------

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.943	(-)
--	-----------	-------	-----

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.69	(-)
---	-----------	------	-----

Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E =$	7.75	(mm)
----------------------------	--	------	------

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$ (kN/m)	20.87	20.87	26.60
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)	8.58	8.58	9.98
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$ (kN/m)	28.88	28.88	35.86
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$ (kN/m)	14.44	14.44	17.93

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	19.80	19.80	25.63
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	8.14	8.14	9.62
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	27.39	27.39	34.55
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	13.69	13.69	17.28

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	6.62	6.62	7.13
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	2.72	2.72	2.67
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	9.16	9.16	9.61
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	4.58	4.58	4.80

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +hd)/3-hd) (kNm/m)	21.12	21.12	27.33
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +Hd)/3-Hd) (kNm/m)	8.68	8.68	10.26
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	19.87	19.87	21.38
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	8.17	8.17	8.02
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +Hd)/2-Hd) (kNm/m)	65.73	65.73	82.93
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	41.24	41.24	43.24
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms (kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2) (kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2) (kNm/m)		0.00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	$=$	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	257.63 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	$=$	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	100.51 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	$=$	$tg\phi'$	0.75 (-)
Fs	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.93 > 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
M_s	$=$	$M_m + M_t + M_{fext3}$	425.74 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
M_r	$=$	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	60.83 (kNm/m)
Fr	=	M_s / M_r	7.00 > 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N	$=$	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	Nmin 257.63 Nmax 286.70 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	$=$	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	100.51 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM	$=$	$\sum M$	351.05 410.20 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M	$=$	$X_c \cdot N - MM$	35.39 19.84 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.14	0.07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.73	2.86	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.37	0.42	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.36	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^{m+1}$		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	684.37	745.12	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	7.24	>	1.4
		Nmax	7.44	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	20.87	20.87	26.60
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	5.94	5.94	6.61
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	30.05	30.05	37.21
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	15.03	15.03	18.61

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	19.80	19.80	25.63
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.64	5.64	6.37
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.50	28.50	35.85
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.25	14.25	17.93

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.62	6.62	7.13
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.89	1.89	1.77
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9.54	9.54	9.97
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.77	4.77	4.99

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	21.12	21.12	27.33
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	6.01	6.01	6.79
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	19.87	19.87	21.38
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	5.66	5.66	5.31
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	68.39	68.39	86.05
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	42.91	42.91	44.87
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0.00	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	225.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	99.67	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi'$	0.75	(-)
F_s	=	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.71	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M _s)				
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	425.74	(kNm/m)
Momento ribaltante (M _r)				
M _r	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	97.82	(kNm/m)
F_r	=	M_s / M_r	4.35	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	N _{min} 225.86	N _{max} 254.92 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	99.67	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	313.96	373.11 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	$X_c \cdot N - MM$	24.83	9.28 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.11	0.04	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.78	2.93	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di ic, iq e i γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.31	0.37	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.30	0.36	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^{m+1}$		0.17	0.17	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	554.07	619.28	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	N _{min}	6.82	>	1.4
		N _{max}	7.11	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33	(MPa)	
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ_s =	1.15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	391.30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0.19%		

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm

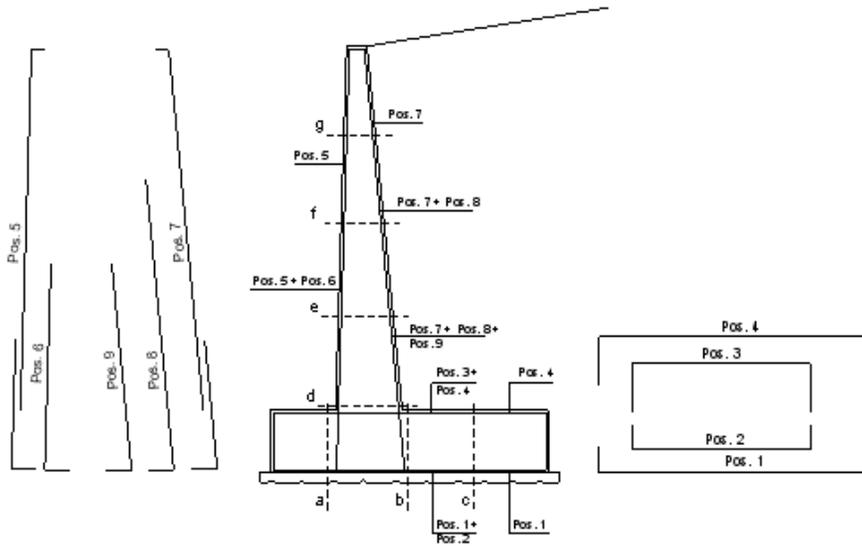
Interfero tra I e II strato

i_{I-II}	5.00	(cm)
------------	------	------

Considerando le sollecitazioni mostrate al precedente paragrafo in combinazione STR (A1;M1;R1) si ottiene:

VERIFICHE ALLO SLU-SLV

SCHEMA DELLE ARMATURE

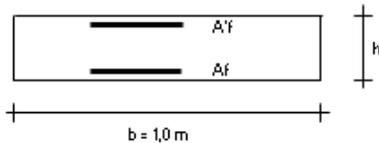


ARMATURE

pos	n/ml	φ	Il strato	pos	n/ml	φ	Il strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE

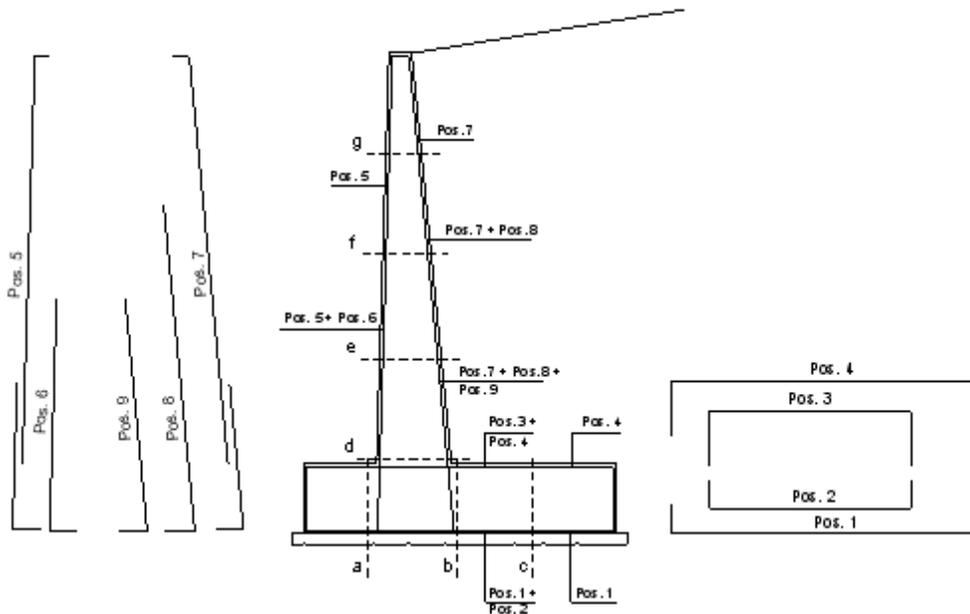


- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	11.85	0.00	0.50	7.70	7.70	133.79
b - b	-109.74	0.00	0.50	7.70	7.70	133.79
c - c	-40.72	0.00	0.50	7.70	7.70	133.79
d - d	69.92	27.41	0.57	7.70	7.70	161.47
e - e	36.86	18.96	0.50	7.70	7.70	138.46
f - f	15.28	11.58	0.44	7.70	7.70	116.22
g - g	3.55	5.26	0.37	7.70	7.70	94.61

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A FESSURAZIONE
SCHEMA DELLE ARMATURE

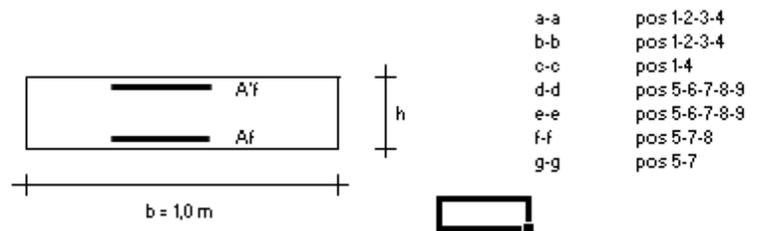


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w...
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	6.82	0.00	0.50	7.70	7.70	0.34	21.14	0.032	0.400
b - b	-41.29	0.00	0.50	7.70	7.70	2.04	128.05	0.195	0.400
c - c	-16.81	0.00	0.50	7.70	7.70	0.83	52.12	0.079	0.400
d - d	45.11	29.36	0.57	7.70	7.70	1.79	101.90	0.155	0.400
e - e	23.59	20.31	0.50	7.70	7.70	1.16	59.89	0.091	0.400
f - f	9.69	12.40	0.44	7.70	7.70	0.62	27.48	0.039	0.400
g - g	2.22	5.63	0.37	7.70	7.70	0.19	6.36	0.008	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

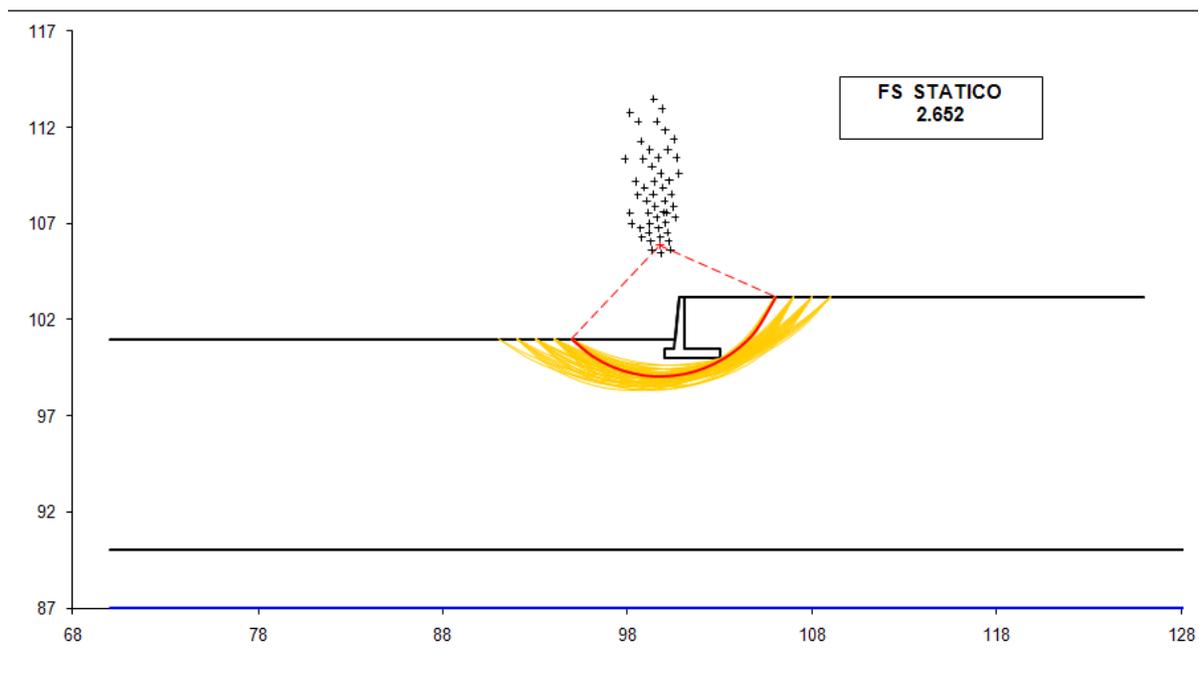
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	6.03	0.00	0.50	7.70	7.70	0.30	18.71	0.028	0.300
b - b	-31.84	0.00	0.50	7.70	7.70	1.57	98.75	0.150	0.300
c - c	-12.62	0.00	0.50	7.70	7.70	0.62	39.15	0.060	0.300
d - d	36.27	29.36	0.57	7.70	7.70	1.44	78.36	0.119	0.300
e - e	18.62	20.31	0.50	7.70	7.70	0.92	44.61	0.068	0.300
f - f	7.48	12.40	0.44	7.70	7.70	0.48	19.47	0.027	0.300
g - g	1.67	5.63	0.37	7.70	7.70	0.14	3.96	0.005	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

