

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

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

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

<i>Unità Funzionale</i>	COLLEGAMENTI CALABRIA	CF0099_F0
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	PIAZZALE IMBOCCO	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	GENERALE	
<i>Titolo del documento</i>	MURO DI CONTENIMENTO- RELAZ. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	F	C	P	6	G	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> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	6
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI	8
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO	8
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI	8
3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI.....	8
3.4 ACCIAIO.....	9
3.5 COPRIFERRO.....	9
3.6 RILEVATO STRADALE.....	9
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	9
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	9
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	10
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO	20
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	29
4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	30
4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	33
4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	34
4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.	34
4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU	34
4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE	35
4.4.4.3 Verifica a fessurazione.....	35
4.4.4.4 Verifica a taglio.....	35
5 ELABORATI DI RIFERIMENTO	37
6 ANALISI DI STABILITÀ DEL RILEVATO STRADALE.....	37
6.1 ANALISI DEI CARICHI	38
6.2 MODELLO DI CALCOLO	41
6.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	41
6.3 VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO.....	45
7 ANALISI MURI DI CONTENIMENTO	54

7.1	ANALISI DEI CARICHI	56
7.2	MODELLO DI CALCOLO	57
7.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	57
7.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO	61
8	TABULATI MURI DI CONTENIMENTO.....	62
8.1	SCHEDE DI CALCOLO MURI TRIAGE CONCIO 2 h=6.3m.....	63
8.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	66
8.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	73
8.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	81
8.2	SCHEDE DI CALCOLO MURI TRIAGE CONCIO 3 h=7.54m.....	83
8.2.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	85
8.2.2	VERIFICHE STRUTTURALI	92
8.2.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	100



Ponte sullo Stretto di Messina
PROGETTO DEFINITIVO

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI
CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
CF0099_F0

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_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 triage nei pressi dell’inizio della galleria “Bolano”. Inoltre all’interno di questa relazione viene analizzata anche la stabilità del rilevato stradale di comunicazione tra il piazzale di triage e la linea ferroviaria.

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;
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- 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*;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- 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 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

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- R. Lancellotta, Geotecnica, Ed. Zanichelli, 1993;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO MAGRO

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

3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER 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
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 (C_{min}) = 40 mm
- Elevazioni: Copriferro minimo (C_{min}) = 45 mm

3.6 RILEVATO STRADALE

In accordo con l' Istruzione N. 44G di RFI emanata in data 02/03/2010, come materiale da rilevato ferroviario è stato assunto:

- Peso di volume: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito: $\phi' = 35^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0$

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Oggetto della presente relazione sono muri di contenimento che sorreggono il rilevato adibito a piazzale triage, ubicato nei pressi della galleria "Bolano", alla progressiva 0+300 circa. Oltre a questi elementi è stata condotta una verifica di stabilità del rilevato stradale che collega il piazzale alla linea ferroviaria; il rilevato in questione è caratterizzato da scarpate con pendenza 4 su 7 con berme ogni 6 m di altezza.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



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-geotecnico della zona di interesse e la legenda di riferimento (tratto dall'elaborato CG0800PF6DCSBC6TF00000003B).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

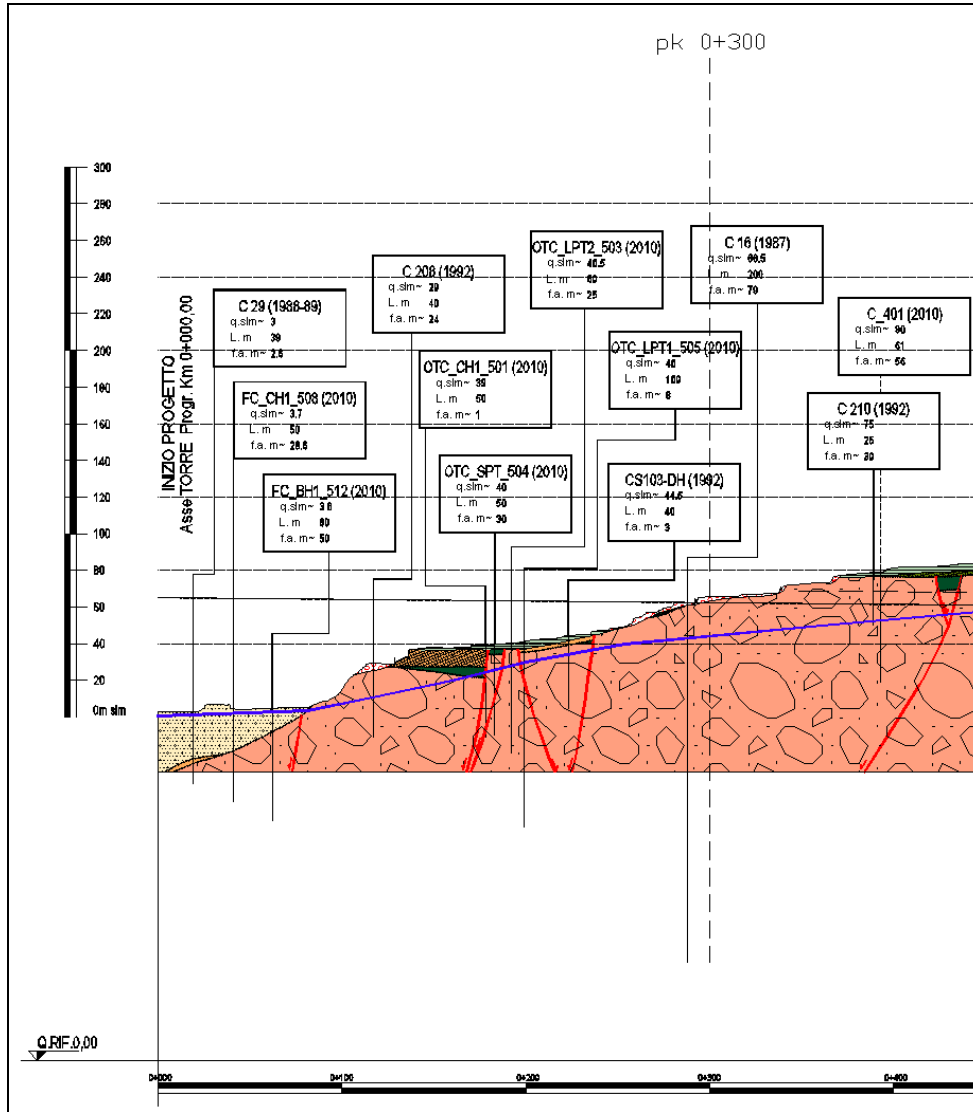


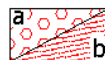
Figura 2 - profilo geologico-geotecnico

Nell'immagine è indicato anche una progressiva di riferimento del piazzale rispetto alla linea ferroviaria.

LEGENDA GEOLOGICA



Riparto antropico.
 (ATTUALE)



Depositi di versante.
 Depositi poco coesivi, costituiti da materiale spigoloso, poligenico ed eterometrico con matrice a grana fine (a), localmente si presenta con grossi blocchi. In località Case Alte il detrito si presenta con tessiture da medie a grossolane, subordinatamente fine, con laminazione incrociata e clinostratificato (b).
 (OLOCENE)



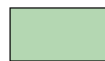
Depositi di piana costiera recenti ed attuali.
 Ghiaie eterometriche e poligeniche, prevalentemente cristallino-metamorfiche e sabbie a grana da media a grossolana; sono presenti, intercalati, livelli e lenti di torba.
 (OLOCENE)



Eluvio-colluvio.
 Limi, ghiaie e sabbie con matrice a grana fine e clasti cristallino-metamorfici prevalenti, da spigolosi a subarrotondati.
 (OLOCENE)



Depositi alluvionali.
 Ghiaie eterometriche ad elementi cristallino-metamorfici ben arrotondati, frammenti a sabbie limose.
 (OLOCENE)



Depositi marini terrazzati (distinguibili in più ordini gerarchici).
 Sabbie gialle e ocre, limi e ghiaie con ciottoli arrotondati ed appiattiti prevalentemente cristallini, in matrice sabbiosa. Costituiscono superfici terrazzate distribuite a diverse quote debolmente inclinate verso la linea di costa.
 (PLEISTOCENE MEDIO-SUPERIORE)



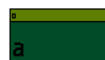
Ghiaie e sabbie di Messina.
 Sabbie e ghiaie grigio giallastre, con abbondante matrice. I clasti sono da subarrotondati ad appiattiti, spesso embriciati. Sono presenti livelli e lenti di sabbie fini. Si presentano clinostratificati. Le facies sono attribuibili ad ambienti di tipo deliziao e/o conoide sottomarina.
 (PLEISTOCENE MEDIO)



Calcareniti di San Corrado.
 Calcareniti e calciruditi clastiche e bioclastiche, di colore giallo-bruno, a stratificazione incrociata con livelli sabbioso-limosi con macrofossili. A luoghi sono presenti, alla base, orizzonti di breccie cementate costituiti da clasti spigolosi, cristallino-metamorfici, da centimetrici a pluridecimetrici in matrice calcitica microcristallina.
 (PLEISTOCENE INFERIORE)



Formazione di Le Masse.
 Marne sabbiose biancastre massive in banchi spessi diversi metri, passanti verso l'alto ad alternanze di sabbie e calcareniti con abbondanti fossili.
 (PLIOCENE SUPERIORE)



Trubi.
 Marne e calcari marnosi bianco crema con intercalazioni di lenti sabbiose (a). Nella parte superiore sono presenti livelli calcarenitici ricchi in fossili (b).
 (PLIOCENE)



Conglomerato di Pezzo.
 Conglomerato a matrice arenacea, da scarsamente a ben cementato, a stratificazione poco distinta, con passaggi laterali a livelli arenacei e sabbie grossolane. Gli elementi costituenti sono esclusivamente di natura cristallino-metamorfica.
 (TORTONIANO SUPERIORE)



Substrato cristallino-metamorfico.
 Basamento costituito da paragneiss e graniti:
 (a) paragneiss biotitici passanti a micascisti, gneiss occhiadini e metagraniti con intercalazioni di quarziti e anfiboli;
 (b) plutoniti grigio-chiare a composizione granodioritica e leucomonzogranitica.
 (CARBONIFERO-PERMIANO)

Figura 3 – legenda geologica

Dal profilo sopra riportato emerge come la zona di interesse è quasi completamente caratterizzata

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

da materiali identificati come *conglomerati di Pezzo*. Oltre a questa litologia è emerso uno strato superficiale di natura detritica e di spessore variabile.

Oltre al profilo sono state considerate anche le colonne di sondaggio eseguite nell'intorno di questo tratto (C403 bis, C404 e C423 bis) riportate di seguito.



Bozza Stratigrafica



Carriente Eurolink S.p.a.		Profondità raggiunta 30,0 m	Quota Ass. R.C.	Certificato n°	Raglia 1/1							
Coordinatore Dot. Geol. Filippo Carmeni		Ubicazione Rampe E e D zona imbocco; prossimità Alicante			Inizio/Fine Esecuzione 12/05/2010-18/05/2010							
Responsabile Dot. Geol. Pasquale Musumeci		Sondaggio C403 bis	Tipo Carotaggio Carotaggio Continuo	Tipo Sonda CMV 600	Coordinate X Y 38°13'44"N-15°38'46"E							
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio	S.P.T.	Pocket Test kg/cm²	Campioni	Paesi	R.Q.D. %	Prova Permeab.	Prova Dilat./Press.	Tubo Down Hole
1		Terrreno di riposto costituito da sabbia media debolmente ghiaiosa di colore marrone chiaro 5YR 5/4										
2					n°1 2,00 m 9/10/11							
3					n°2 3,00 m 2/2/3							
4			4,40		n°3 4,50 m 8/9/15							
5		Sabbia medio-fine di colore giallastro 10 YR 7/8 moderatamente addensata con tracce di ossidazione			n°4 6,00 m 12/20/22							
6					n°5 7,50 m 12/19/20							
7			8,50		n°6 9,00 m 7/1/15							
8												
9		Sabbia medio fine di colore grigio chiaro 10 YR 7/1 molto addensata con livelli granitici ad elevata alterazione; si riconoscono cristalli di mica chiara e mica scura s.			n°7 12,40 m 11/R/16					10,50		
10												
11												
12			15,00									
13												
14								13,20				
15			17,30					13,90				
16		Sabbia medio grossolana debolmente limosa di colore bruno giallastro 10YR6/8, con tracce di ossidazione e livelli granitici decimetrici intensamente alterati			n°8 17,30 m R att 12 cm						1 MP	16,50
17												
18								18,60				
19		Granito ad intensa alterazione ridotto in sabbia medio fine di colore marrone-grigiastro 10YR6/3, con blocchi granitici massivi di circa 20 cm a 19,00, 25,00 e 29,80			n°9 20,00 m 21/0/45					20,50		
20								18,80				
21												
22												
23												
24					n°10 23,70 m 42/R att 8 cm							
25								25,50				2 MP
26								25,70				25,40
27												
28					n°11 26,50 m R att 13 cm			27,70				
29								24,40				
30					n°12 29,00 m 14/R att 13 cm			26,00				
		FINE SONDAGGIO	30,00									