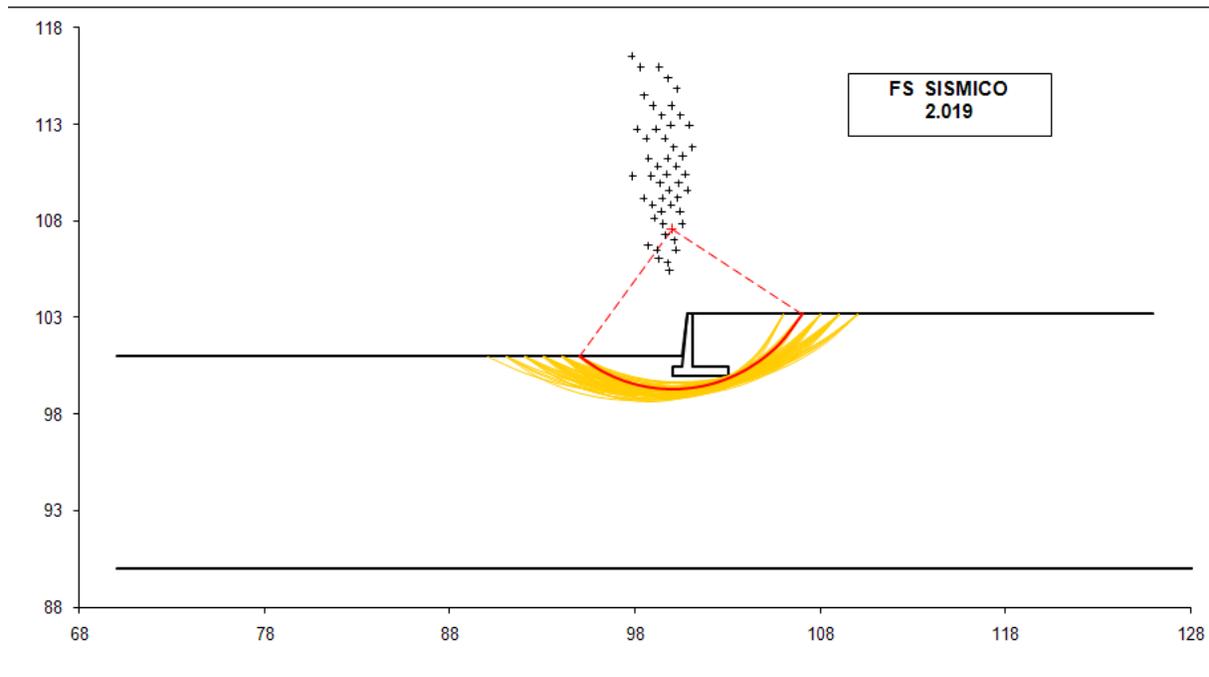
9.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno dei metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo.

Le analisi sono state condotte in funzione dell'intervallo di monte e di valle che si è assunto.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



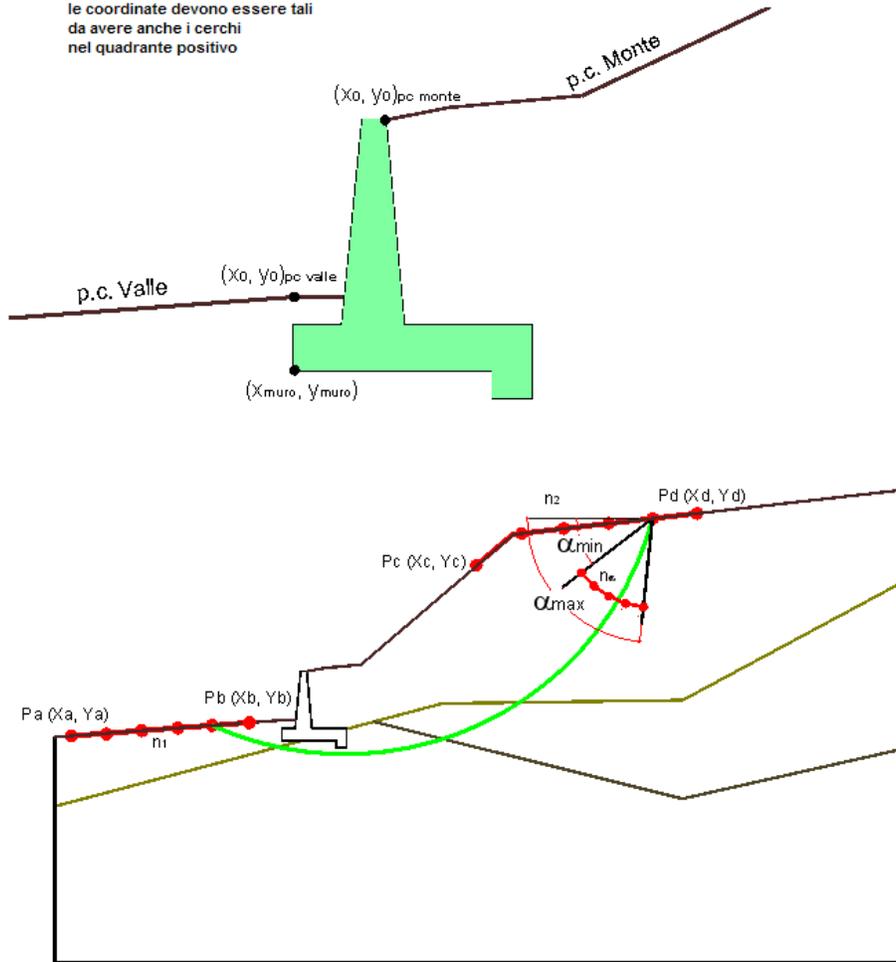
Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti sia in condizioni statiche con sovraccarico stradale che in condizioni sismiche, con carico stradale dimezzato.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	2287	STATICO
	SISMICO	2.019

Ed il tabulato di calcolo della verifica che restituisce il minor coefficiente di sicurezza.

N.B. inserire coordinate positive

le coordinate devono essere tali
da avere anche i cerchi
nel quadrante positivo



MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.28 (-) S_s 1.28 k_h 0.1333 (-)
 β_s 0.31 S_T 1.2 k_v 0.0667 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

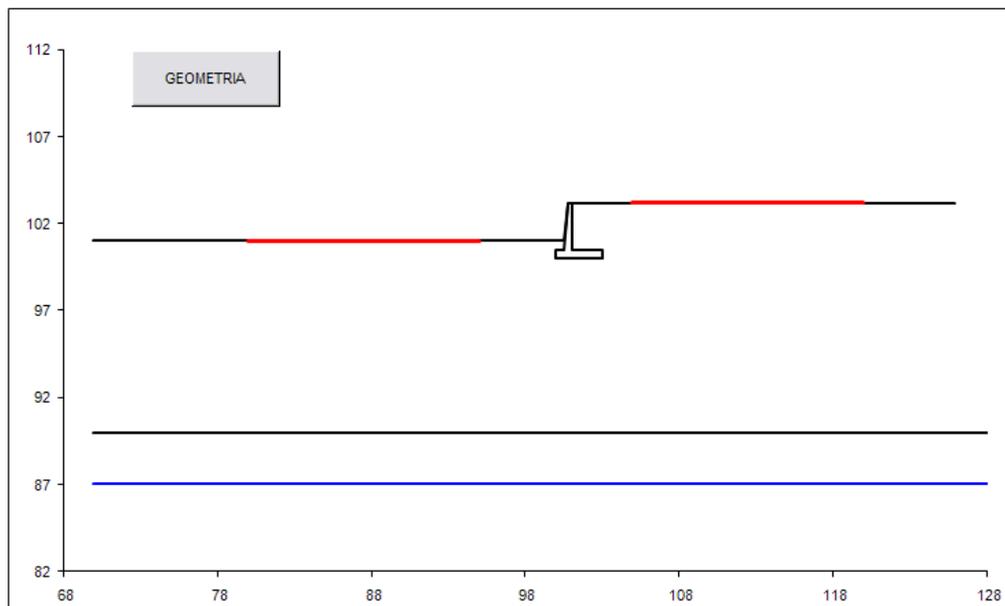
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4		materiale 2				
x	y		x	y		x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	101.000	0	101.070	103.200	0	70.000	90.000	0			0	70.000	87.000
1	98.550	101.000	1	109.000	103.200	1	129.000	90.000	1			1	129.000	87.000
2	89.230	101.000	2	125.900	103.200	2			2			2		
3	81.250	101.000	3			3			3			3		
4	70.000	101.000	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	X_{in}	q_{in}	X_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101	30.12	128	30.12	50%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	105	alfa min	40	# superfici massimo	2816
Xb	95	Xd	120	alfa max	70		
n1	15	n2	15	n alfa	10		



10 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 3.09 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 3.09 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 60 cm rappresentati nel seguente prospetto (concio 4). Viene inoltre trascurato nei successivi calcoli il contributo del peso del fabbricato che non risulta interagire in maniera significativa con le fondazioni dei muri di sostegno.

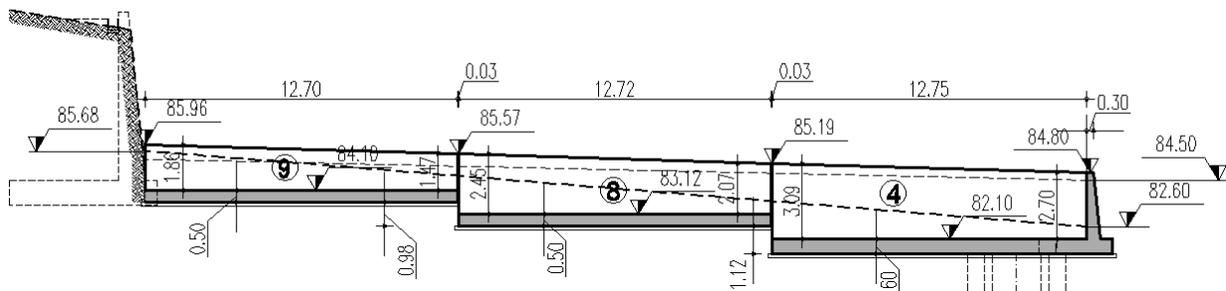


Figura 18 – prospetto concio 4

Di seguito si riporta un'immagine con la sezione tipologica del muro in questione.

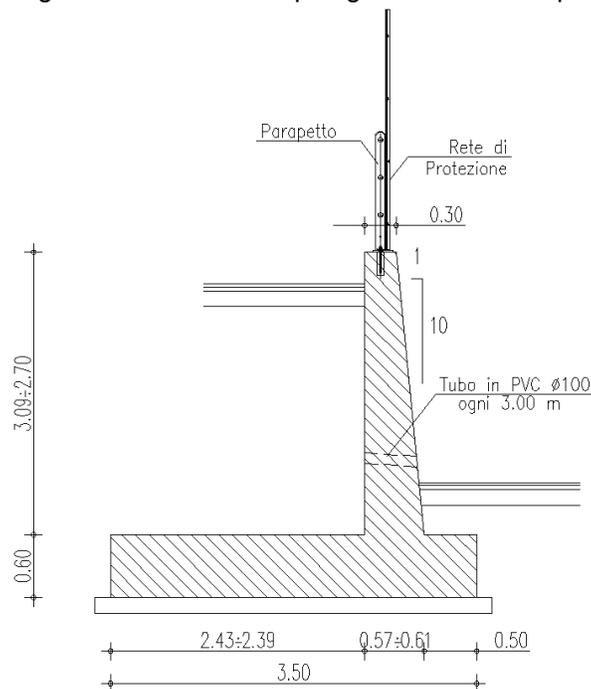


Figura 19 – sezione tipo concio 4

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 3.09 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 3.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.60 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.30 \text{ m}$$

10.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 28.27 kN/m²

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		480	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
Da cui			
carico distribuito	$p_v =$	72.73	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	$H =$	3.09	m
Da cui			
	$a' =$	4.78	m
	$b' =$	5.77	m
	$A' =$	27.59	mq
	$p'_v =$	17.39	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	$K_a =$	0.22	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{base\ muro} =$	16.00	kN/mq
	$\sigma'_{base\ muro} =$	3.83	kN/mq
Spinta totale	$S_1 =$	47.11	kN
	$S_2 =$	63.74	kN
	$S_{tot} = S_1 + S_2 =$	110.86	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	$q_{prog} =$	28.27	kN/mq

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 14.14 kN/m²
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.28 \cdot 1.00 \cdot 0.289 = 0.115$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.057$$

10.2 MODELLO DI CALCOLO

10.2.1 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, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

β : 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 δ .

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:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove q rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie (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 δ .

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 $K_h \times W$ in orizzontale e $\pm K_v \times W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

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

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio dei momenti n
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
Equazioni relative al criterio di rottura n
Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a
 $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$.

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo dove con sismica si vuole intendere il minimo coefficiente di sicurezza fra condizione Sismica+ e Sismica-.

TIPOLOGIA DI MURO	TIPO DI VERIFICA	CONDIZIONE	
		STATICA	SISMICA
Muro h=3.09m	Ribaltamento (EQU)	8.12	4.57
	Scorrimento (GEO)	2.7	2.32
	Capacità Portante (GEO)	12.35	13.46
	STR	OK	OK
	Stabilità globale opera	2.579	2.042

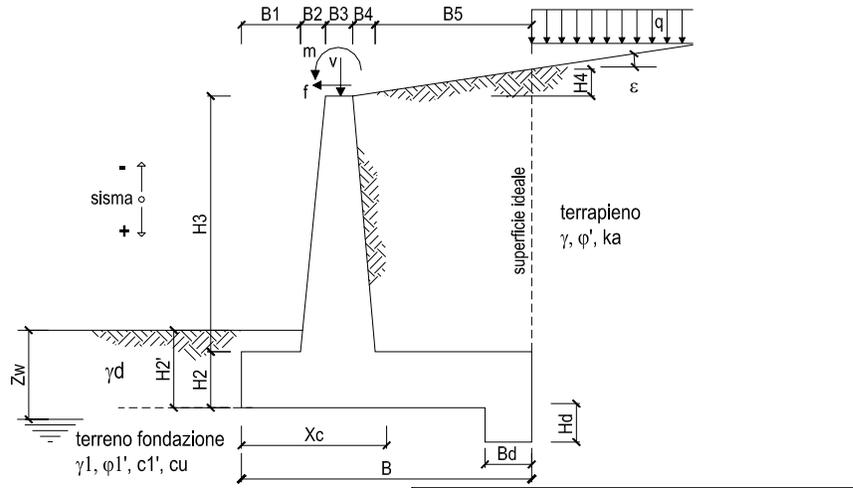
Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 3.09m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

DATI DI PROGETTO:

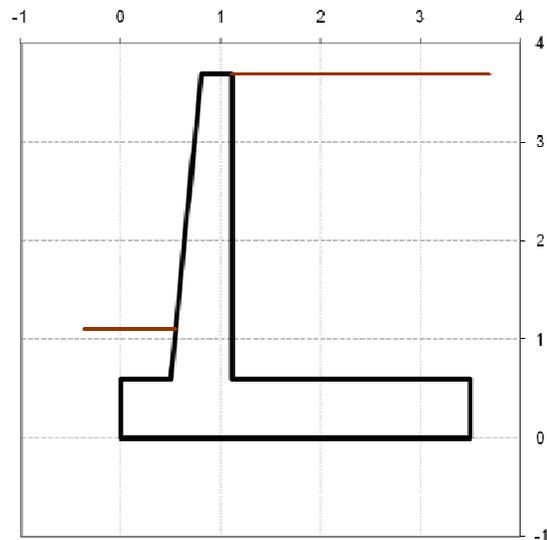
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.09	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.31	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.39	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0

10.4.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLS	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev Data
F0 20/06/2011

				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
Dati Geotecnici						STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	37.00		37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00		18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	18.50		18.50	15.54
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	37.00		37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00		18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00		18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.289	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1146752	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0573	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.227		0.227		0.289	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.289		0.289		0.360	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.297		0.297		0.370	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.023		4.023		3.135	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.800		3.800		2.936	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.772		3.772		2.911	

				valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
Carichi Agenti						STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00		0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	28.27		42.41	42.41
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00		0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	14.14			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 27.76	36.08	38.90
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 23.63	35.44	45.16
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 26.32	34.22	37.48
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 22.41	33.61	43.51
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 8.81	11.45	10.42
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.50	11.25	12.10
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 32.38	42.09	46.10
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 30.83	40.07	36.48
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 41.34	62.01	80.27
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 26.24	39.36	42.35
MSP =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	243.28	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	67.83	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\tan \phi_1'$	0.75	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	2.70	>	1.1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	386.09	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp	47.54	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	8.12	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	243.28	344.62	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	StH + Sqh + f - Sp	67.83	67.83	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	404.33	637.93	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	21.41	-34.84	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B'N_\gamma'iy$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.09	-0.10	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.32	3.30	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	55.63		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di ic, iq e iy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

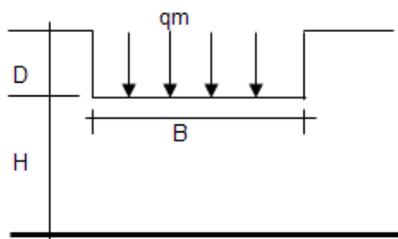
iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.52	0.65	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.51	0.51	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0.38	0.38	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	1184.74	1290.96	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/ N	Nmin	16.19	>	1.4
		Nmax	12.35	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	235.01	(kN/m)
M	-4.85	(kNm/m)
e=M/N	-0.02	(m)
B*	3.46	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B*	0.32	(m)
Hs/B*	2.31	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 70.34 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.947 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.73 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 7.73 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_a$	27.76	27.76	35.37
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1 + k_v) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_a * s - Sst1 \text{ stat}$	9.66	9.66	11.23
Ssq1 perm = $q_p * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_a * s^+$	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_a * s^+$	15.07	15.07	18.77

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	26.32	26.32	34.07
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	9.16	9.16	10.82
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	14.29	14.29	18.08

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	8.81	8.81	9.48
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	3.07	3.07	3.01
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	4.78	4.78	5.03

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1 + k_v) H_d^2 * k_{ps}^+ + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' * (1 + k_v) k_{ps}^{+2} * H_2^2) * H_d$	0.00	0.00	0.00
---	------	------	------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	32.38	32.38	41.91
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	11.27	11.27	13.31
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	30.83	30.83	33.17
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	10.73	10.73	10.54
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	26.36	26.36	33.36
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	16.73	16.73	17.60
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1^1 * kps^{+0.5} + \gamma1^1 * kps^+ * H2^1) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 249.88 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 75.07 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{2.51} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 428.99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + M_{pts} \quad 45.13 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{9.51} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - S_p \quad 75.07 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 399.43 \quad 477.32 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 37.87 \quad 19.11 \quad (\text{kNm/m})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.15	0.07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.20	3.37	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \tan \varphi'/\varphi')}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.48	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	1067.97	1145.95	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	13.66	>	1.4
		N_{max}	13.59	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	27.76	27.76	35.37
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	6.60	6.60	7.32
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	15.52	15.52	19.28

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26.32	26.32	34.07
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.26	6.26	7.05
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.72	14.72	18.58

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8.81	8.81	9.48
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.09	2.09	1.96
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.92	4.92	5.17

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	32.38	32.38	41.91
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	7.70	7.70	8.68
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	30.83	30.83	33.17
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	7.33	7.33	6.87
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	27.15	27.15	34.27
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	17.23	17.23	18.08
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1^+ * kps^{+0.5} + \gamma_1^+ * kps^+ * H2^+) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 223.76 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 72.59 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{2.32} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 428.99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + M_{pts} \quad 93.79 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.57} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 223.76 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 257.55 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 72.59 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 350.12 \quad 428.01 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 41.46 \quad 22.71 \quad (\text{kNm/m})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.19	0.09	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.13	3.32	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^* c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.44	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.31	0.31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	962.70	1048.81	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	---------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	13.46	>	1.4
		Nmax	13.53	>	

10.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>	
f _{yk} =	450	(MPa)
γ_s =	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	391.30	(MPa)
E _s =	210000	(MPa)
ϵ_{ys} =	0.19%	

Valore limite di apertura delle fessure

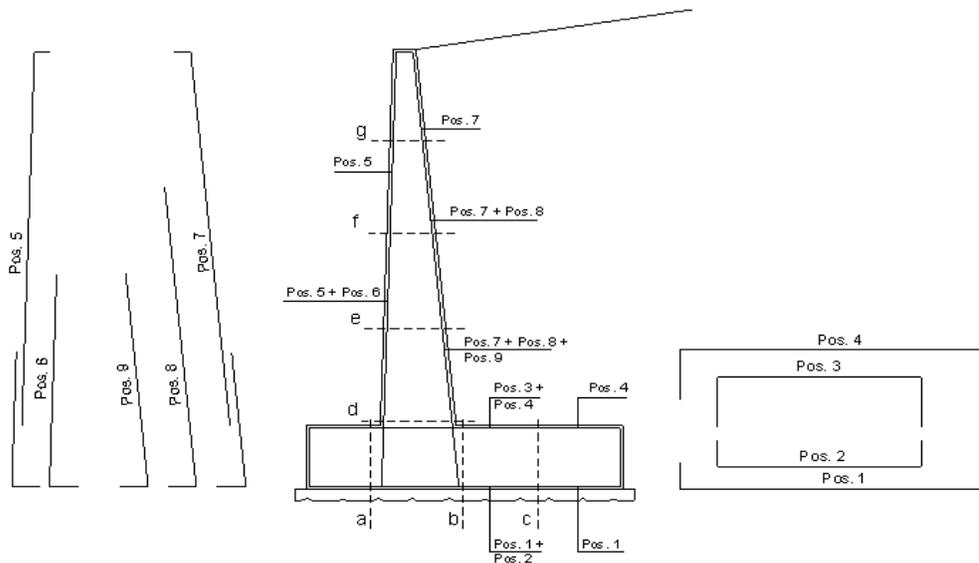
Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} 5.00 (cm)

Considerando le sollecitazioni mostrate al precedente paragrafo in combinazione STR (A1;M1;R1) si ottiene:

VERIFICHE ALLO SLU-SLV
SCHEMA DELLE ARMATURE

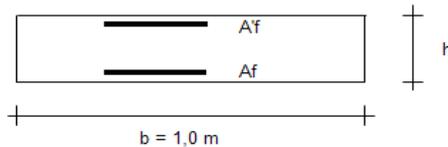


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



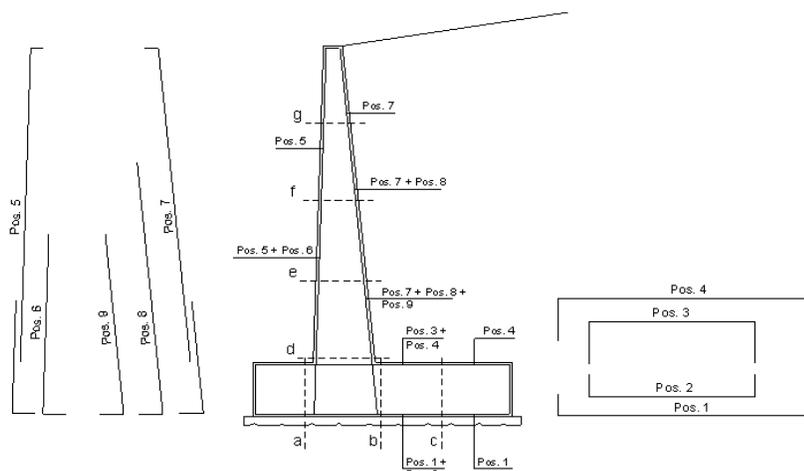
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	9.32	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
b - b	-78.84	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
c - c	-33.70	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
d - d	68.20	35.15	0.61	7.70	7.70	176.08
e - e	34.89	24.12	0.53	7.70	7.70	148.93
f - f	13.96	14.58	0.46	7.70	7.70	122.91
g - g	3.10	6.54	0.38	7.70	7.70	97.84

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A FESSURAZIONE

SCHEMA DELLE ARMATURE

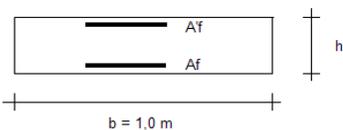


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	6.50	0.00	0.60	7.70	7.70	0.23	16.37	0.025	0.400
b - b	-40.72	0.00	0.60	7.70	7.70	1.46	102.54	0.156	0.400
c - c	-18.42	0.00	0.60	7.70	7.70	0.66	46.38	0.071	0.400
d - d	40.75	35.15	0.61	7.70	7.70	1.43	78.80	0.120	0.400
e - e	20.25	24.12	0.53	7.70	7.70	0.90	43.34	0.066	0.400
f - f	7.81	14.58	0.46	7.70	7.70	0.46	17.93	0.026	0.400
g - g	1.66	6.54	0.38	7.70	7.70	0.13	3.18	0.004	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.88	0.00	0.60	7.70	7.70	0.18	12.28	0.019	0.300
b - b	-15.74	0.00	0.60	7.70	7.70	0.56	39.63	0.060	0.300
c - c	-7.13	0.00	0.60	7.70	7.70	0.26	17.95	0.027	0.300
d - d	19.01	35.15	0.61	7.70	7.70	0.65	25.76	0.039	0.300
e - e	8.02	24.12	0.53	7.70	7.70	0.33	9.03	0.013	0.300
f - f	2.38	14.58	0.46	7.70	7.70	0.11	1.02	0.001	0.300
g - g	0.30	6.54	0.38	7.70	7.70	0.00	-	-	0.300

sez. compressa

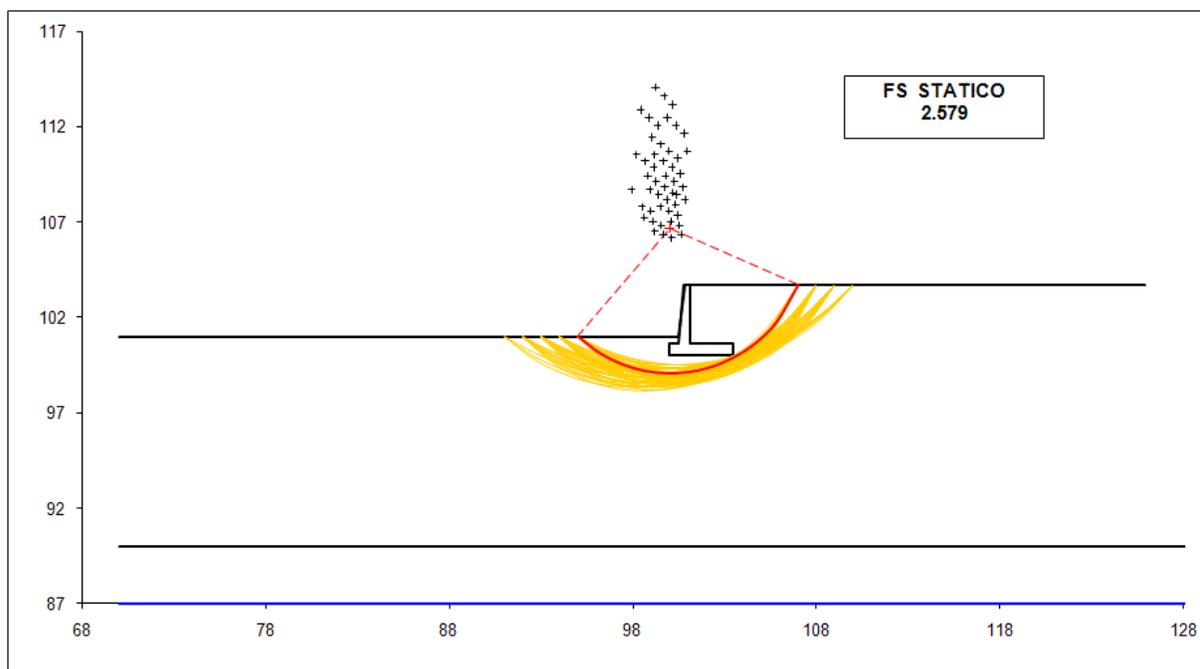
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