Campioni: C (R) Campione Rimaneggiato C (I) Campione Individuato S. Spezzione Lapidea
 Piezometro: AII, Tubo Aperto, CSG Carotaggio
 Prove Pressometriche / Dilatometriche: MP Pressometrica DR Dilatometrica
 Carotaggio: Carotaggio Continuo

Responsabile _____ Coordinatore _____

Figura 4 – C403 bis

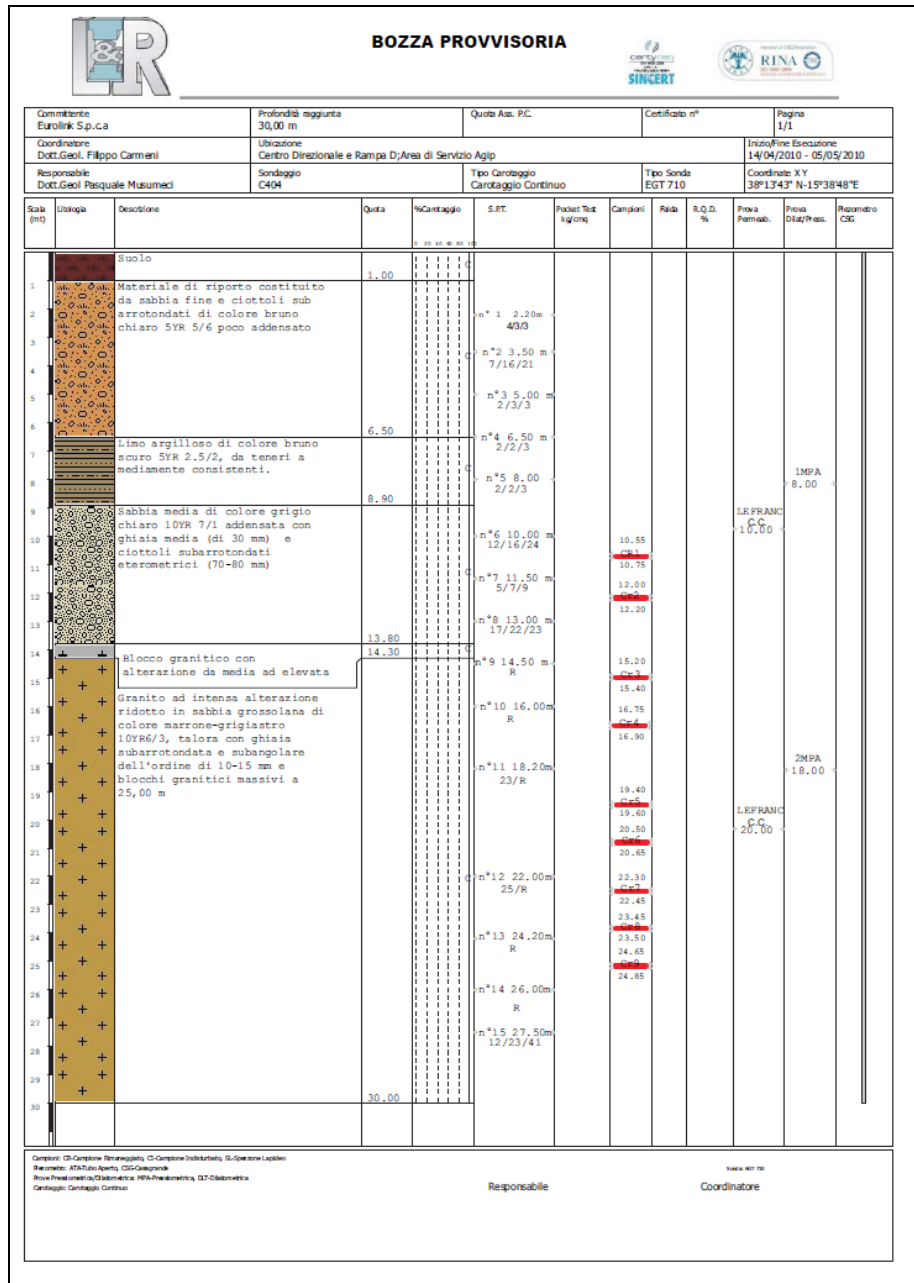


Figura 5 – C404

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

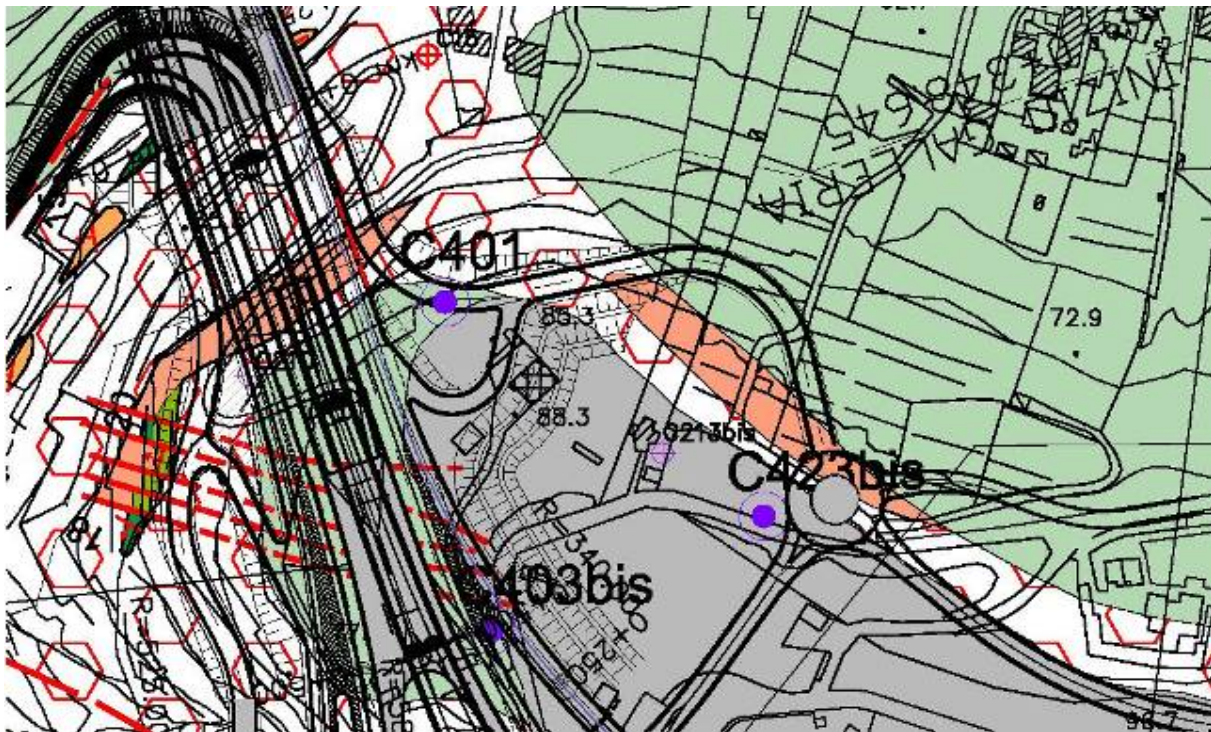


Figura 7 – stralcio planimetrico indagini

Riportiamo quanto pervenutoci da parte del progettista geotecnico relativamente alla descrizione delle litologie prevalenti.

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

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

A seguito dell'aggiornamento della relazione geotecnica generale rev B (CG0800PRBDCSBC8G00000001B), sono stati confrontati i valori caratteristici dei terreni con quelli adottati nella rev A del presente elaborato.

Riportiamo di seguito la tabella riepilogativa dei parametri sopracitati contenuti a pagina 133 di detto documento (CG0800PRBDCSBC8G00000001B):

γ (kN/m ³)	20÷22
c'_{picco} (kPa)	0÷100 z (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella par. 2.7.4.
φ'_{picco} (°)	38-42 z (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella par. 2.7.4
C_{residuo} ' (kPa)	vedi tabella par. 2.7.4
φ_{residuo} ' (°)	vedi tabella par. 2.7.4
k_o (-)	0.7-0.9
V_s (m/sec)	$V_s = 280 \cdot (z)^{0.2}$
G'_o	$G'_o = 3000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.50}$
$E' *$	E'=150-300 (z 0 -20m) E'=300-500 (20 - 35m) E'=500-900 (35 - 65m) E'=900 -1500* (>65m)
ν' (-)	0.2-0.3
K (m/s)	10^{-7}

Tuttavia, dal momento che il rilevato in questione viene realizzato al partire dal piano campagna, si è ritenuto opportuno adottare un approccio maggiormente cautelativo, per cui in luogo del “conglomerato di pezzo” si adottano come caratteristiche di riferimento per il materiale in situ quelle relative ai “Depositi di versante”, materiale individuato anche dal profilo geologico-geotecnico.

Di questo materiale si riportano le caratteristiche estratte dalla relazione geotecnica generale rev B

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

γ (kN/m ³)	19÷21
N _{SPT} (colpi/30 cm)	25±20
c' _{picco} (kPa)	0
ϕ' _{picco} (°)	36÷38 (p'ff=0-272KPa) / 35÷36 (p'ff=272-350KPa)
C _{cv'} (kPa)	0
ϕ_{cv}' (°)	33÷35
k _o (-)	1-sen ϕ'
V _s (m/sec)	200
G' _o	$G_0 = 20 \cdot (z)^{0.85}$
E' *	$E = (6 + 16) \cdot (z)^{0.85}$
v' (-)	0.2
G ₀ , G/G ₀	curve teoriche
D ₀ , D/D ₀	curve teoriche
K(m/s)	10 ⁻³ ÷10 ⁻⁵

Valori congrui a quelli adottati per la progettazione:

	γ	c'	ϕ'	E'	v'	k
	kN/m ³	MPa	°	MPa	--	m/s
Depositi di versante	20	0	36	49	0.2 - 0.3	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁶

I materiali considerati sia come riempimento del piazzale triage, che come componenti il rilevato stradale, sono quelli da rilevato descritti nel capitolo inerente.

Come si può notare dalle precedenti immagini relative ai sondaggi C403 bis, C404 e C423 bis, il livello di falda viene rilevato solamente nel sondaggio 423bis ad un profondità di 6.5m al di sotto del piano campagna mentre nei restanti sondaggi non è stata rilevata. Dato che il livello d'imposta delle fondazioni è posto poco al di sotto del piano campagna si potrebbe considerare assente la falda che però, in via cautelativa, è stata considerata alla quota del terreno a valle dei muri.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 con il comune di Villa San Giovanni in provincia di Reggio Calabria.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
15.6394

LATITUDINE
38.2286

Ricerca per comune

REGIONE
Calabria

PROVINCIA
Reggio Calabria

COMUNE
Villa San Giovanni

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

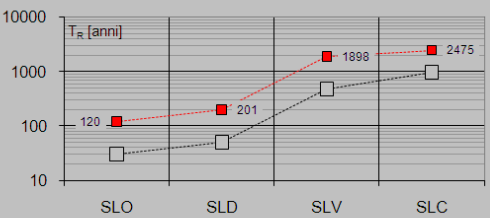
Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$ info
SLD - $P_{VR} = 63\%$ info

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$ info
SLC - $P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - -■- - Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_S = 1.000$ $C_c = 1.307$ info

Categoria topografica info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievotopografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s Regol. in altezza info

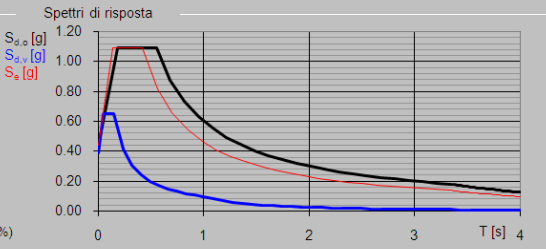
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q_v $\eta = 0.667$ 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, trattandosi di opere di sostegno, aventi localmente

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

altezze superiori a 5 m, sono stati assunti come valori di riferimento per la stima dell'accelerazione sismica di progetto:

- Vita nominale (V_N)= 100 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione (C_u)= 2 (Classe d'uso: IV)

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 200 anni.

Per quanto riguarda il rilevato stradale ed in particolare per la verifica di stabilità di quest'ultimo sono stati presi a riferimento i valori di accelerazione derivanti da un periodo di riferimento di 75 anni, ottenuto considerando:

- Vita nominale (V_N)= 75 anni (infrastrutture ferroviarie nuove non AV)
- Coefficiente d'uso della costruzione (C_u)= 1 (infrastrutture ferroviarie non strategiche)

Questi valori sono desunti dal documento prodotto da RFI: "Istruzione 44 G: istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14.01.08 alla progettazione geotecnica delle opere ferroviarie", preso a riferimento in quanto si tratta di opere di competenza ferroviaria.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.437 g
F_0	2.490
T_C	0.422 s
S_S	1.000
C_C	1.307
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.184 s
T_C	0.552 s
T_D	3.349 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{1.0 / (S + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_k(T)$ 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	0.437
T_B ←	0.184	1.089
T_C ←	0.552	1.089
	0.685	0.877
	0.818	0.734
	0.951	0.631
	1.085	0.554
	1.218	0.493
	1.351	0.445
	1.484	0.405
	1.617	0.371
	1.751	0.343
	1.884	0.319
	2.017	0.298
	2.150	0.279
	2.284	0.263
	2.417	0.249
	2.550	0.236
	2.683	0.224
	2.816	0.213
	2.950	0.204
	3.083	0.195
	3.216	0.187
T_D ←	3.349	0.179
	3.380	0.176
	3.411	0.173
	3.442	0.170
	3.473	0.167
	3.504	0.164
	3.535	0.161
	3.566	0.158
	3.597	0.155
	3.628	0.153
	3.659	0.150
	3.690	0.148
	3.721	0.145
	3.752	0.143
	3.783	0.141
	3.814	0.138
	3.845	0.136
	3.876	0.134
	3.907	0.132
	3.938	0.130
	3.969	0.128
	4.000	0.126

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.170 g
F_0	2.357
T_C^*	0.337 s
S_C	1.200
C_C	1.368
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.153 s
T_C	0.460 s
T_D	2.280 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_g(T)$ 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	0.204
$T_B \leftarrow$	0.153	0.481
$T_C \leftarrow$	0.460	0.481
	0.547	0.405
	0.634	0.349
	0.720	0.307
	0.807	0.274
	0.894	0.248
	0.980	0.226
	1.067	0.207
	1.154	0.192
	1.240	0.178
	1.327	0.167
	1.413	0.157
	1.500	0.148
	1.587	0.139
	1.673	0.132
	1.760	0.126
	1.847	0.120
	1.933	0.114
	2.020	0.110
	2.107	0.105
	2.193	0.101
$T_D \leftarrow$	2.280	0.097
	2.362	0.090
	2.444	0.084
	2.526	0.079
	2.608	0.074
	2.690	0.070
	2.771	0.066
	2.853	0.062
	2.935	0.059
	3.017	0.055
	3.099	0.053
	3.181	0.050
	3.263	0.047
	3.345	0.045
	3.427	0.043
	3.509	0.041
	3.590	0.039
	3.672	0.037
	3.754	0.036
	3.836	0.034
	3.918	0.033
	4.000	0.032

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.297 g
F_0	2.437
T_c^*	0.377 s
S_c	1.110
C_c	1.337
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.110
η	1.000
T_B	0.168 s
T_C	0.504 s
T_D	2.790 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_k(T)$ 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	0.330
T_B ←	0.168	0.805
T_C ←	0.504	0.805
	0.612	0.662
	0.721	0.562
	0.830	0.488
	0.939	0.431
	1.048	0.387
	1.157	0.350
	1.266	0.320
	1.374	0.295
	1.483	0.273
	1.592	0.254
	1.701	0.238
	1.810	0.224
	1.919	0.211
	2.028	0.200
	2.136	0.190
	2.245	0.180
	2.354	0.172
	2.463	0.165
	2.572	0.158
	2.681	0.151
T_D ←	2.790	0.145
	2.847	0.139
	2.905	0.134
	2.962	0.129
	3.020	0.124
	3.078	0.119
	3.135	0.115
	3.193	0.111
	3.251	0.107
	3.308	0.103
	3.366	0.100
	3.424	0.096
	3.481	0.093
	3.539	0.090
	3.597	0.087
	3.654	0.085
	3.712	0.082
	3.769	0.080
	3.827	0.077
	3.885	0.075
	3.942	0.073
	4.000	0.071

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_n	0.104 g
F_o	2.298
T_c^*	0.313 s
S_s	1.200
C_c	1.387
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.145 s
T_C	0.435 s
T_D	2.015 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_k(T)$ 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	0.124
$T_B \leftarrow$	0.145	0.286
$T_C \leftarrow$	0.435	0.286
	0.510	0.244
	0.585	0.212
	0.660	0.188
	0.736	0.169
	0.811	0.153
	0.886	0.140
	0.961	0.129
	1.037	0.120
	1.112	0.112
	1.187	0.105
	1.262	0.098
	1.338	0.093
	1.413	0.088
	1.488	0.084
	1.563	0.080
	1.639	0.076
	1.714	0.073
	1.789	0.069
	1.864	0.067
	1.940	0.064
$T_C \leftarrow$	2.015	0.062
	2.109	0.056
	2.204	0.052
	2.298	0.047
	2.393	0.044
	2.487	0.040
	2.582	0.038
	2.677	0.035
	2.771	0.033
	2.866	0.031
	2.960	0.029
	3.055	0.027
	3.149	0.025
	3.244	0.024
	3.338	0.022
	3.433	0.021
	3.527	0.020
	3.622	0.019
	3.716	0.018
	3.811	0.017
	3.905	0.016
	4.000	0.016

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_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 (Aequ+M2+1)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti.
- sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

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):

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{Q2} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{03} + \dots$$

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

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

- **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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento CF0099_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

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

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (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 8 – 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)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 9– 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

dove:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5$$

RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

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

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

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

dove:

$$\gamma_s = 1.15$$

4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE

Si hanno i seguenti limiti per le tensioni in esercizio:

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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

Dove:

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

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

d = altezza utile della sezione (mm)

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

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ = 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;

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{ck};$$

σ_c coefficiente maggiorativo = 1 per membrane non compresse

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

5 ELABORATI DI RIFERIMENTO

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

COLLEGAMENTI VERSANTE CALABRIA														
11 COLLEGAMENTI FERROVIARI - OPERE CIVILI														
17 Piazzale imbocco														
17 Generale														
17	Relazione descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
17	Planimetria di progetto	1:500	SINA	CG0700	P	P8	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
17	Planimetria di tracciamento	1:1000	SINA	CG0700	P	P7	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
17	Profili longitudinali - Rampa 1	1:500/1:50	SINA	CG0700	P	FZ	D	C	FC	P6	G0	00	00	02
17	Profili longitudinali - Rampa 2	1:500/1:50	SINA	CG0700	P	FZ	D	C	FC	P6	G0	00	00	03
17	Planimetria idraulica e particolari costruttivi	1:500	SINA	CG0700	P	P8	D	C	FC	P6	G0	00	00	06
17	Sezioni trasversali	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
17	Sezioni tipologiche	1:100	SINA	CG0700	P	WA	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
17	Muro di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
17	Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera		SINA	CG0700	P	SH	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
17	Muro di contenimento - Pianta, prospetti, sezioni e particolari	Varie	SINA	CG0700	P	P9	D	C	FC	P6	G0	00	00	01

6 ANALISI DI STABILITÀ DEL RILEVATO STRADALE

E' stata condotta un'analisi di stabilità globale sul rilevato stradale che collega il piazzale triage alla linea ferroviaria. Tale analisi è stata condotta in condizioni drenate sulla sezione più sfavorevole, prevedendo i carichi di seguito riportati.

Inoltre nelle verifiche è stata considerata una coesione minima pari ad 1 kPa, che rappresenta l'effetto dell'umidità dovuta all'inerbimento della scarpata.

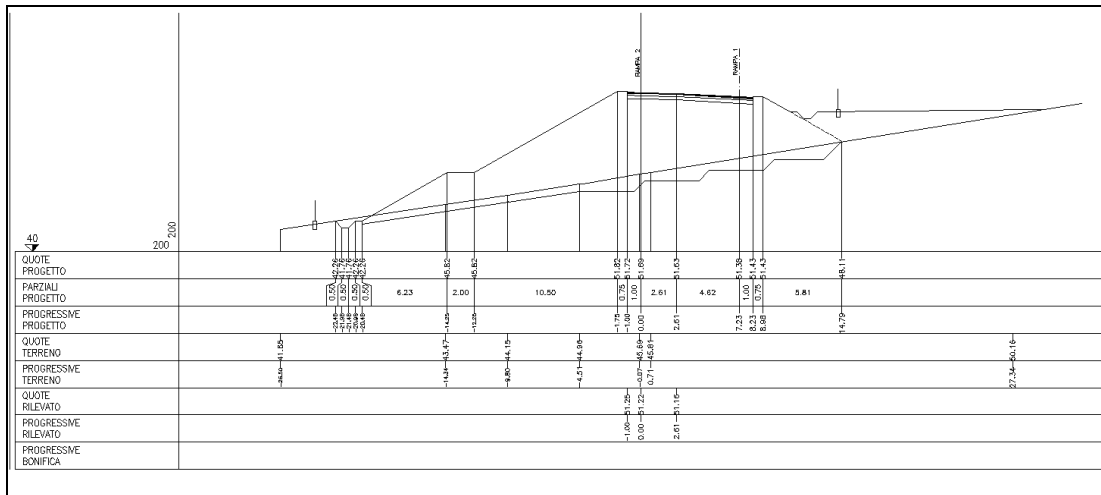


Figura 10 – sezione rilevato stradale

6.1 ANALISI DEI CARICHI

Secondo quanto riportato nelle Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni al punto C5 1.3.3.7.1, sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3.0\text{m}$ e lunga $b=2.2\text{m}$. Inoltre in un rilevato correttamente consolidato, sempre secondo le Norme precedentemente citate, si può assumere una diffusione del carico con un angolo di 30° .

Lo schema di carico 1 individua la presenza di carichi su due assi in tandem, per un totale di 600kN. Distribuendo tali carichi su una superficie F_1 di $3.0 \times 2.2\text{m}$, si ottiene un carico distribuito p_v : $p_v=600/(2.2 \times 3)=90.91 \text{ kN/m}^2$.

Considerando un angolo di diffusione del carico di 30° , l'area F_2 alla base del rilevato, sulla quale il carico viene distribuito, sarà ottenuta dalle dimensioni dell'area alla quota di base del rilevato.

Da ciò ne consegue che mediante una proporzione si può trovare il valore della pressione verticale p_v' media sull'area F_2 .

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

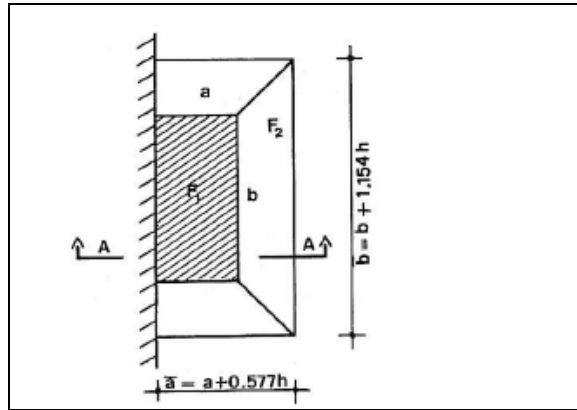


Figura 11 – aree F1 ed F2

Nota F_2 saranno calcolate le tensioni orizzontali, che per semplicità si assumono aventi un andamento lineare con la profondità, si calcolerà infine la spinta totale S_{tot} , esercitata dal solido delle pressioni.

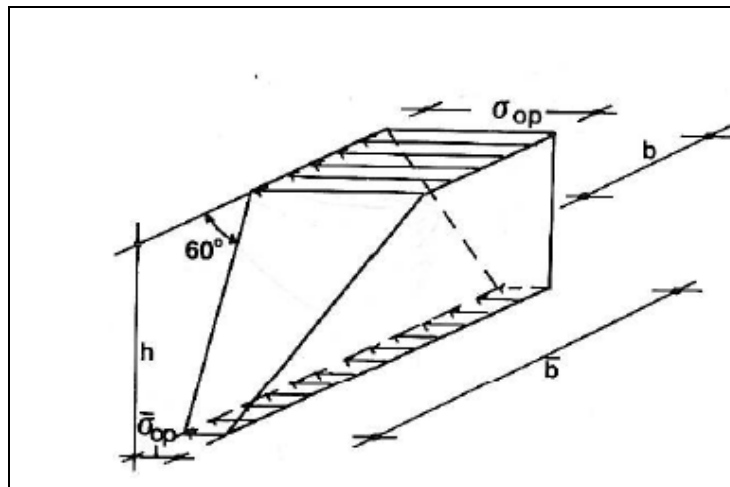


Figura 12 – solido delle pressioni

Si riporta di seguito la stima delle azioni agenti in funzione dell'altezza del rilevato, dove:

$$\begin{aligned}
 a' &= a + \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma_{op} &= K_a \cdot p_v \\
 b' &= b + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma'_{op} &= K_a \cdot p'_v \\
 F_2 &= a' \cdot b' & S_{tot} &= S_1 + S_2 = \sigma'_{op} \cdot h \cdot \frac{b+b'}{2} + \frac{1}{6} h \cdot (2b+b') (\sigma_{op} - \sigma'_{op}) \\
 p'_v &= p_v \cdot \frac{F_1}{F_2} & q \cdot h \cdot b' \cdot K_a &= S_{tot} \\
 K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)
 \end{aligned}$$

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		600	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	90.91	kN/mq
Noto			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H	H =	9.15	m
Da cui			
	a' =	8.28	m
	b' =	12.77	m
	A' =	105.73	mq
	p'v =	5.67	kN/mq
Noto			
coefficiente spinta	K0 =	0.42	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base	σ base muro =	38.18	kN/mq
	σ' base muro =	2.38	kN/mq
Spinta totale	S1 =	163.18	kN
	S2 =	937.11	kN
	S _{tot} = S1 + S2 =	1100.29	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	q _{prog} =	22.43	kN/mq

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il carico superficiale equivalente, stimato a partire dalla zona di carico di dimensioni 3 x 2.2 m è stato poi cautelativamente applicato su tutta la larghezza della sede stradale.