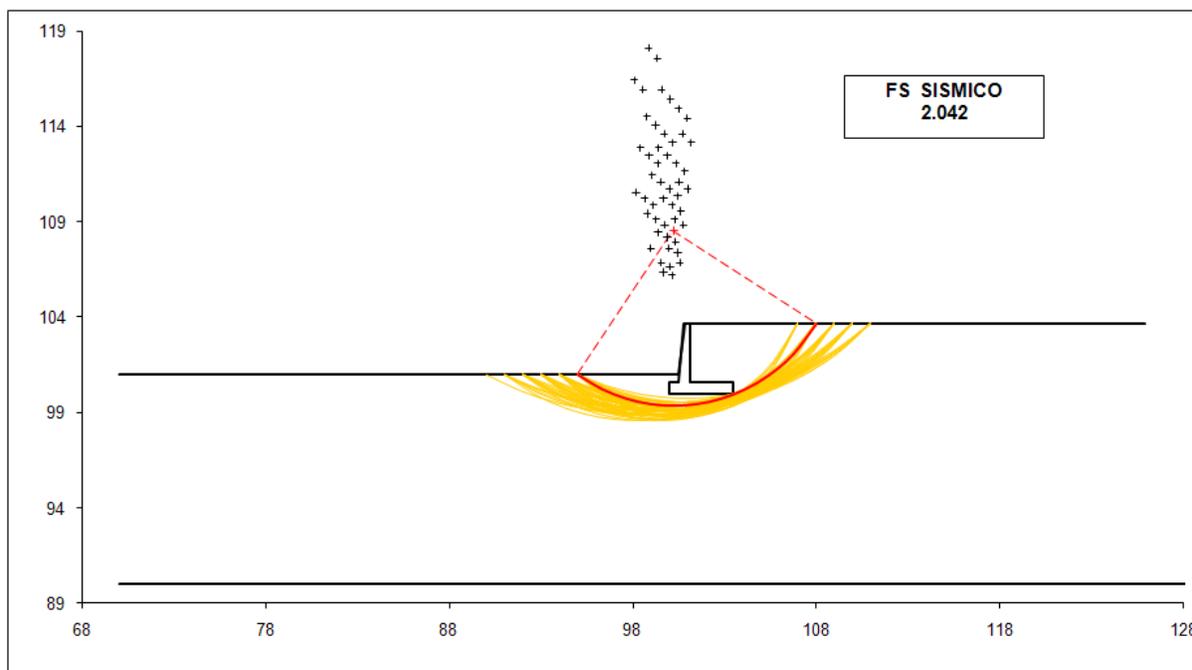
10.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno dei metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo.

Le analisi sono state condotte in funzione dell'intervallo di monte e di valle che si è assunto.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

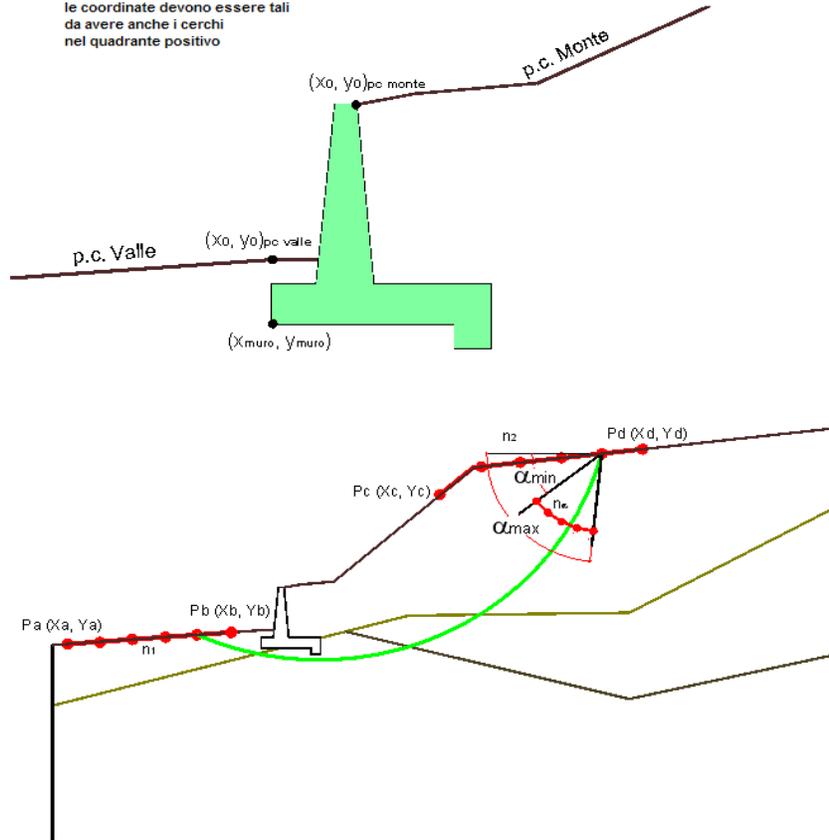


Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti sia in condizioni statiche con sovraccarico stradale che in condizioni sismiche, con carico stradale dimezzato.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
2109	STATICO	2.579
	SISMICO	2.042

Ed il tabulato di calcolo della verifica che restituisce il minor coefficiente di sicurezza.

N.B. inserire coordinate positive
le coordinate devono essere tali da avere anche i cerchi nel quadrante positivo



peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.289 (-) S_s 1.28 k_h 0.1147 (-)
 β_s 0.31 S_T 1 k_v 0.0573 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda		
x	y		x	y		x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	101.000	0	101.110	103.690	0	70.000	90.000	0			0	70.000	87.000
1	98.550	101.000	1	109.000	103.690	1	129.000	90.000	1			1	129.000	87.000
2	89.230	101.000	2	125.900	103.690	2			2			2		
3	81.250	101.000	3			3			3			3		
4	70.000	101.000	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

**MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI
CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE**

Codice documento
SF0309_F0

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

Sovraccarichi

	X_{in}	q_{in}	X_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101	28.27	128	28.27	50%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

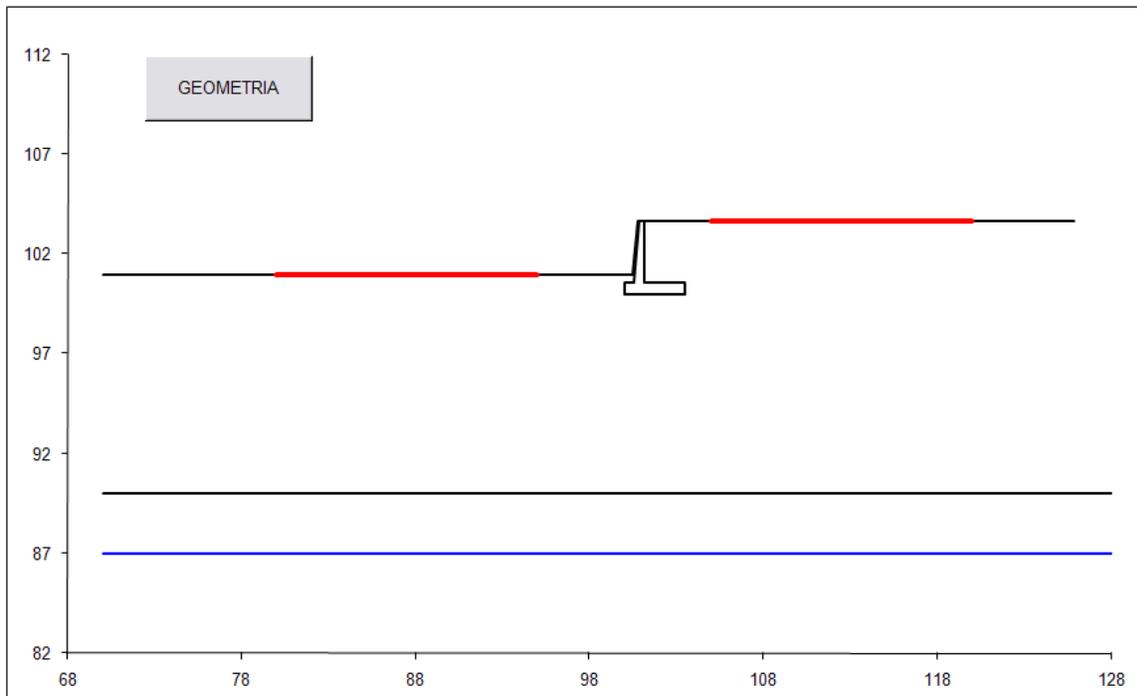
Limiti ricerca superfici

Xa	80
Xb	95
n1	15

Xc	105
Xd	120
n2	15

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	2816
--------------------------------	------



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 1.85 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 1.85 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 60 cm rappresentati nel seguente prospetto (concio 5).

In via cautelativa nei calcoli viene inoltre trascurato il contributo del peso del fabbricato presente a valle di tali muri in quanto si ha che il suo contributo risulta a favore della stabilità dei muri stessi.

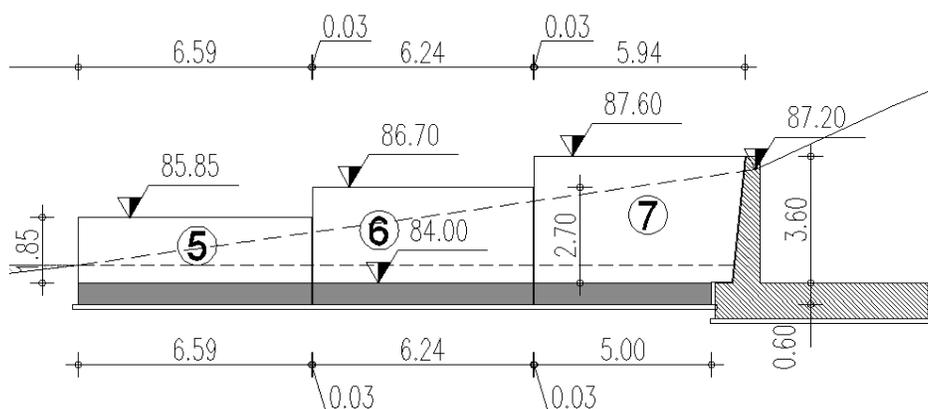


Figura 20 – prospetto concio 7 – $H_{max} = 1.85$ m

Di seguito si riporta un'immagine con la sezione tipologica del muro in questione.

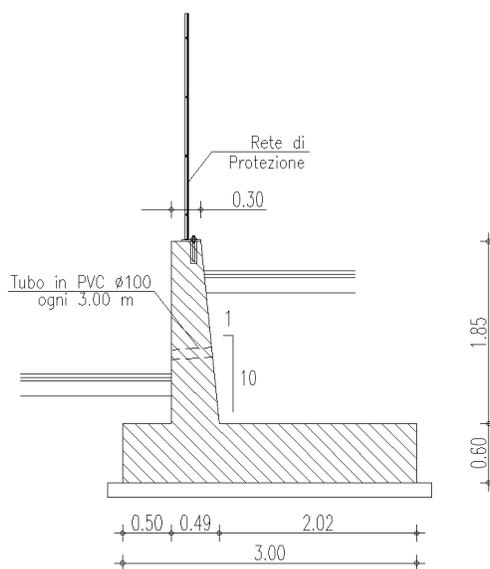


Figura 21 – sezione trasversale concio 5

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 1.85 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 3.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.60 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.30 \text{ m}$$

11.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 35.79 kN/m²

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		480	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	72.73	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	1.85	m
Da cui			
	a' =	4.07	m
	b' =	4.34	m
	A' =	17.64	mq
	p'v =	27.21	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0.22	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{\text{base muro}} =$	16.00	kN/mq
	$\sigma'_{\text{base muro}} =$	5.99	kN/mq
Spinta totale	S1 =	36.19	kN
	S2 =	26.97	kN
	S _{tot} = S1 + S2 =	63.17	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	q _{prog} =	35.79	kN/mq

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 17.90 kN/m²
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.279 \cdot 1.000 \cdot 0.289 = 0.115$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.057$$

11.2 MODELLO DI CALCOLO

11.2.1 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, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

β : 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 δ .