Nelle analisi di stabilità sismiche, cautelativamente, è stato assunto un carico superficiale equivalente pari alla metà di quello agente in condizioni statiche.

6.2 MODELLO DI CALCOLO

6.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

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*),

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

$\Sigma F_V = 0$, $\Sigma M_O = 0$, 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 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_o è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W : peso concio
- K_x : Coefficiente sismico orizzontale
- K_y : Coefficiente sismico verticale

Dove:

$$K_h = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.28 \cdot 1.11 \cdot 1 \cdot 0.297 = 0.092$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.046$$

Avendo adottato quale coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima $\beta_s = 0.28$.

Il carico di progetto, cautelativamente, viene assunto pari alla metà di quello agente in condizioni statiche.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6.3 VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando 2 dei metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop e Janbu), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo risultante dalle due analisi.

Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza ottenuti:

I valori riportati di seguito sono quelli minimi per entrambe le verifiche, ottenuti in entrambi i casi in concomitanza all'evento sismico.

	TIPO VERIFICA	FS
Rilevato stradale	Bishop	1.42
	Janbu semplificato	1.54
	Bishop sisma	1.10
	Janbu semplificato sisma	1.21

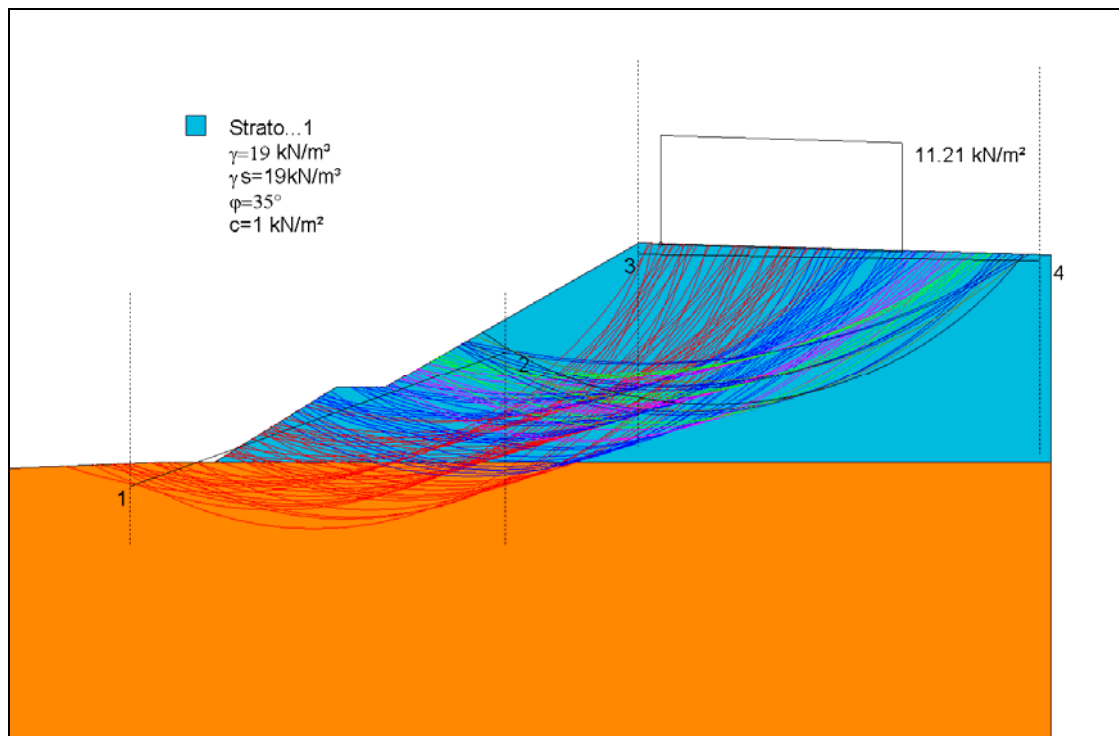


Figura 13 - superfici di scorrimento analizzate

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

```
=====
Numero di strati      2.0
Numero dei conci     10.0
Coefficiente azione sismica Kx      0.092
Coefficiente azione sismica Ky      0.046
```

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

```
=====
Ascissa vertice sinistro inferiore xi (m)  527.11
Ordinata vertice sinistro inferiore yi (m)  421.13
Ascissa vertice destro superiore xs (m)    552.18
Ordinata vertice destro superiore ys (m)   425.24
Passo di ricerca                10.0
Numero di celle lungo x         10.0
Numero di celle lungo y         10.0
```

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	528.0	408.3
4	533.04	411.39
5	535.04	411.39
6	545.54	417.39
7	562.61	416.88

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	527.04	408.3
4	562.61	408.3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0

Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	1	35	19	19	0.00	
2	1	36	20	20	0.00	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	0	0	0	0	0
2	546.453	417.3282	556.453	417.0306	11.21

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato 1.1
Ascissa centro superficie (m) 530.22
Ordinata centro superficie (m) 428.52
Raggio superficie (m) 20.85

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei concii; superficie...xc = 530.216 yc = 428.523 Rc = 20.852 Fs=1.0955

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0.64	-12.8	0.66	1.13	0.8	30.17	0.0	1.44	1.24
2	3.87	-6.6	3.9	37.65	0.8	30.17	0.0	40.74	24.46
3	3.27	3.3	3.28	168.79	0.8	30.17	0.0	163.96	89.39
4	1.24	9.5	1.25	81.12	0.8	30.17	0.0	75.38	40.91
5	2.26	14.4	2.33	140.28	0.8	29.26	0.0	127.62	66.96
6	2.26	21.0	2.42	164.75	0.8	29.26	0.0	146.96	76.91

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7	2.26	27.8	2.55	176.34	0.8	29.26	0.0	156.25	81.76
8	2.26	35.0	2.75	172.66	0.8	29.26	0.0	154.18	80.85
9	2.24	43.1	3.07	149.0	0.8	29.26	0.0	136.6	72.09
10	2.27	52.4	3.72	84.76	0.8	29.26	0.0	81.37	44.32

A seguire gli altri tabulati di calcolo

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

=====

Numero di strati 2.0

Numero dei conci 10.0

No sisma;

Superficie di forma circolare

=====

Maglia dei Centri

=====

Ascissa vertice sinistro inferiore xi (m) 527.11

Ordinata vertice sinistro inferiore yi (m) 421.13

Ascissa vertice destro superiore xs (m) 552.18

Ordinata vertice destro superiore ys (m) 425.24

Passo di ricerca 10.0

Numero di celle lungo x 10.0

Numero di celle lungo y 10.0

=====

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	528.0	408.3
4	533.04	411.39
5	535.04	411.39
6	545.54	417.39
7	562.61	416.88

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	527.04	408.3
4	562.61	408.3

Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	1	35	19	19	0.00	
2	1	36	20	20	0.00	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	0	0	0	0	0
2	546.453	417.3282	556.453	417.0306	22.43

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato 1.42
Ascissa centro superficie (m) 530.22
Ordinata centro superficie (m) 428.52
Raggio superficie (m) 20.85

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei concii; superficie...xc = 530.216 yc = 428.523 Rc = 20.852 Fs=1.4155

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0.64	-12.8	0.66	1.13	0.8	30.17	0.0	1.37	0.93
2	3.87	-6.6	3.9	37.65	0.8	30.17	0.0	40.06	18.65
3	3.27	3.3	3.28	168.79	0.8	30.17	0.0	165.09	69.64
4	1.24	9.5	1.25	81.12	0.8	30.17	0.0	76.84	32.26
5	2.26	14.4	2.33	140.28	0.8	29.26	0.0	131.16	53.22
6	2.26	21.0	2.42	164.75	0.8	29.26	0.0	152.75	61.81
7	2.26	27.8	2.55	176.34	0.8	29.26	0.0	164.3	66.46
8	2.26	35.0	2.75	172.66	0.8	29.26	0.0	164.22	66.54
9	2.24	43.1	3.07	149.0	0.8	29.26	0.0	147.73	60.2
10	2.27	52.4	3.72	98.82	0.8	29.26	0.0	105.19	43.73

Analisi di stabilità dei pendii con JANBU

Numero di strati 2.0
 Numero dei concii 10.0
 No sisma;

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi (m) 527.11
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi (m) 421.13
 Ascissa vertice destro superiore xs (m) 552.18
 Ordinata vertice destro superiore ys (m) 425.24
 Passo di ricerca 10.0
 Numero di celle lungo x 10.0
 Numero di celle lungo y 10.0

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	528.0	408.3
4	533.04	411.39

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0

5	535.04	411.39
6	545.54	417.39
7	562.61	416.88

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	527.04	408.3
4	562.61	408.3

Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	1	35	19	19	0.00	
2	1	36	20	20	0.00	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	0	0	0	0	0
2	546.453	417.3282	556.453	417.0306	22.43

Risultati analisi pendio

=====

Fs minimo individuato 1.54
Ascissa centro superficie (m) 530.22
Ordinata centro superficie (m) 428.52
Raggio superficie (m) 20.85

=====

B: Larghezza del conccio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del conccio; Li: Lunghezza della

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0

base del concio; W_i : Peso del concio ; U_i : Forze derivanti dalle pressioni neutre; N_i : forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; T_i : forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; F_i : Angolo di attrito; c : coesione.

Analisi dei conci; superficie... $x_c = 530.216$ $y_c = 428.523$ $R_c = 20.852$ $F_s = 1.5434$

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0.64	-12.8	0.66	1.13	0.8	30.17	0.0	1.39	1.06
2	3.87	-6.6	3.9	37.65	0.8	30.17	0.0	40.29	20.77
3	3.27	3.3	3.28	168.79	0.8	30.17	0.0	164.7	76.58
4	1.24	9.5	1.25	81.12	0.8	30.17	0.0	76.33	35.76
5	2.26	14.4	2.33	140.28	0.8	29.26	0.0	129.92	59.91
6	2.26	21.0	2.42	164.75	0.8	29.26	0.0	150.71	71.89
7	2.26	27.8	2.55	176.34	0.8	29.26	0.0	161.44	81.24
8	2.26	35.0	2.75	172.66	0.8	29.26	0.0	160.63	87.53
9	2.24	43.1	3.07	149.0	0.8	29.26	0.0	143.71	88.31
10	2.27	52.4	3.72	98.82	0.8	29.26	0.0	101.54	76.26

Analisi di stabilità dei pendii con JANBU

Numero di strati 2.0
Numero dei conci 10.0
Coefficiente azione sismica K_x 0.092
Coefficiente azione sismica K_y 0.046

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore x_i (m) 527.11
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i (m) 421.13
Ascissa vertice destro superiore x_s (m) 552.18
Ordinata vertice destro superiore y_s (m) 425.24
Passo di ricerca 10.0
Numero di celle lungo x 10.0
Numero di celle lungo y 10.0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	528.0	408.3
4	533.04	411.39
5	535.04	411.39
6	545.54	417.39
7	562.61	416.88

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	510.0	407.67
2	525.89	408.3
3	527.04	408.3
4	562.61	408.3

Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	1	35	19	19	0.00	
2	1	36	20	20	0.00	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	0	0	0	0	0
2	546.453	417.3282	556.453	417.0306	11.21

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato 1.21
 Ascissa centro superficie (m) 530.22

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0

Ordinata centro superficie (m) 428.52

Raggio superficie (m) 20.85

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei concii; superficie...xc = 530.216 yc = 428.523 Rc = 20.852 Fs=1.2115

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0.64	-12.8	0.66	1.13	0.8	30.17	0.0	1.47	1.4
2	3.87	-6.6	3.9	37.65	0.8	30.17	0.0	40.99	26.86
3	3.27	3.3	3.28	168.79	0.8	30.17	0.0	163.54	96.88
4	1.24	9.5	1.25	81.12	0.8	30.17	0.0	74.85	44.69
5	2.26	14.4	2.33	140.28	0.8	29.26	0.0	126.35	74.26
6	2.26	21.0	2.42	164.75	0.8	29.26	0.0	144.9	88.12
7	2.26	27.8	2.55	176.34	0.8	29.26	0.0	153.43	98.45
8	2.26	35.0	2.75	172.66	0.8	29.26	0.0	150.72	104.78
9	2.24	43.1	3.07	149.0	0.8	29.26	0.0	132.84	104.23
10	2.27	52.4	3.72	84.76	0.8	29.26	0.0	78.53	76.22

7 ANALISI MURI DI CONTENIMENTO

I muri di contenimento del piazzale triage sono stati suddivisi in 8 concii di lunghezza ed altezza variabile in funzione della pendenza naturale del terreno.

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

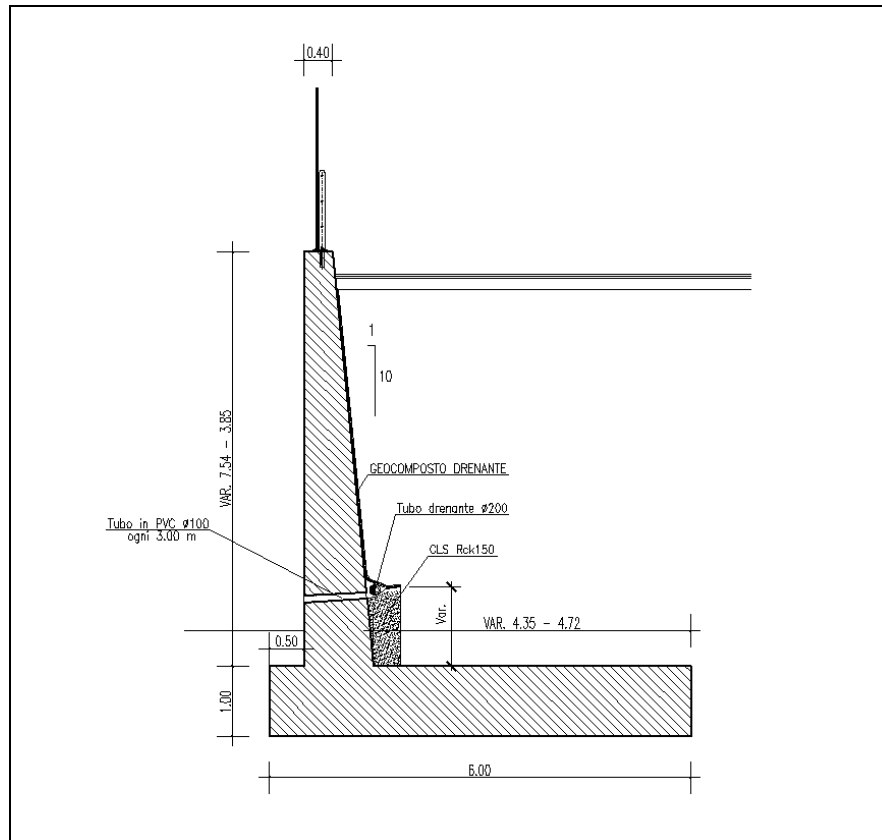


Figura 14 – sezione tipo

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.

In prossimità di questi manufatti (ad una distanza di 2 m) è prevista la realizzazione di un fabbricato tecnologico al servizio della ferrovia; all'interno di questo edificio è prevista anche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

messa in opera di due vasche adibite a serbatoi per il contenimento dei volumi idrici necessari in caso di incendio.

La sezione di studio è stata scelta in funzione dell'altezza, dei carichi e dell'affondamento del muro rispetto al piano campagna. Si è considerata la geometria caratterizzante i conci 2 e 3, caratterizzati rispettivamente da un'altezza rispetto allo spiccatto delle fondazioni di 6.3 m e 7.54m ed un ricoprimento rispetto alla stessa quota di 0.5 m e 1.75m.

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 permanente distribuito pari a 60 kN/m².

Per le verifiche del muro si è considerato come sovraccarico quello derivante dallo scarico delle fondazioni del fabbricato tecnologico previsto a ridosso dei muri di sostegno.

In particolare dalla relazione di calcolo preliminare dell'edificio (, emerge come in corrispondenza delle fondazioni gravi una pressione sul terreno di circa 70 kN/m² alla profondità di 1.2 m rispetto il piano campagna. Considerando anche il fatto che l'edificio sorge a 2 m dal filo interno del muro, e che nella schematizzazione implementata non è possibile applicare il carico alla quota di imposta delle fondazioni, è stato assunto un carico distribuito di 60 kN/m² agente fino al filo interno del muro in progetto.

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 permanente distribuito pari a 60 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$K_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_c \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.437 = 0.135$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.068$$

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.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

calcolata mediante l'espressione:

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:

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 $\varepsilon > \varphi' - \theta$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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 ;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

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.

TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Muro contenimento h=6.3m	Ribaltamento (EQU)	7.95	5.33	3.61
	Scorrimento (GEO)	3.33	2.04	1.82

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	Capacità portante (GEO) STR stabilità globale opera	4.48 Ok	2.08 Ok 1.61	2.04 Ok
--	-----------------------------------------------------------	------------	--------------------	------------

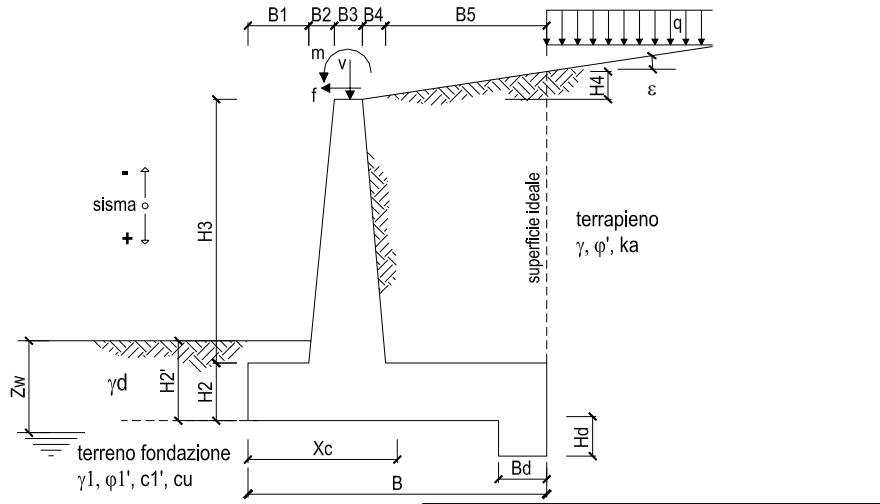
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Muro contenimento h=7.54m	Ribaltamento (EQU)	5.24	3.59	2.70
	Scorrimento (GEO)	2.93	1.89	1.70
	Capacità portante (GEO)	4.11	1.88	1.79
	STR	Ok	Ok	Ok
	stabilità globale opera		1.817	

Si allegano di seguito alla relazione 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.

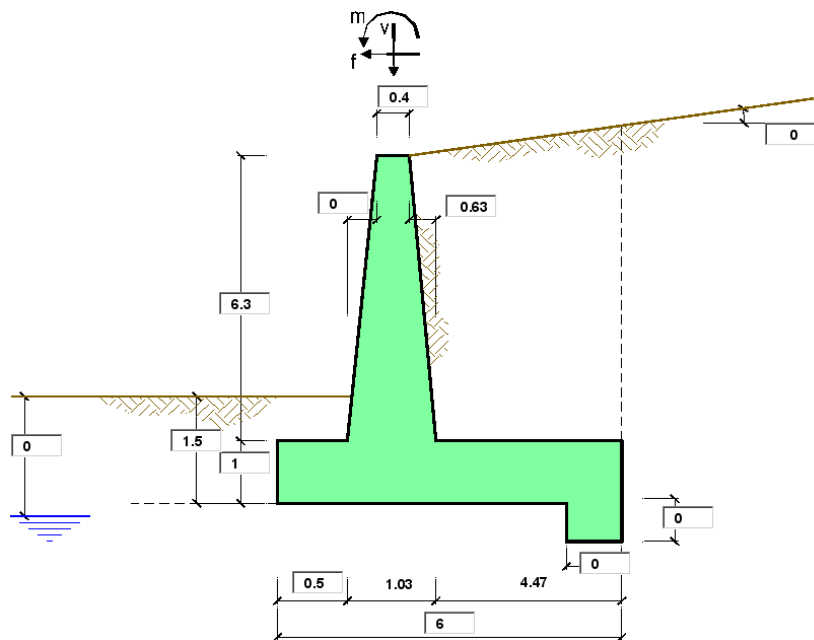
8 TABULATI MURI DI CONTENIMENTO

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.

8.1 SCHEDE DI CALCOLO MURI TRIAGE CONCIO 2 h=6.3m



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.63	(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 =	4.47	(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)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
CF0099_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

Dati Geotecnici			valori caratteristici	valori di progetto		
			SLE	STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	17.50	17.50	14.63
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	36.00	36.00	30.17
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	49000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_y/g	0.437	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.13547	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0677	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.246	0.246	0.310
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.324	0.324	0.399
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.337	0.337	0.414
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.852	3.852	3.020
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.595	3.595	2.791
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.557	3.557	2.756

Carichi Agenti			valori caratteristici	valori di progetto		
			SLE - sisma	STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	60.00	78.00	66.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> 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	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 $\psi1$	0.80	condizione quasi permanente $\psi2$	0.00	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		

8.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	63.00	63.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	49.61	44.65
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	150.00	150.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	262.61	236.35
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	563.22	506.90
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	39.69	35.72
Sovr =	qp * (B4 + B5)	(kN/m)	306.00	336.60
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	908.91	879.22
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	q * (B4 + B5)	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	qs * (B4 + B5)	(kN/m)	0	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	44.10	39.69
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	55.07	49.56
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	450.00	405.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	549.17	494.25
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	2120.52	1908.47
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	52.39	47.15
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	1055.70	1161.27
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	3228.61	3116.89
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	Pm * kh	(kN/m)	35.58	
Ps v =	Pm * kv	(kN/m)	17.79	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	Pt * kh	(kN/m)	135.57	
Ptsh v =	Pt * kv	(kN/m)	67.78	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	35.42	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	20.84	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	10.16	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	66.41	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	2.99	
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	3.73	
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	30.48	
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs v =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	37.20	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	316.64	
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	27.96	
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	344.60	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	143.63	
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	4.96	
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	148.59	

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$ (kN/m)	131.16	170.51	182.01
Sq perm = $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$ (kN/m)	107.80	140.14	149.60
Sq acc = $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$ (kN/m)	125.09	162.62	176.11
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	102.81	133.66	144.75
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$ (kN/m)	39.44	51.27	45.97
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	32.42	42.14	37.78
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 = $Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$ (kNm/m)	304.38	395.70	428.53
MSt2 = $Stv \cdot B$ (kNm/m)	236.64	307.63	275.79
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$ (kNm/m)	375.27	487.85	528.33
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$ (kNm/m)	194.50	252.85	226.68
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma \cdot 1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (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 = $(fp + f) \cdot (H3 + H2)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1356.74	(kN/m)	
--------------------------------------------------------------	---------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Sqh + f$	296.27	(kN/m)	
---------------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi I'$	0.73	(-)	
------------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	3.33	>	1.1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	3611.15	(kNm/m)	
-------------------------	---------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	454.39	(kNm/m)	
------------------------------------------	--------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	7.95	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	1356.74	1356.74	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sth + Squ + f - Sp	296.27	296.27	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	3771.44	3771.44	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	298.77	298.77	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	15.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.22	0.22	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5.56	5.56	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ'/2)*e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	37.75		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	50.59		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	56.31		(-)

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

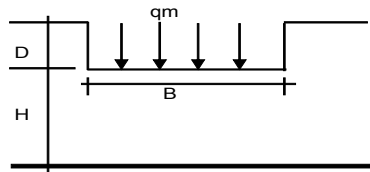
iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0.61	0.61	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.60	0.60	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^{m+1}		0.48	0.48	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	1093.46	1093.46	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/N	Nmin	4.48	>	1.4
		Nmax	4.48	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

	N	1243.38	(kN/m)
	M	200.86	(kNm/m)
	e=M/N	0.16	(m)
	B*	5.68	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1.50	(m)
	D/B* =	0.26	(m)
	Hs/B* =	2.11	(m)
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B*	238.99	(kN/mq)
Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)	μ0 =	0.950	(-)
Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)	μ1 =	0.69	(-)
Cedimento della fondazione	δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E =	18.04	(mm)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	131.16	131.16	165.46
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+k_v) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	53.12	53.12	61.63
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	141.86	141.86	174.81
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	125.09	125.09	160.10
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	50.67	50.67	59.63
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	135.29	135.29	169.14
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)	39.44	39.44	41.79
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.97	15.97	15.56
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	42.66	42.66	44.15
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+k_v) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+k_v) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica +				
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	304.38	304.38	389.58
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	123.29	123.29	145.11
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	236.64	236.64	250.72
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	95.85	95.85	93.39
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	493.81	493.81	617.38
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	255.94	255.94	264.88
MSP = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		1355.17	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pth$		482.19	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f = $tg \phi_1'$		0.73	(-)	
Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$		2.04	>	1.1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	4094.49	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	768.30	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr	5.33	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	Nmin 1355.17	Nmax 1355.17 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	482.19	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	3219.51	3219.51 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	Xc*N - MM	845.99	845.99 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00	(kN/m³)
q0 = γ d'H2'	sovraccarico stabilizzante	15.00	(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.62	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	4.75	(m)

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

Nq = tg²(45 + φ'/2) * e ^{(π * tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	37.75	(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ')	(2+π in cond. nd)	50.59	(-)
Nγ = 2 * (Nq + 1) * tg(φ')	(0 in cond. nd)	56.31	(-)

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

iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ'))) ^m	(1 in cond. nd)	0.41	0.41	(-)
ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)		0.40	0.40	(-)
iγ = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ'))) ^{m+1}		0.27	0.27	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	592.61	592.61	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = q_{lim} * B' / N	Nmin	2.08	>	1.4
		Nmax	2.08	>	