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:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove q rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie (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 δ .

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 $K_h \times W$ in orizzontale e $\pm K_v \times W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

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

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo dove con sismica si vuole intendere il minimo coefficiente di sicurezza fra condizione Sismica+ e Sismica-.

TIPOLOGIA DI MURO	TIPO DI VERIFICA	CONDIZIONE	
		STATICA	SISMICA
Muro h=1.85m	Ribaltamento (EQU)	13.94	6.16
	Scorrimento (GEO)	2.57	2.41
	Capacità Portante (GEO)	12.25	18.05
	STR	OK	OK
	Stabilità globale opera	2.962	2.324

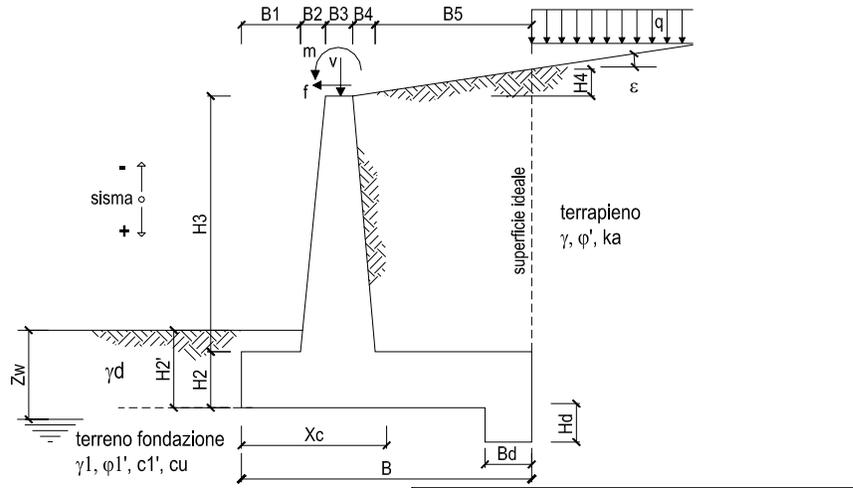
Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 1.85m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

DATI DI PROGETTO:

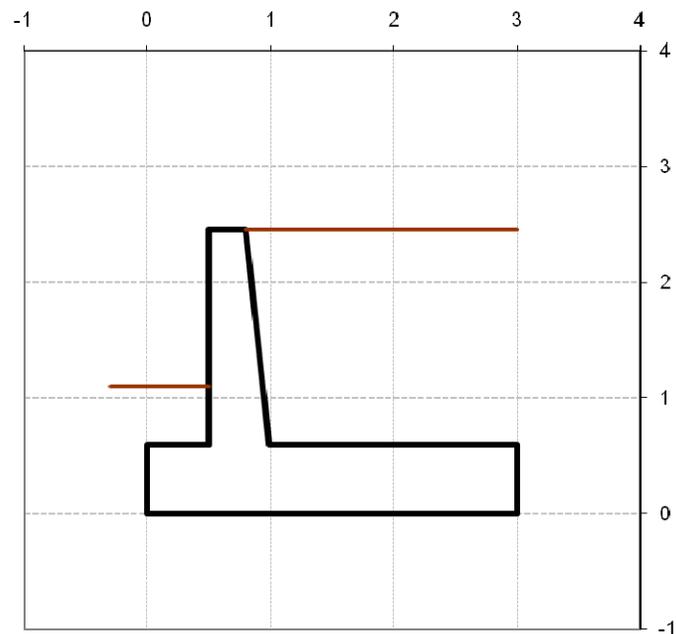
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1.85	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.19	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.01	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

11.4.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00	18.00	18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	18.50	18.50	15.54	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ_1'	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	18.00	18.00	18.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	18.00	18.00	18.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.289	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1146752	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0573	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.227	0.227	0.289		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.289	0.289	0.360		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.297	0.297	0.370		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.023	4.023	3.135		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.800	3.800	2.936		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.772	3.772	2.911		

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	35.79	53.69	53.69	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		0.75	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00		
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	17.90			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 12.24	15.91	17.15
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 19.86	29.79	37.96

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 11.60	15.09	16.52
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 18.83	28.25	36.57

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.88	5.05	4.60
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6.30	9.45	10.17

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 9.48	12.32	13.49
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 11.65	15.14	13.79
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 23.07	34.61	44.80
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 18.91	28.36	30.51
MSP =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	147.87	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Squ + f$	43.34	(kN/m)
-----	-----------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi'$	0.75	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2.57	>	1.1
------------------	--	-------------	-------------	------------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	195.10	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp	14.00	(kNm/m)
Fs ribaltamento	Ms / Mr	13.94	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	Nmin 147.87	Nmax 265.97 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	StH + SqH + f - Sp	43.34	43.34 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	213.35	437.75 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	Xc*N - MM	8.45	-38.79 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma'i\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.06	-0.15	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.89	2.71	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	55.63		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

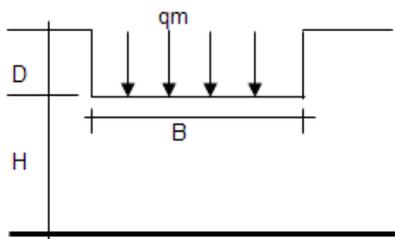
iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.50	0.70	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.49	0.49	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	1031.97	1202.73	(kN/m ²)
------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	20.14	>	1.4
		Nmax	12.25	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	141.97	(kN/m)
M	-2.86	(kNm/m)
e=M/N	-0.02	(m)
B*	2.96	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B*	0.37	(m)
Hs/B*	2.70	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 49.96 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.944 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.80 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 5.14 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$	(kN/m)	12.24	12.24	15.59
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 stat$	(kN/m)	4.26	4.26	4.95
Ssq1 perm = $qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	12.66	12.66	15.77

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	11.60	11.60	15.02
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	4.04	4.04	4.77
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	12.01	12.01	15.20

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	3.88	3.88	4.18
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	1.35	1.35	1.33
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	4.02	4.02	4.23

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1+kv) Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1' * (1+kv) kps^+ * H2) * Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	9.48	9.48	12.27
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	3.30	3.30	3.90
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	11.65	11.65	12.53
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	4.05	4.05	3.98
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	14.71	14.71	18.62
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	12.06	12.06	12.68
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1^1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2^1) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 150.26 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 42.95 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{2.64} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 216.77 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + M_{pts} \quad 10.09 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{21.49} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - S_p \quad 42.95 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 212.55 \quad 287.37 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 12.85 \quad -2.90 \quad (\text{kNm/m})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.09	-0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.83	2.97	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.51	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.50	0.59	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.36	0.36	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	1047.38	1152.90	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} B^* / N$	Nmin	19.72	>	1.4
		Nmax	18.05	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \gamma^* (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 k_a$	(kN/m)	12.24	12.24	15.59
Sst1 sism = $0,5 \gamma^* (1 - kv) (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.91	2.91	3.23
Ssq1 perm = $qp^* (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) k_{as}^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs^* (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) k_{as}^-$	(kN/m)	13.04	13.04	16.21

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cos \delta$	(kN/m)	11.60	11.60	15.02
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cos \delta$	(kN/m)	2.76	2.76	3.11
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cos \delta$	(kN/m)	12.37	12.37	15.61

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \sin \delta$	(kN/m)	3.88	3.88	4.18
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \sin \delta$	(kN/m)	0.92	0.92	0.86
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \sin \delta$	(kN/m)	4.14	4.14	4.34

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \gamma_1 (1 - kv) H_d^2 k_{ps}^- + (2^* c_1^* k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' (1 - kv) k_{ps}^- H_2^*) H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	9.48	9.48	12.27
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	2.25	2.25	2.54
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kNm/m)	11.65	11.65	12.53
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kNm/m)	2.77	2.77	2.59
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	15.15	15.15	19.13
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	12.42	12.42	13.03
MSp = $\gamma_1 * Hd^3 * kps^2 / 3 + (2 * c_1 * kps^{0.5} + \gamma_1 * kps * H_2^2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv} \quad 134.66 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 42.02 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{2.41} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 216.77 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts} \quad 35.20 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.16} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv} \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 42.02 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 187.31 \quad 262.13 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 14.68 \quad -1.07 \quad (\text{kNm/m})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H^2$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.11	-0.01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.78	2.99	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \tan \varphi')}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.46	0.57	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	941.70	1068.41	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	---------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} B^* / N$	Nmin	19.45	>	1.4
		Nmax	18.34	>	

11.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33	(MPa)	
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk}	= 450	(MPa)	
γ_s	= 1.15		
f _{yd} = f _{yk} / γ_s / γ_E	= 391.30	(MPa)	
E _s	= 210000	(MPa)	
ϵ_{ys}	= 0.19%		

Valore limite di apertura delle fessure

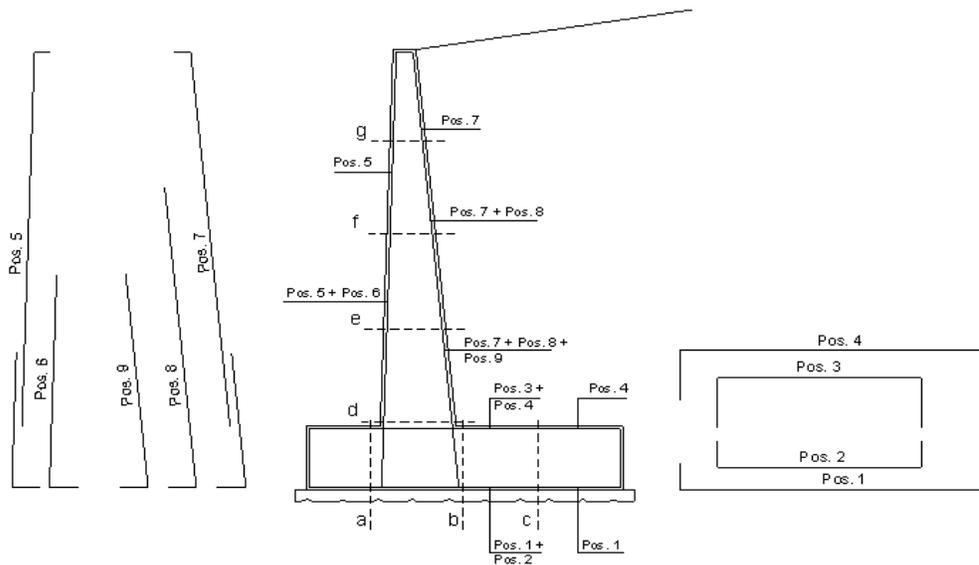
Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

Considerando le sollecitazioni mostrate al precedente paragrafo in combinazione STR (A1;M1;1) si ottiene:

VERIFICHE ALLO SLU-SLV
SCHEMA DELLE ARMATURE

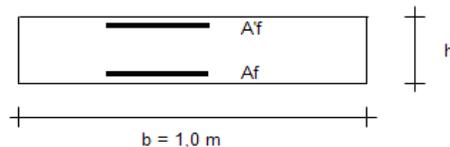


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



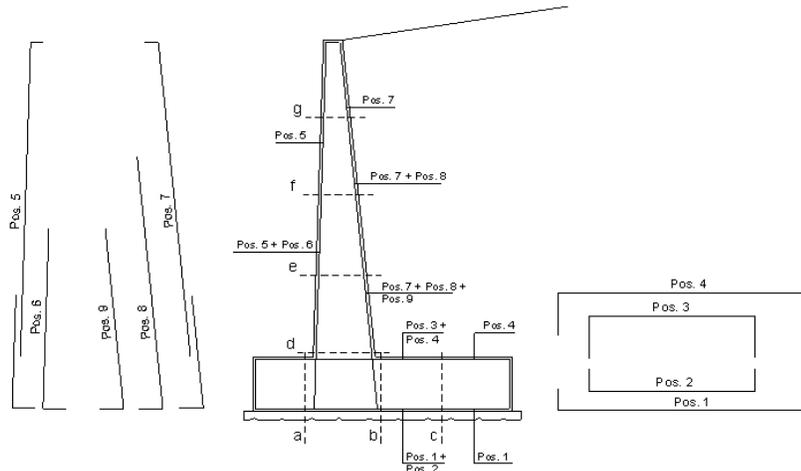
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	6.33	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
b - b	-33.45	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
c - c	-16.28	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
d - d	25.04	18.27	0.49	7.70	7.70	134.44
e - e	13.34	12.88	0.44	7.70	7.70	118.75
f - f	5.60	8.04	0.40	7.70	7.70	103.40
g - g	1.32	3.74	0.35	7.70	7.70	88.34