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)	131.16	131.16	165.46
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	36.30	36.30	40.38
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	147.64	147.64	181.48
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 * cosδ	(kN/m)	125.09	125.09	160.10
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	34.62	34.62	39.07
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	140.81	140.81	175.59
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	39.44	39.44	41.79
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	10.92	10.92	10.20
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	44.40	44.40	45.83
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma \cdot 1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(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 * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	304.38	304.38	389.58
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	84.25	84.25	95.07
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	236.64	236.64	250.72
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	65.50	65.50	61.18
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	513.95	513.95	640.92
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	266.38	266.38	274.98
MSp = $\gamma \cdot 1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma \cdot 1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = (fp+fs)*(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	1180.71	(kN/m)	
----------------------------------------------------	---------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	471.66	(kN/m)	
------------------------------------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'	0.73	(-)	
-----------	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T	1.82	>	1.1
----------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	4094.49	(kNm/m)	
-----------------------	---------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	1135.48	(kNm/m)	
-------------------------------------------	---------	-----------	--

Fr = Ms / Mr	3.61	>	1
---------------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		1180.71	1180.71	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		471.66		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		2846.92	2846.92	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		695.20	695.20	(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		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma * d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.59	0.59	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.82	4.82	(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)	37.75		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	50.59		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	56.31		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.36	0.36	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.34	0.34	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.22	0.22	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	498.27	498.27	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.04	>	1.4
		Nmax	2.04	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

GARATTERISTICHE 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)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

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

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>	
$f_{yk} =$	450	(MPa)
$\gamma_s =$	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	(MPa)
$E_s =$	210000	(MPa)
$\varepsilon_{ys} =$	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interfero tra I e II strato

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

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

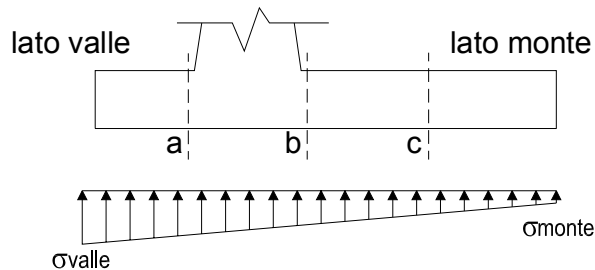
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	1356.74	298.77	275.92	176.33
	1356.74	298.77	275.92	176.33
sisma+	1355.17	845.99	366.86	84.86
	1355.17	845.99	366.86	84.86
sisma-	1180.71	695.20	312.65	80.92
	1180.71	695.20	312.65	80.92



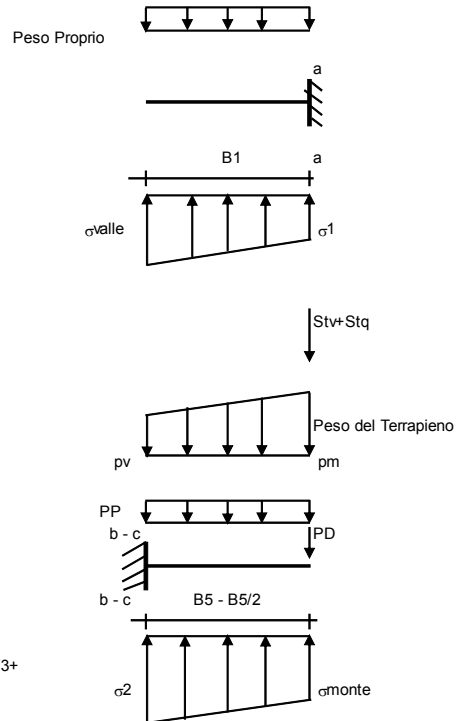
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	275.92	267.62	31.02	123.38
	275.92	267.62	31.02	123.38
sisma+	366.86	343.36	41.54	170.08
	366.86	343.36	41.75	170.08
sisma-	312.65	293.34	35.36	142.98
	312.65	293.34	35.15	142.98



Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 204.00	204.00	204.00	(kN/m ²)
pvb	= 204.00	204.00	204.00	(kN/m ²)
pvc	= 204.00	204.00	204.00	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	176.33	250.52	-696.70	-163.03	213.42	-309.45	-169.68
	176.33	250.52	-696.70	-163.03	213.42	-309.45	-169.68
sisma+	84.86	294.95	-1333.72	-342.16	189.91	-530.48	-337.50
	84.86	294.95	-1333.72	-342.16	189.91	-530.48	-337.50
sisma-	80.92	253.56	-1173.07	-301.49	167.24	-471.02	-294.59
	80.92	253.56	-1173.07	-301.49	167.24	-471.02	-294.59

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

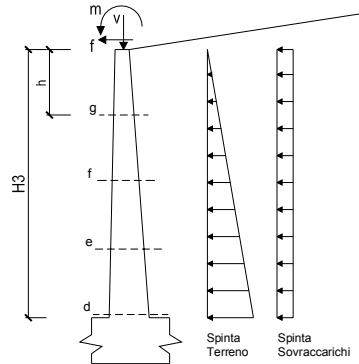
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	254.34	363.34	0.00	617.68	0.00	112.61	112.61
e-e	4.73	107.30	204.38	0.00	311.68	0.00	75.16	75.16
f-f	3.15	31.79	90.84	0.00	122.63	0.00	43.90	43.90
g-g	1.58	3.97	22.71	0.00	26.68	0.00	18.85	18.85

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	121.11	115.35	0.00	236.46
e-e	4.73	68.13	86.51	0.00	154.64
f-f	3.15	30.28	57.67	0.00	87.95
g-g	1.58	7.57	28.84	0.00	36.41

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	195.65	83.09	367.79	0.00	41.00	687.52	0.00	120.24	120.24
e-e	4.73	82.54	35.05	206.88	0.00	21.08	345.55	0.00	80.25	80.25
f-f	3.15	24.46	10.39	91.95	0.00	8.49	135.27	0.00	46.88	46.88
g-g	1.58	3.06	1.30	22.99	0.00	1.90	29.24	0.00	20.13	20.13

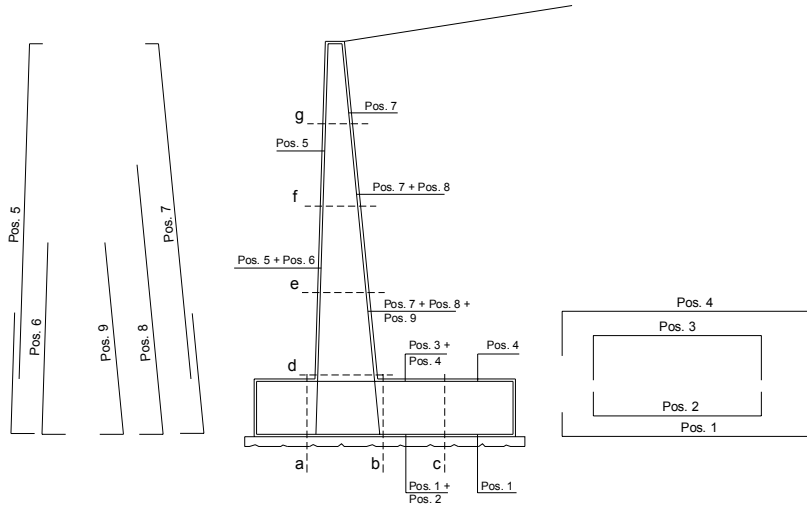
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	93.16	39.57	116.76	0.00	15.26	264.75
e-e	4.73	52.41	22.26	87.57	0.00	10.18	172.41
f-f	3.15	23.29	9.89	58.38	0.00	5.95	97.51
g-g	1.58	5.82	2.47	29.19	0.00	2.55	40.04

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	195.65	56.78	382.79	0.00	41.00	676.21	0.00	104.98	104.98
e-e	4.73	82.54	23.96	215.32	0.00	21.08	342.89	0.00	70.07	70.07
f-f	3.15	24.46	7.10	95.70	0.00	8.49	135.74	0.00	40.93	40.93
g-g	1.58	3.06	0.89	23.92	0.00	1.90	29.77	0.00	17.57	17.57

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	93.16	27.04	121.52	0.00	15.26	256.98
e-e	4.73	52.41	15.21	91.14	0.00	10.18	168.94
f-f	3.15	23.29	6.76	60.76	0.00	5.95	96.76
g-g	1.58	5.82	1.69	30.38	0.00	2.55	40.45

SCHEMA DELLE ARMATURE

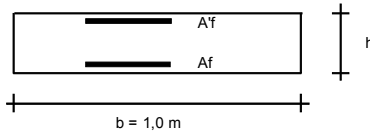


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	24	
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	10.0	24		7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

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	41.75	0.00	1.00	22.62	90.48	811.04
b - b	-1333.72	0.00	1.00	90.48	22.62	3018.29
c - c	-530.48	0.00	1.00	45.24	22.62	1602.01
d - d	687.52	120.24	1.03	45.24	22.62	1708.77
e - e	345.55	80.25	0.87	45.24	22.62	1405.85
f - f	135.74	40.93	0.72	45.24	22.62	1109.37
g - g	29.77	17.57	0.56	45.24	22.62	822.41

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	170.08	1.00	301.40	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
b - b	342.16	1.00	478.44	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
c - c	337.50	1.00	379.74	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
d - d	264.75	1.03	402.97	10	20	20	21.8	1694.16	Armatura a taglio non necessaria
e - e	172.41	0.87	364.41	10	20	20	21.8	1421.88	Armatura a taglio non necessaria
f - f	97.51	0.72	323.47	10	20	20	21.8	1149.61	Armatura a taglio non necessaria
g - g	40.45	0.56	281.36	10	20	20	21.8	877.33	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

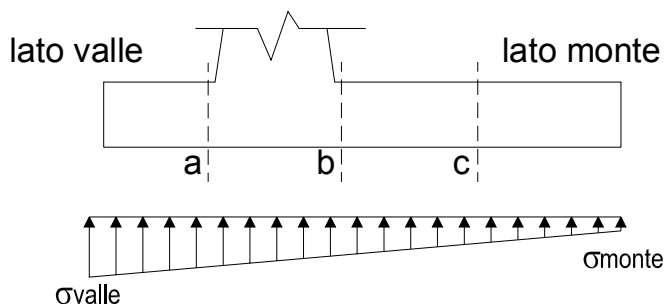
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	1243.38	200.86	240.71	173.75
	1243.38	200.86	240.71	173.75
Q.P.	1243.38	200.86	240.71	173.75
	1243.38	200.86	240.71	173.75

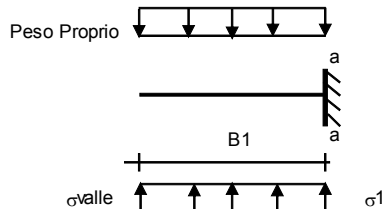


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	240.71	235.13	26.73
	240.71	235.13	26.73
Q.P.	240.71	235.13	26.73
	240.71	235.13	26.73



Mensola Lato Monte

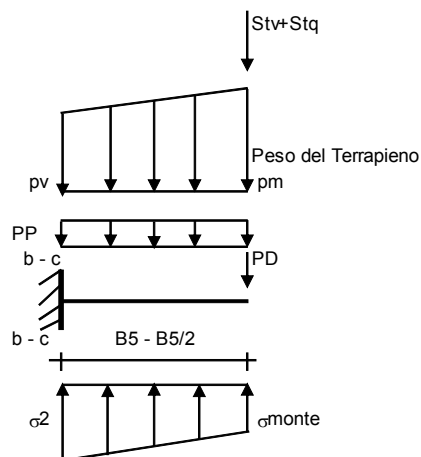
PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	= 186.00	186.00	186.00	(kN/m ²)
pvb	= 186.00	186.00	186.00	(kN/m ²)
pvc	= 186.00	186.00	186.00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B \cdot PD \cdot (B - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	173.75	223.63	-527.20	198.69	-232.86
	173.75	223.63	-527.20	198.69	-232.86
Q.P.	173.75	223.63	-527.20	198.69	-232.86
	173.75	223.63	-527.20	198.69	-232.86



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

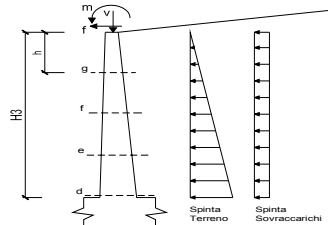
Codice documento
CF0099_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K a_{onzz} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K a_{onzz} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{ext} = m \cdot f \cdot h$
 $N_{ext} = v$



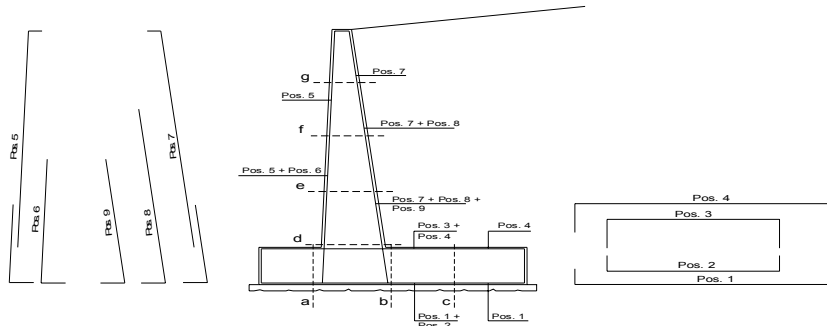
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	195.65	279.49	0.00	475.14	0.00	112.61	112.61
e-e	4.73	82.54	157.22	0.00	239.75	0.00	75.16	75.16
f-f	3.15	24.46	69.87	0.00	94.33	0.00	43.90	43.90
g-g	1.58	3.06	17.47	0.00	20.53	0.00	18.85	18.85

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	195.65	279.49	0.00	475.14	0.00	112.61	112.61
e-e	4.73	82.54	157.22	0.00	239.75	0.00	75.16	75.16
f-f	3.15	24.46	69.87	0.00	94.33	0.00	43.90	43.90
g-g	1.58	3.06	17.47	0.00	20.53	0.00	18.85	18.85

SCHEMA DELLE ARMATURE

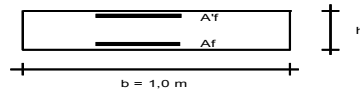


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24	[]	5	5.0	24	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	10.0	24		7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

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 (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm²)	Af' (cm²)	σ ^c (N/mm²)	σ ^f (N/mm²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
a - a	26.73	0.00	1.00	22.62	90.48	0.17	13.15	0.013	0.300
b - b	-527.20	0.00	1.00	90.48	22.62	2.95	69.61	0.043	0.300
c - c	-232.86	0.00	1.00	45.24	22.62	1.62	59.50	0.041	0.300
d - d	475.14	112.61	1.03	45.24	22.62	3.26	106.79	0.082	0.300
e - e	239.75	75.16	0.87	45.24	22.62	2.18	64.02	0.044	0.300
f - f	94.33	43.90	0.72	45.24	22.62	1.22	30.80	0.021	0.300
g - g	20.53	18.85	0.56	45.24	22.62	0.42	8.33	0.006	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez. (-)	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm²)	Af' (cm²)	σ ^c (N/mm²)	σ ^f (N/mm²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
a - a	26.73	0.00	1.00	22.62	90.48	0.17	13.15	0.013	0.400
b - b	-527.20	0.00	1.00	90.48	22.62	2.95	69.61	0.043	0.400
c - c	-232.86	0.00	1.00	45.24	22.62	1.62	59.50	0.041	0.400
d - d	475.14	112.61	1.03	45.24	22.62	3.26	106.79	0.082	0.400
e - e	239.75	75.16	0.87	45.24	22.62	2.18	64.02	0.044	0.400
f - f	94.33	43.90	0.72	45.24	22.62	1.22	30.80	0.021	0.400
g - g	20.53	18.85	0.56	45.24	22.62	0.42	8.33	0.006	0.400

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

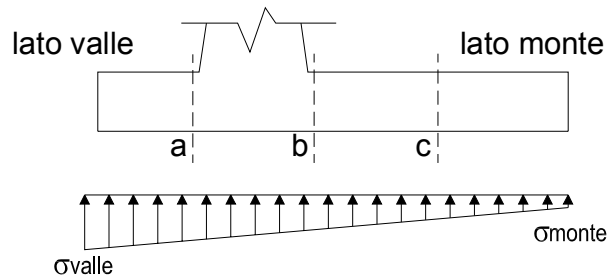
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	1243.38	200.86	240.71	173.75
	1243.38	200.86	240.71	173.75
sisma+	1355.17	845.99	366.86	84.86
	1355.17	845.99	366.86	84.86
sisma-	1180.71	695.20	312.65	80.92
	1180.71	695.20	312.65	80.92

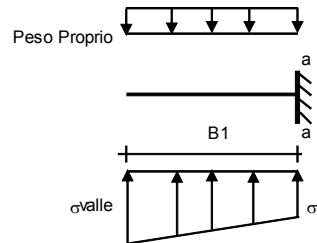


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	240.71	235.13	26.73
	240.71	235.13	26.73
sisma+	366.86	343.36	41.54
	366.86	343.36	41.54
sisma-	312.65	293.34	35.36
	312.65	293.34	35.36



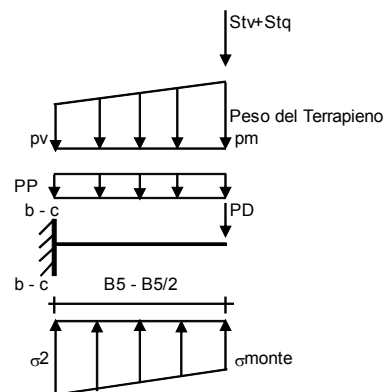
Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	186.00	186.00	186.00	(kN/m ²)
pvb	186.00	186.00	186.00	(kN/m ²)
pvc	186.00	186.00	186.00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	173.75	223.63	-527.20	198.69	-232.86
	173.75	223.63	-527.20	198.69	-232.86
sisma+	84.86	294.95	-1141.71	189.91	-482.48
	84.86	294.95	-1141.71	189.91	-482.48
sisma-	80.92	253.56	-1005.43	167.24	-429.11
	80.92	253.56	-1005.43	167.24	-429.11

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
CF0099_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

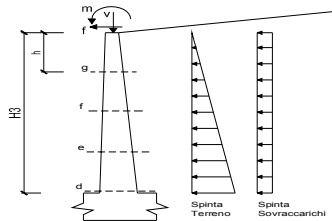
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot k h \quad (\text{solo con siti})$$

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	195.65	279.49	0.00	475.14	0.00	112.61	112.61
e-e	4.73	82.54	157.22	0.00	239.75	0.00	75.16	75.16
f-f	3.15	24.46	69.87	0.00	94.33	0.00	43.90	43.90
g-g	1.58	3.06	17.47	0.00	20.53	0.00	18.85	18.85

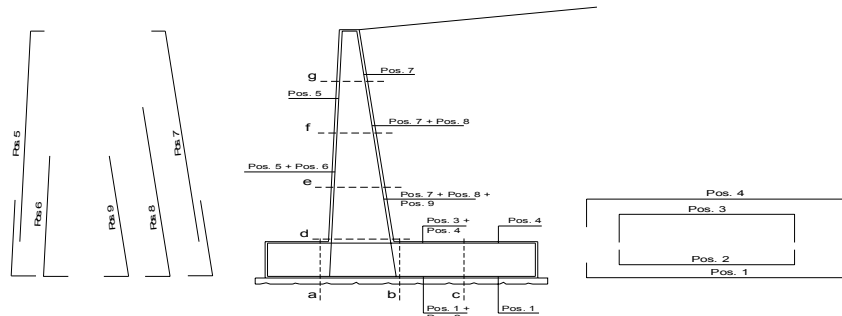
condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	195.65	83.09	367.79	0.00	41.00	687.52	0.00	120.24	120.24
e-e	4.73	82.54	35.05	206.88	0.00	21.08	345.55	0.00	80.25	80.25
f-f	3.15	24.46	10.39	91.95	0.00	8.49	135.27	0.00	46.88	46.88
g-g	1.58	3.06	1.30	22.99	0.00	1.90	29.24	0.00	20.13	20.13

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	195.65	56.78	382.79	0.00	41.00	676.21	0.00	104.98	104.98
e-e	4.73	82.54	23.96	215.32	0.00	21.08	342.89	0.00	70.07	70.07
f-f	3.15	24.46	7.10	95.70	0.00	8.49	135.74	0.00	40.93	40.93
g-g	1.58	3.06	0.89	23.92	0.00	1.90	29.77	0.00	17.57	17.57

SCHEMA DELLE ARMATURE

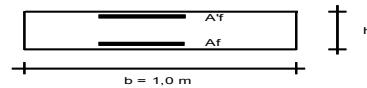


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24	[]	5	5.0	24	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	10.0	24		7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	[]

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 Statica

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm²)	A'f (cm²)	σc (N/mm²)	σf (N/mm²)
(-)							
a - a	26.73	0.00	1.00	22.62	90.48	0.17	13.15
b - b	-527.20	0.00	1.00	90.48	22.62	6.38	150.75
c - c	-232.86	0.00	1.00	45.24	22.62	1.62	59.50
d - d	475.14	112.61	1.03	45.24	22.62	3.26	106.79
e - e	239.75	75.16	0.87	45.24	22.62	2.18	64.02
f - f	94.33	43.90	0.72	45.24	22.62	1.22	30.80
g - g	20.53	18.85	0.56	45.24	22.62	0.42	8.33

Condizione Sismica

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm²)	A'f (cm²)	σc (N/mm²)	σf (N/mm²)
(-)							
a - a	41.54	0.00	1.00	22.62	90.48	0.27	20.43
b - b	-1141.71	0.00	1.00	90.48	22.62	6.38	150.75
c - c	-482.48	0.00	1.00	45.24	22.62	3.36	123.29
d - d	687.52	104.98	1.03	45.24	22.62	4.67	160.01
e - e	345.55	70.07	0.87	45.24	22.62	3.11	95.88
f - f	135.74	40.93	0.72	45.24	22.62	1.72	46.41
g - g	29.77	17.57	0.56	45.24	22.62	0.59	12.99

(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> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.3 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 il metodo di Bishop.

Le analisi sono state condotte considerando tutte le superfici circolari generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

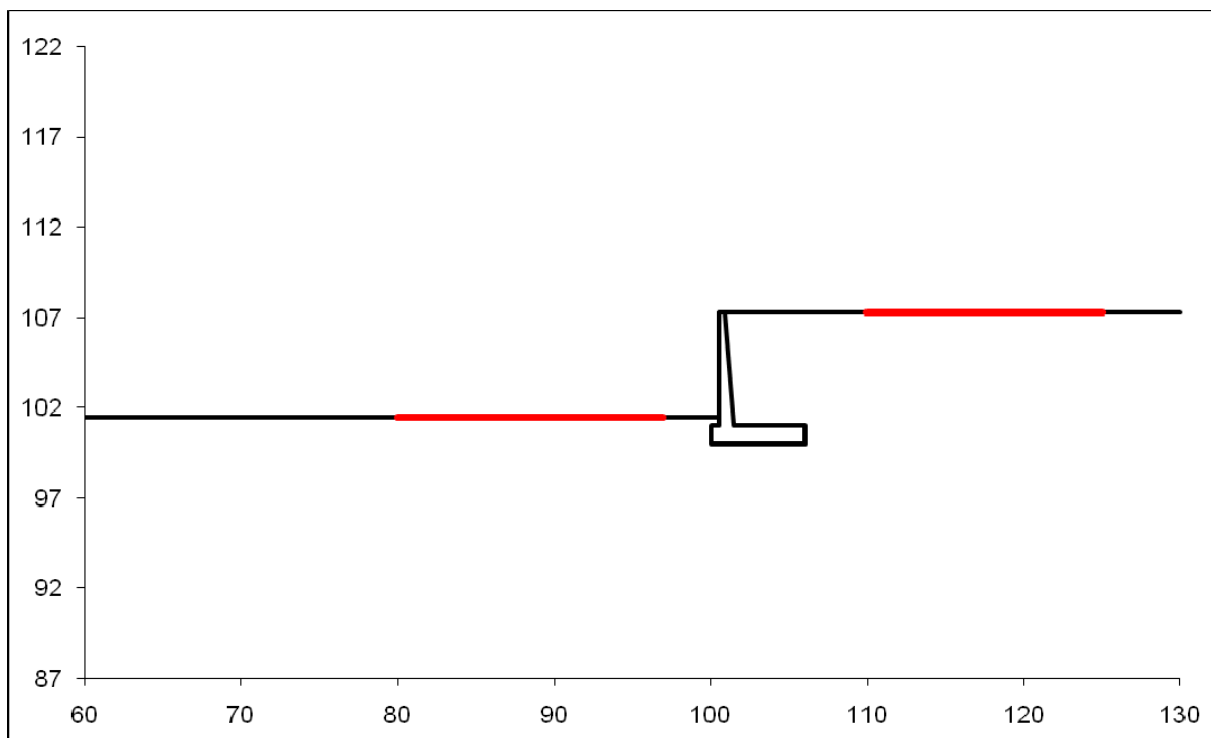


Figura 15 – schematizzazione geometrica

I carichi considerati sono quelli precedentemente discussi, così come l'azione sismica di progetto. Si riporta di seguito il risultato della verifica e due immagini rappresentative delle 10 superfici di scivolamento più critiche.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1454	STATICO	2.200
	SISMICO	1.619