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A FESSURAZIONE

SCHEMA DELLE ARMATURE

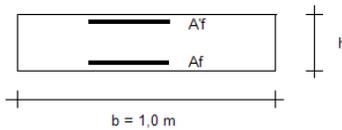


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.54	0.00	0.60	7.70	7.70	0.16	11.43	0.017	0.400
b - b	-17.14	0.00	0.60	7.70	7.70	0.62	43.17	0.066	0.400
c - c	-8.40	0.00	0.60	7.70	7.70	0.30	21.15	0.032	0.400
d - d	13.95	18.27	0.49	7.70	7.70	0.72	32.80	0.050	0.400
e - e	7.27	12.88	0.44	7.70	7.70	0.45	17.91	0.025	0.400
f - f	2.98	8.04	0.40	7.70	7.70	0.22	7.17	0.009	0.400
g - g	0.68	3.74	0.35	7.70	7.70	0.06	1.05	0.001	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	2.88	0.00	0.60	7.70	7.70	0.10	7.24	0.011	0.300
b - b	-3.21	0.00	0.60	7.70	7.70	0.12	8.09	0.012	0.300
c - c	-1.77	0.00	0.60	7.70	7.70	0.06	4.46	0.007	0.300
d - d	4.08	18.27	0.49	7.70	7.70	0.18	2.98	0.004	0.300
e - e	1.72	12.88	0.44	7.70	7.70	0.08	0.42	0.000	0.300
f - f	0.51	8.04	0.40	7.70	7.70	0.04	-0.09	0.000	0.300
g - g	0.06	3.74	0.35	7.70	7.70	0.00	-	-	0.300

sez. compressa

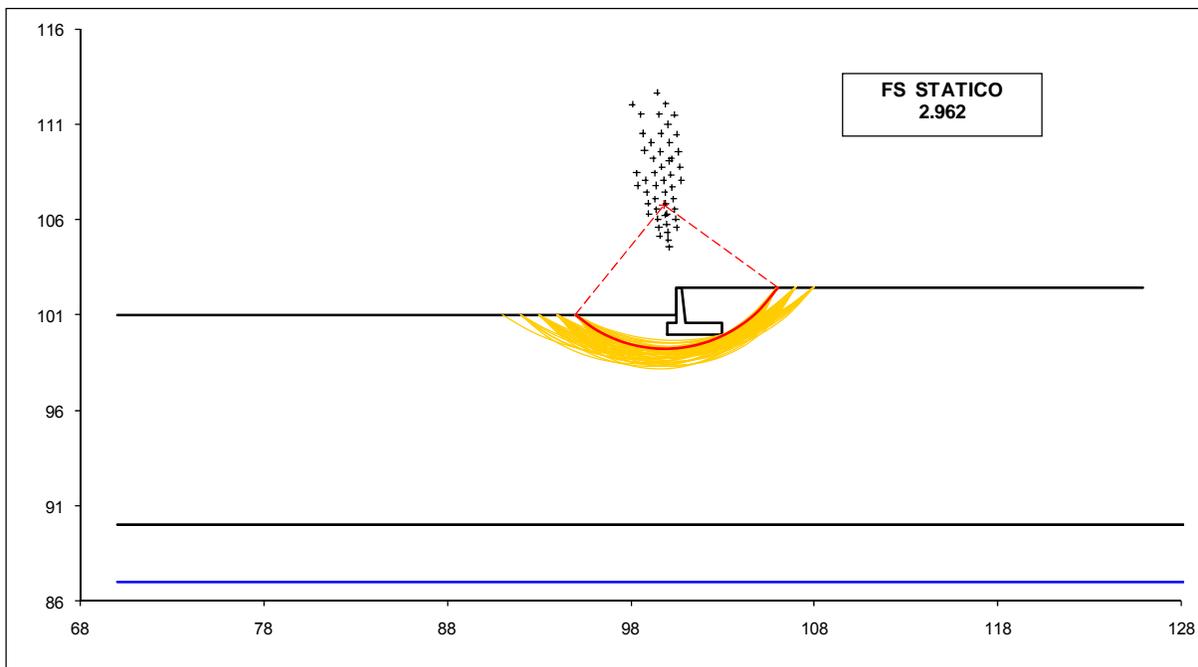
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

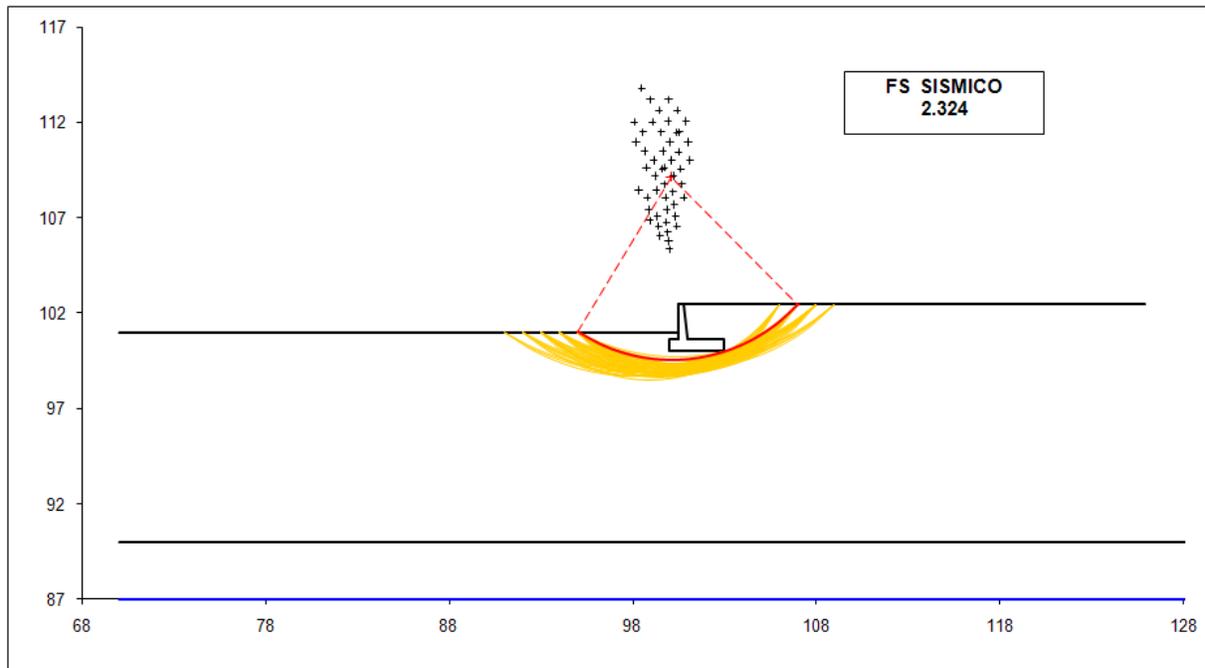
11.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno dei metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo.

Le analisi sono state condotte in funzione dell'intervallo di monte e di valle che si è assunto.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

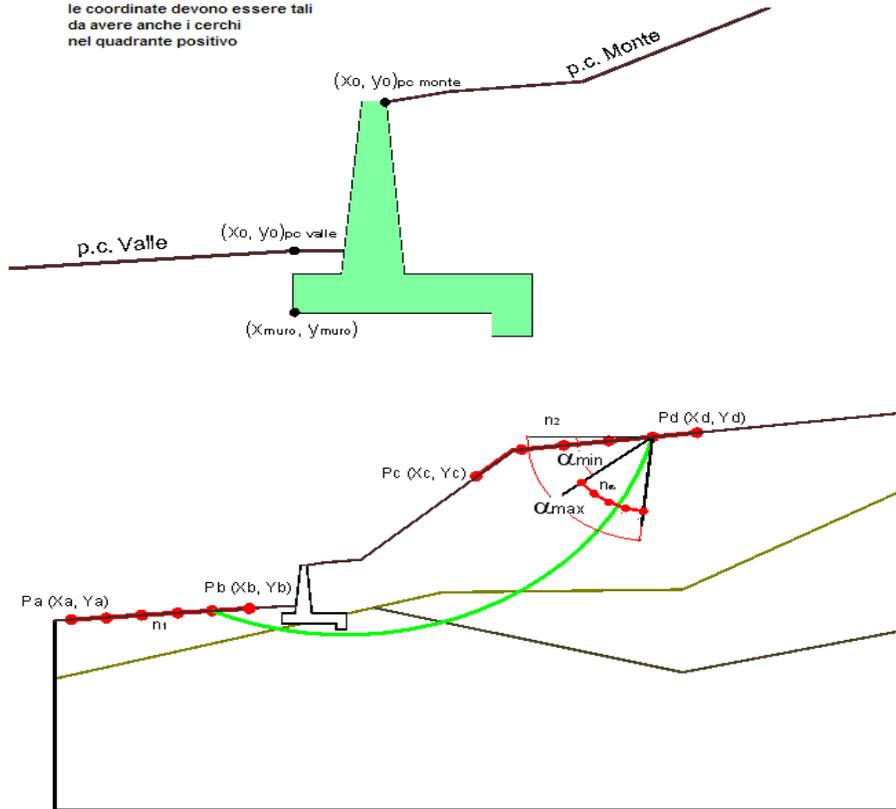


Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti sia in condizioni statiche con sovraccarico stradale che in condizioni sismiche, con carico stradale dimezzato.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
2416	STATICO	2.962
	SISMICO	2.324

Ed il tabulato di calcolo della verifica che restituisce il minor coefficiente di sicurezza.

N.B. inserire coordinate positive
le coordinate devono essere tali da avere anche i cerchi nel quadrante positivo



peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.289 (-) S_s 1.28 k_h 0.1147 (-)
 β_s 0.31 S_T 1 k_v 0.0573 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	100.800	102.450	0	70.000	90.000	0			0	70.000	87.000
1	98.550	101.000	1	109.000	102.450	1	129.000	90.000	1			1	129.000	87.000
2	89.230	101.000	2	125.900	102.450	2			2			2		
3	81.250	101.000	3			3			3			3		
4	70.000	101.000	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

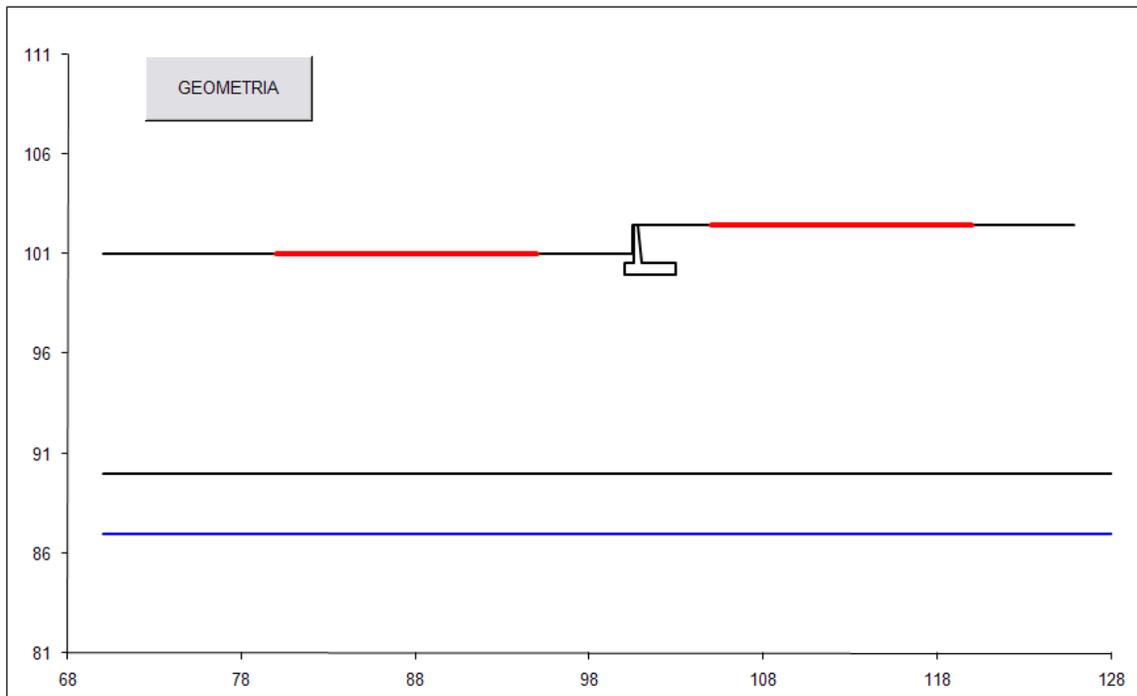
<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

Sovraccarichi

	X_{in}	q_{in}	X_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101	35.79	128	35.79	50%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	105	alfa min	40	# superfici massimo 2816
Xb	95	Xd	120	alfa max	70	
n1	15	n2	15	n alfa	10	



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 2.70 m (fondazione s=60cm)

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 2.70 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 60 cm rappresentati nel seguente prospetto (concio 6).

In via cautelativa nei calcoli viene inoltre trascurato il contributo del peso del fabbricato presente a valle di tali muri in quanto si ha che il suo contributo risulta a favore della stabilità dei muri stessi.

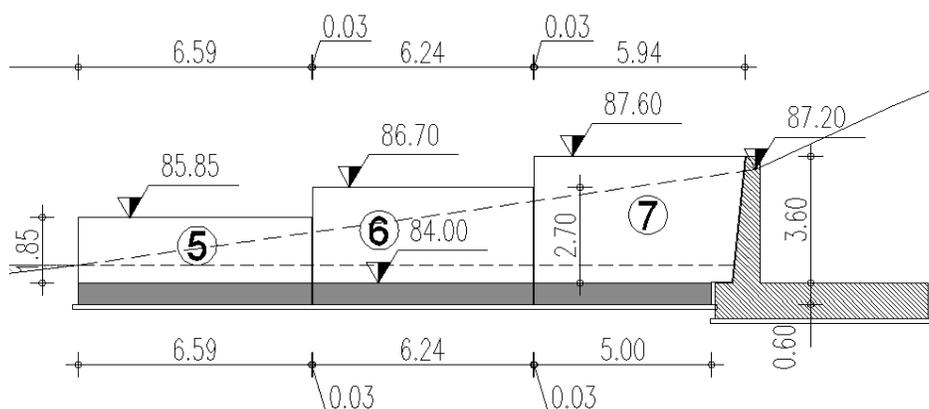


Figura 22 – prospetto concio 6

Di seguito si riporta un'immagine con la sezione tipologica del muro in questione.

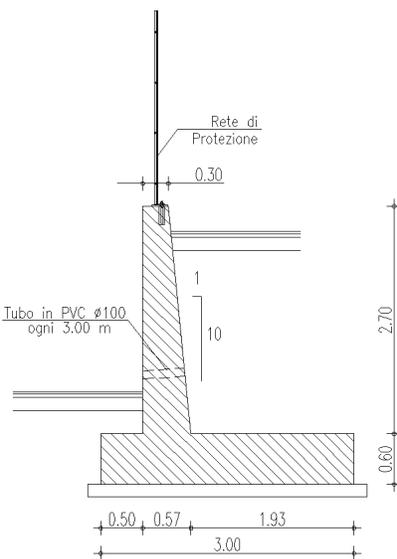


Figura 23 – sezione trasversale concio 6

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 2.70 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 3.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.60 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.30 \text{ m}$$

12.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 30.12 kN/m^2

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		480	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
Da cui			
carico distribuito	$p_v =$	72.73	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	$H =$	2.7	m
Da cui			
	$a' =$	4.56	m
	$b' =$	5.32	m
	$A' =$	24.24	mq
	$p'_v =$	19.80	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	$K_a =$	0.22	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{base\ muro} =$	16.00	kN/mq
	$\sigma'_{base\ muro} =$	4.36	kN/mq
Spinta totale	$S_1 =$	44.21	kN
	$S_2 =$	50.92	kN
	$S_{tot} = S_1 + S_2 =$	95.13	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	$q_{prog} =$	30.12	kN/mq

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 15.06 kN/m²
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.279 \cdot 1.000 \cdot 0.289 = 0.115$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.057$$

12.2 MODELLO DI CALCOLO

12.2.1 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, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

β : 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 δ .

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:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove q rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie (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 δ .

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 $K_h \times W$ in orizzontale e $\pm K_v \times W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

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

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio dei momenti n
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
Equazioni relative al criterio di rottura n
Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a
 $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$.

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo dove con sismica si vuole intendere il minimo coefficiente di sicurezza fra condizione Sismica+ e Sismica-.

TIPOLOGIA DI MURO	TIPO DI VERIFICA	CONDIZIONE	
		STATICA	SISMICA
Muro h=2.7m (fondazione 60cm)	Ribaltamento (EQU)	6.16	4.08
	Scorrimento (GEO)	2.47	2.23
	Capacità Portante (GEO)	10.76	11.71
	STR	OK	OK
	Stabilità globale opera	2.580	2.071

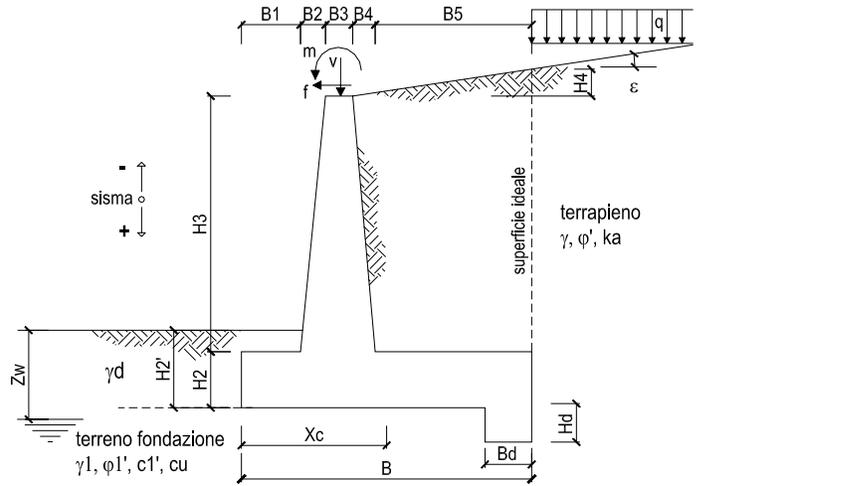
Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 2.7m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

DATI DI PROGETTO:

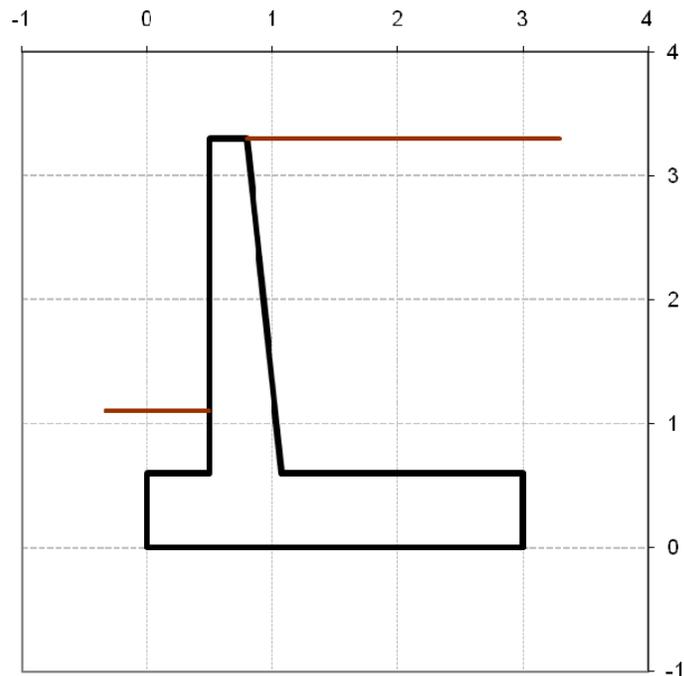
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.27	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.93	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0309_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

12.4.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA E A COLLASSO DELLA FONDAZIONE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18.00	18.00	18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	18.50	18.50	15.54	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	18.00	18.00	18.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	18.00	18.00	18.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.289	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1146752	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0573	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.227	0.227	0.289		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.289	0.289	0.360		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.297	0.297	0.370		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.023	4.023	3.135		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.800	3.800	2.936		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.772	3.772	2.911		

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	30.12	45.18	45.18	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	0.75	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00		
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	15.06			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 22.20	28.86	31.12
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 22.51	33.77	43.03

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 21.05	27.37	29.98
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 21.35	32.03	41.46

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.04	9.16	8.34
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.14	10.72	11.53

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 23.16	30.11	32.98
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 21.13	27.47	25.01
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 35.23	52.84	68.40
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 21.43	32.15	34.59
MSP =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	194.59	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	59.39	(kN/m)
-----	-----------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.75	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2.47	>	1.1
------------------	--	-------------	-------------	------------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	257.47	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp	41.78	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	6.16	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	194.59	293.99	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	StH + SqH + f - Sp	59.39	59.39	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	262.75	451.61	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	29.14	-10.62	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B^*N\gamma'iy$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.15	-0.04	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.70	2.93	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	55.63		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di ic, iq e iy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

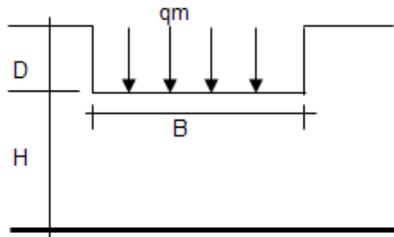
iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.48	0.64	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.47	0.47	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	949.79	1080.69	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	---------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	13.18	>	1.4
		Nmax	10.76	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	187.12	(kN/m)
M	6.98	(kNm/m)
e=M/N	0.04	(m)
B*	2.93	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B*	0.38	(m)
Hs/B*	2.73	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 66.52 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.944 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.80 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 6.81 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$	(kN/m)	22.20	22.20	28.29
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 stat$	(kN/m)	7.73	7.73	8.99
Ssq1 perm = $qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	14.35	14.35	17.87

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	21.05	21.05	27.25
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	7.33	7.33	8.66
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	13.61	13.61	17.22

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	7.04	7.04	7.58
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	2.45	2.45	2.41
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	4.55	4.55	4.79

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1+kv) Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1' * (1+kv) kps^+ * H2) * Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	23.16	23.16	29.98
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	8.06	8.06	9.52
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	21.13	21.13	22.74
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	7.36	7.36	7.22
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	22.46	22.46	28.41
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	13.66	13.66	14.37
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 198.79 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 62.03 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{2.42} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 286.08 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + M_{pts} \quad 37.52 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{7.62} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - S_p \quad 62.03 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 260.62 \quad 323.57 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 37.57 \quad 24.31 \quad (\text{kNm/m})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.19	0.10	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.62	2.79	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \tan \varphi' / \varphi')}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	910.86	997.31	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	12.01	>	1.4
		Nmax	12.00	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	22.20	22.20	28.29
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1 - kv) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	5.28	5.28	5.86
Ssq1 perm = $qp * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^-$	(kN/m)	14.78	14.78	18.37

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$	(kN/m)	21.05	21.05	27.25
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$	(kN/m)	5.00	5.00	5.64
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta$	(kN/m)	14.02	14.02	17.69

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} * \sin \delta$	(kN/m)	7.04	7.04	7.58
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$	(kN/m)	1.67	1.67	1.57
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$	(kN/m)	4.69	4.69	4.92

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1 - kv) * H_d^2 * k_{ps}^- + (2 * c_1 * k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 * (1 - kv) * k_{ps}^- * H_2^2) * H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0309_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	23.16	23.16	29.98
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	5.51	5.51	6.21
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	21.13	21.13	22.74
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	5.02	5.02	4.71
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	23.13	23.13	29.20
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	14.07	14.07	14.76
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^2 / 3 + (2 * c_1 * kps^{0.5} + \gamma_1 * kps * H^2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 178.11 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 60.11 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + Sp) / T \quad \mathbf{2.23} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 286.08 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts} \quad 70.08 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.08} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 60.11 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 227.60 \quad 290.56 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 39.56 \quad 26.31 \quad (\text{kNm/m})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H^2$	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.22	0.12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.56	2.75	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \tan \varphi')}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.44	0.51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.43	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	815.75	911.54	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} B^* / N$	Nmin	11.71	>	1.4
		Nmax	11.87	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33	(MPa)	
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ_s =	1.15		
f _{yd} = f _{yk} / γ_s / γ_E =	391.30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0.19%		

Valore limite di apertura delle fessure

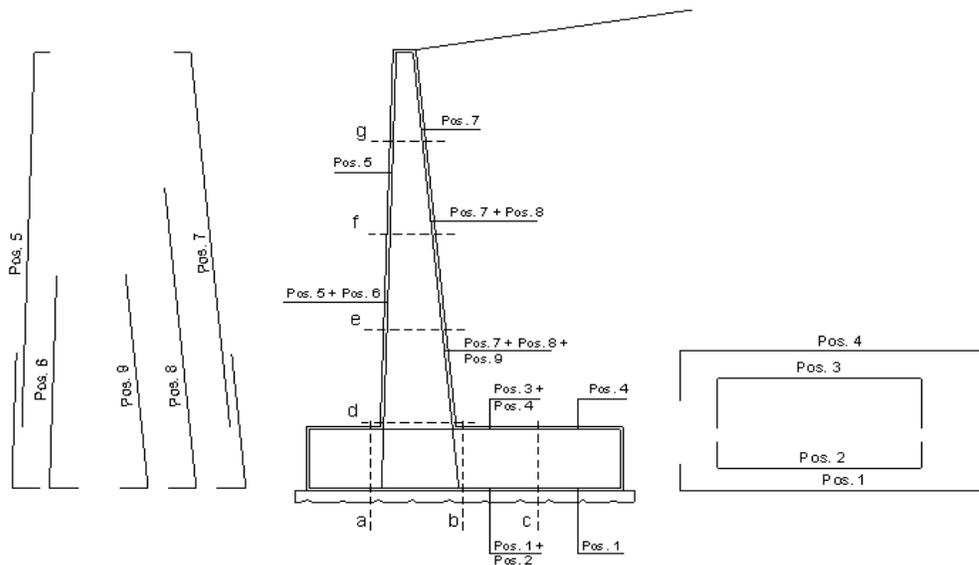
Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} 5.00 (cm)

Considerando le sollecitazioni mostrate al precedente paragrafo in combinazione STR (A1;M1;1) si ottiene:

VERIFICHE ALLO SLU-SLV
SCHEMA DELLE ARMATURE

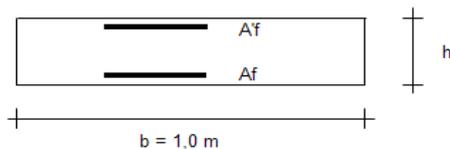


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



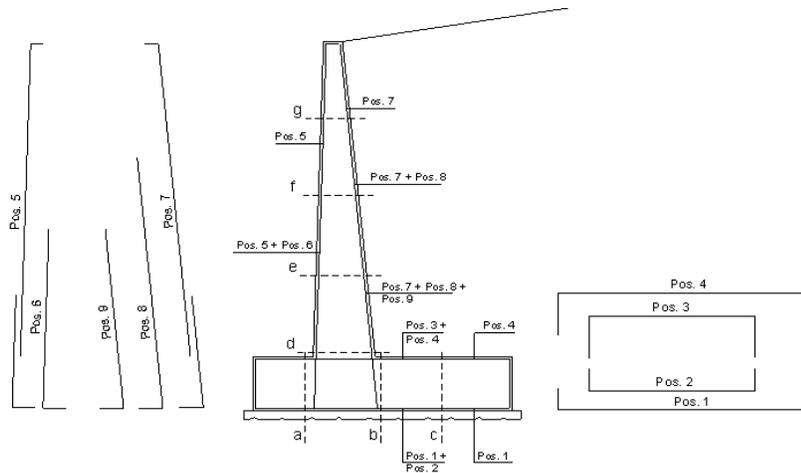
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	9.59	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
b - b	-56.66	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
c - c	-25.69	0.00	0.60	7.70	7.70	163.91
d - d	51.86	29.36	0.57	7.70	7.70	161.94
e - e	26.85	20.31	0.50	7.70	7.70	138.74
f - f	10.90	12.40	0.44	7.70	7.70	116.36
g - g	2.47	5.63	0.37	7.70	7.70	94.67

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICA A FESSURAZIONE

SCHEMA DELLE ARMATURE

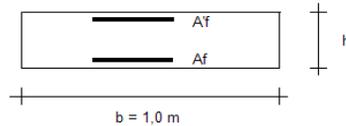


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	7.04	0.00	0.60	7.70	7.70	0.25	17.72	0.027	0.400
b - b	-31.17	0.00	0.60	7.70	7.70	1.12	78.49	0.119	0.400
c - c	-14.24	0.00	0.60	7.70	7.70	0.51	35.86	0.055	0.400
d - d	30.37	29.36	0.57	7.70	7.70	1.20	62.70	0.095	0.400
e - e	15.30	20.31	0.50	7.70	7.70	0.75	34.45	0.052	0.400
f - f	6.01	12.40	0.44	7.70	7.70	0.38	14.17	0.019	0.400
g - g	1.30	5.63	0.37	7.70	7.70	0.11	2.42	0.003	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.85	0.00	0.60	7.70	7.70	0.17	12.22	0.019	0.300
b - b	-11.11	0.00	0.60	7.70	7.70	0.40	27.99	0.043	0.300
c - c	-5.42	0.00	0.60	7.70	7.70	0.19	13.65	0.021	0.300
d - d	12.68	29.36	0.57	7.70	7.70	0.48	16.31	0.025	0.300
e - e	5.35	20.31	0.50	7.70	7.70	0.24	4.98	0.007	0.300
f - f	1.59	12.40	0.44	7.70	7.70	0.08	0.36	0.000	0.300
g - g	0.20	5.63	0.37	7.70	7.70	0.00	-	-	0.300

sez. compressa

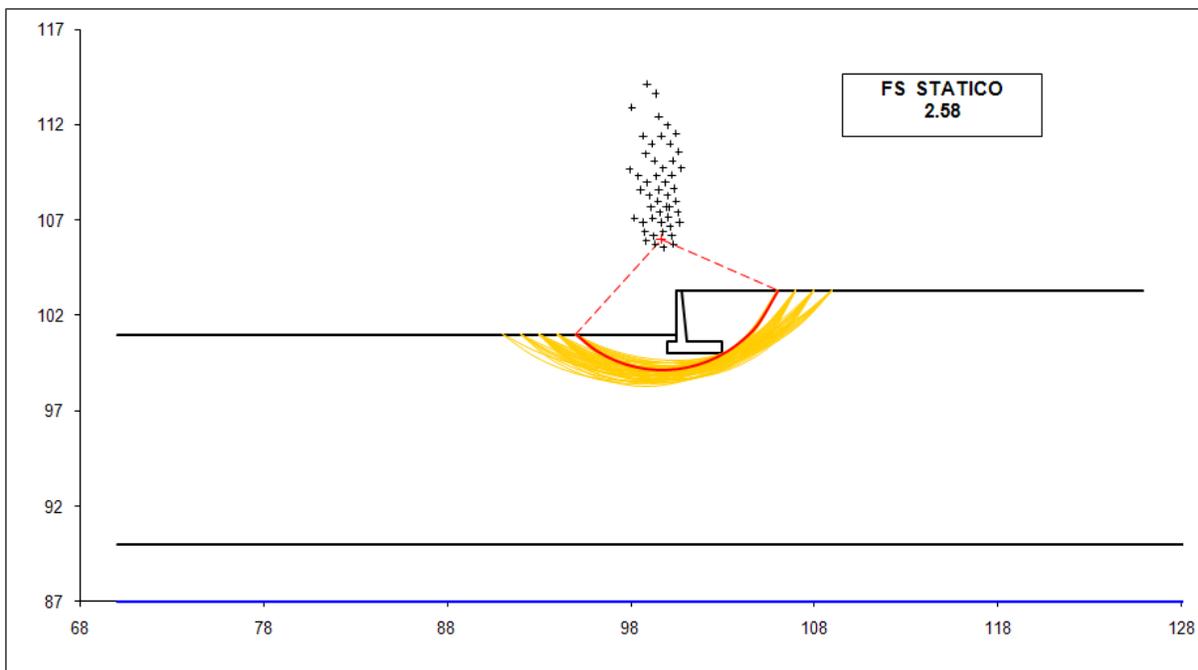
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

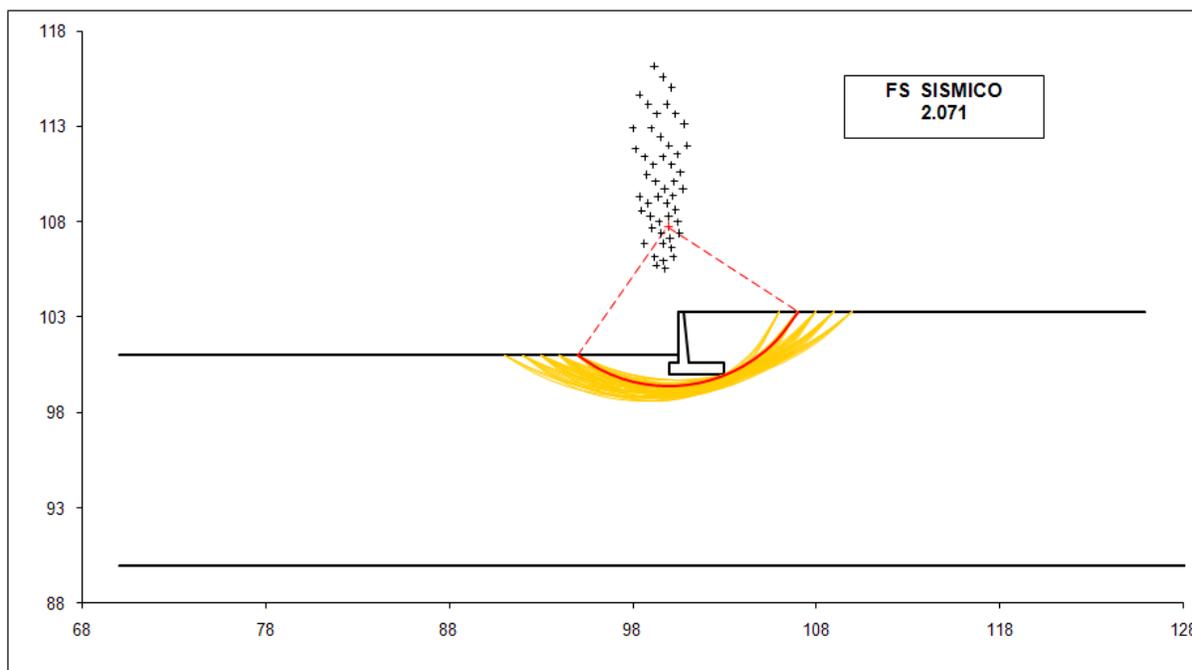
12.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno dei metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo.

Le analisi sono state condotte in funzione dell'intervallo di monte e di valle che si è assunto.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0309_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

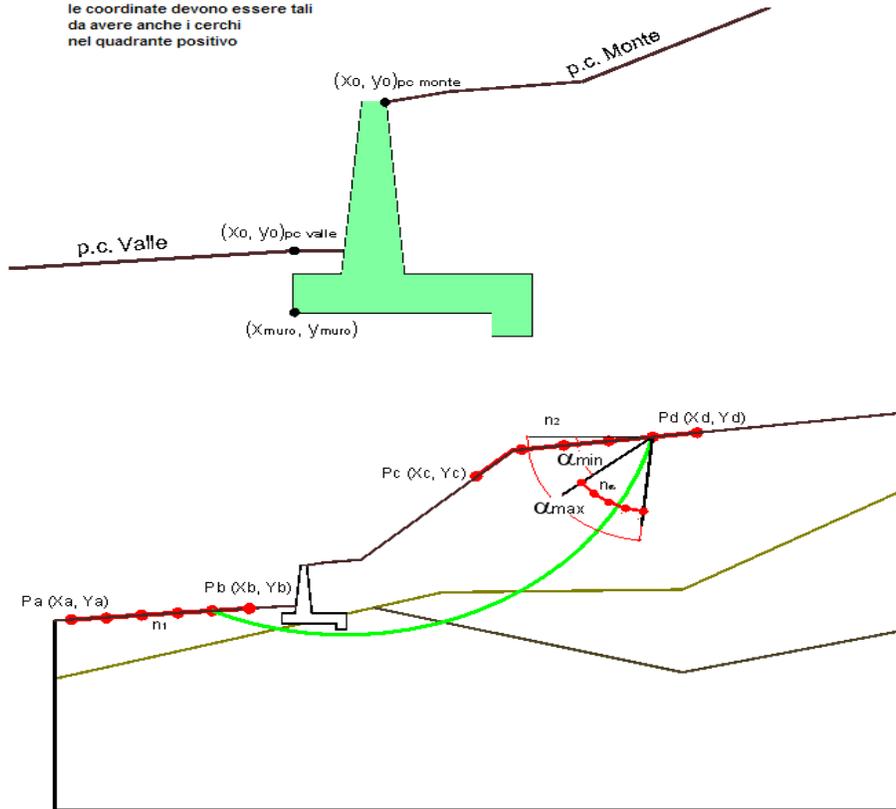


Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti sia in condizioni statiche con sovraccarico stradale che in condizioni sismiche, con carico stradale dimezzato.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
2268	STATICO	2.580
	SISMICO	2.071

Ed il tabulato di calcolo della verifica che restituisce il minor coefficiente di sicurezza.

N.B. inserire coordinate positive
le coordinate devono essere tali da avere anche i cerchi nel quadrante positivo



peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.289 (-) S_s 1.28 k_h 0.1147 (-)
 β_s 0.31 S_T 1 k_v 0.0573 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	100.800	103.300	0	70.000	90.000	0			0	70.000	87.000
1	98.550	101.000	1	109.000	103.300	1	129.000	90.000	1			1	129.000	87.000
2	89.230	101.000	2	125.900	103.300	2			2			2		
3	81.250	101.000	3			3			3			3		
4	70.000	101.000	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	<input type="checkbox"/>	X _{in}	q _{in}	X _{fin}	q _{fin}	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	101	30.12	128	30.12	50%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					

Limiti ricerca superfici

Xa	80
Xb	95
n1	15

Xc	105
Xd	120
n2	15

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	2816
------------------------	------