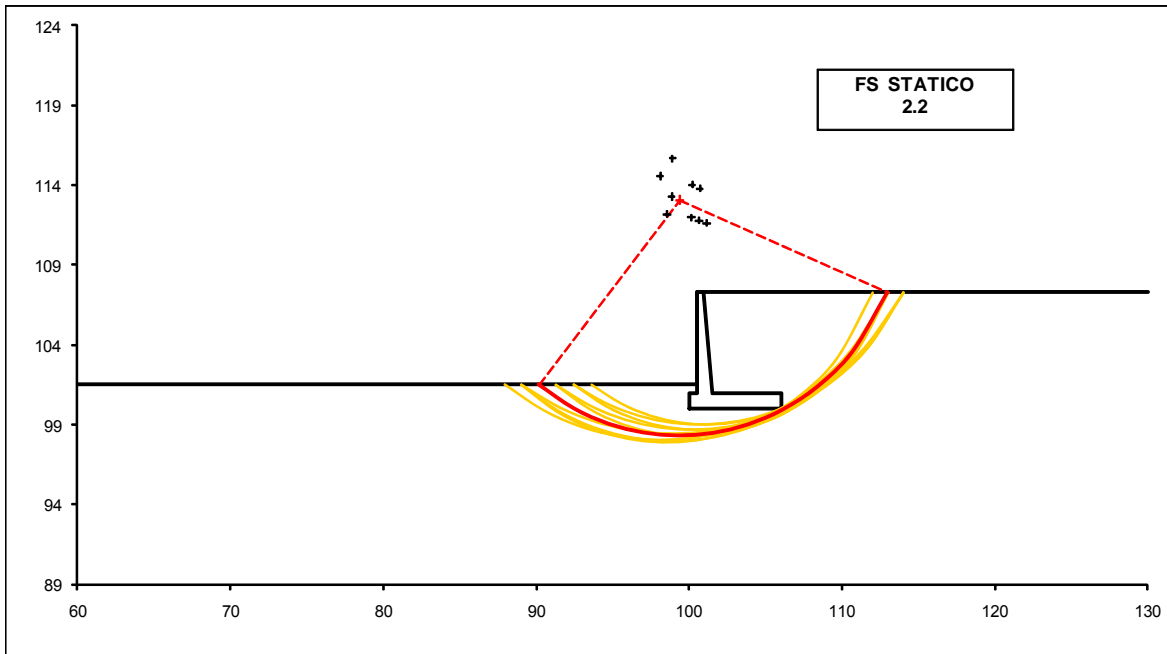


Figura 16 – superfici di scivolamento analisi statica

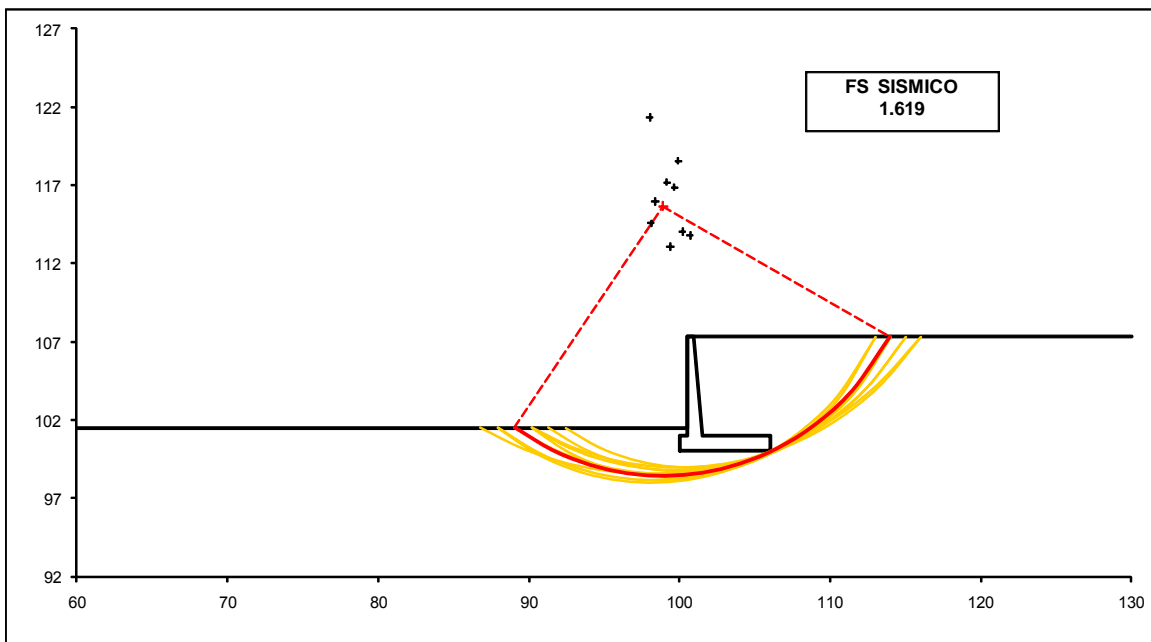
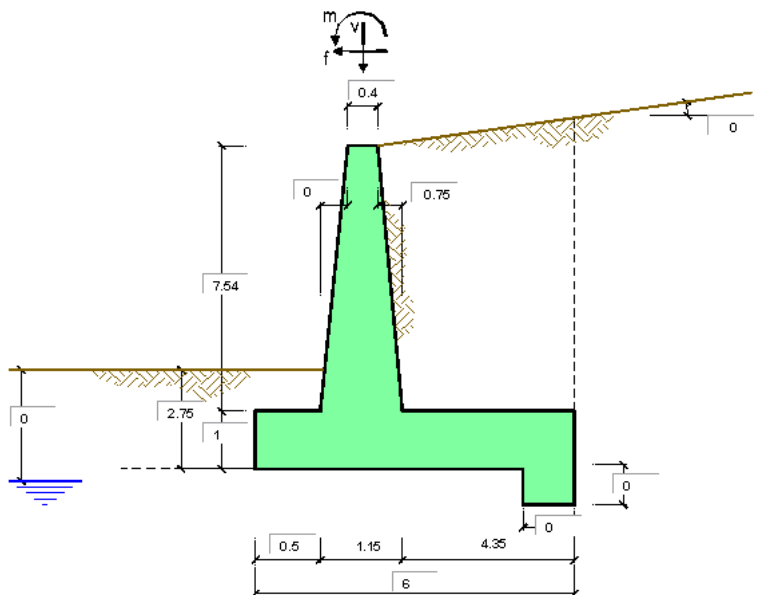


Figura 17– superfici di scivolamento analisi sismica

8.2 SCHEDE DI CALCOLO MURI TRIAGE CONCIO 3 h=7.54m



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.54	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.75	(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 =	4.35	(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)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

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"/>	

				valori caratteristici S/F		valori di progetto			
						STR/GEO	EQU		
Dati Geotecnici									
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ψ'	35.00		35.00	29.26		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	20.00		20.00	20.00		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	17.50		17.50	14.63		
Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate							
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00		0.00	0.00		
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ψ_1'	36.00		36.00	30.17		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	20.00		20.00	20.00		
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20.00		20.00	20.00		
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12.00					
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	49000					
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.437	(-)					
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1	(-)					
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)					
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)					
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.13547	(-)					
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0677	(-)					
	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	0.246		0.246		0.310		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.324		0.324		0.399		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.337		0.337		0.414		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.852		3.852		3.020		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.595		3.595		2.791		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.557		3.557		2.756		
Carichi Agenti									
				valori caratteristici		valori di progetto			
						STR/GEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	60.00		78.00	66.00		
	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	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 Ψ_1	0.80	condizione quasi permanente Ψ_2	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					

8.2.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	75.40	67.86
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	70.69	63.62
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	150.00	135.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	296.09	266.48
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	655.98	590.38
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	56.55	50.90
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	306.00	336.60
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	1018.53	977.88
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0.5 \cdot B3)$	(kNm/m)	52.78	47.50
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	81.29	73.16
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	450.00	405.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	584.07	525.66
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0.5 \cdot B5)$	(kNm/m)	2509.12	2258.21
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	79.17	71.25
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	1055.70	1161.27
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	3643.99	3490.73
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		40.11
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		20.06
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		150.42
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		75.21
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		48.72
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		33.64
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		10.16
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		92.53
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		3.58
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		5.51
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		30.48
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		39.56
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		423.89
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		46.17
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		470.06
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		169.96
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		7.76
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		177.71

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
CF0099_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	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) 179.50	233.35	249.09
Sq perm = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 126.11	163.95	175.01
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 171.19	222.55	241.02
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 120.28	156.36	169.33
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica			
Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 53.98	70.17	62.91
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 37.92	49.30	44.20
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 487.33	633.53	686.10
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 323.86	421.02	377.44
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 513.58	667.65	723.06
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 227.54	295.80	265.18
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(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 = $P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1525.89	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f$	378.91	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $tg \varphi_1'$	0.73	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	2.93	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $M_m + M_t + Mfext3$	4016.40	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	766.54	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	5.24	> 1

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
CF0099_F0

Rev
F0
Data
20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	1525.89	1525.89	(kNm)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	StH + SqH + f - Sp	378.91	378.91	(kNm)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	3960.41	3960.41	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	617.25	617.25	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c^1 \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

c ¹	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ ¹	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00		(°)
γ ₁	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
q ₀ = γd * H ²	sovraccarico stabilizzante	27.50		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.40	0.40	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5.19	5.19	(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 ^{tan φ}	(1 in cond. nd)	37.75		(-)
N _c = (N _q - 1) / tg(φ)	(2+π in cond. nd)	50.59		(-)
N _γ = 2 * (N _q + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	56.31		(-)

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)) ²ⁿ	(1 in cond. nd)	0.57	0.57	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q) / (N _q - 1)		0.55	0.55	(-)
i _γ = (1 - T / (N + B*c*cotgφ)) ^{2m-1}		0.42	0.42	(-)

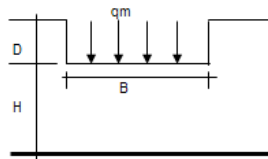
(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	1207.33	1207.33	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite **F = q_{lim} * B* / N**

Nmin	4.11	>	1.4
Nmax	4.11	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

	N	1406.52	(kN/m)
	M	441.00	(kNm/m)
	e=M/N	0.31	(m)
	B*	5.37	(m)
Profondità Piano di Posizione della Fondazione	D =	2.75	(m)
	D/B*	0.51	(m)
	Hs/B*	2.23	(m)
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B*	284.00	(kN/mq)
Coefficiente di forma μ ₀ = f(D/B)	μ ₀ =	0.938	(-)
Coefficiente di profondità μ ₁ = f(H/B)	μ ₁ =	0.71	(-)
Cedimento della fondazione	δ = μ ₀ * μ ₁ * qm * B* / E =	20.77	(mm)

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)	179.50	179.50	226.45
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	72.70	72.70	84.35
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	165.95	165.95	204.50
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	171.19	171.19	219.11
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	69.34	69.34	81.61
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	158.27	158.27	197.88
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	53.98	53.98	57.19
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.86	21.86	21.30
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	49.90	49.90	51.65
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	487.33	487.33	623.73
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	197.39	197.39	232.32
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	323.86	323.86	343.13
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	131.18	131.18	127.81
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	675.82	675.82	844.93
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	299.42	299.42	309.88
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	1535.62	(kN/m)	
-------------------------------------------------------	---------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	589.33	(kN/m)	
---------------------------------------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1$	0.73	(-)	
-------------------	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T	1.89	>	1.1
----------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	4544.77	(kNm/m)	
-------------------------	---------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPv + Mpts$	1265.48	(kNm/m)	
---------------------------------------------------------	---------	---------	--

Fr = Ms / Mr	3.59	>	1
---------------------	-------------	-------------	----------

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
CF0099_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	1535.62	1535.62	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	589.33		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	3276.67	3276.67	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	1330.20	1330.20	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kN/mq)
φ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00	(°)
γ	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	27.50	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.87	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.27	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(2+\pi) \cdot \tan(\varphi)}$	(1 in cond. nd)	37.75	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	50.59	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$	(0 in cond. nd)	56.31	(-)

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)	0.38	0.38	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.36	0.36	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi))^{m-1}$		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	675.40	675.40	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.88	>	1.4
		Nmax	1.88	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 179.50	179.50	226.45
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m) 49.69	49.69	55.26
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m) 172.72	172.72	212.30
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) 171.19	171.19	219.11
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m) 47.39	47.39	53.47
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m) 164.73	164.73	205.42
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) 53.98	53.98	57.19
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m) 14.94	14.94	13.96
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m) 51.94	51.94	53.62
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

	SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -			
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m) 487.33	487.33	623.73
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m) 134.89	134.89	152.21
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m) 323.86	323.86	343.13
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m) 89.64	89.64	83.73
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m) 703.38	703.38	877.15
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m) 311.63	311.63	321.69
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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	1340.21	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	573.83	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = tgφ1'	0.73	(-)	
Fs = (N·f + Sp) / T	1.70	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = Mm + Mt + Mfext3	4544.77	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	1684.39	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr	2.70	>	1

MURO DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
CF0099_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1340.21	1340.21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	573.83		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2847.74	2847.74	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	1172.89	1172.89	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	36.00		(°)
γ_s	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	27.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.88	0.88	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.25	4.25	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(2 \cdot \tan \phi' \cdot \phi')}$	(1 in cond. nd)	37.75		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	50.59		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	56.31		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.33	0.33	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.31	0.31	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m-1}$		0.19	0.19	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	563.21	563.21	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.79	>	1.4
		Nmax	1.79	>	

8.2.2 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)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_r	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_r	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	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_{rs} =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normati (ricoprimento armatura)

c_{min} = 2.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

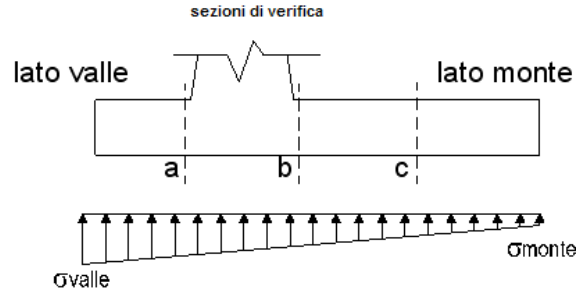
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	1525.89	617.25	357.19	151.44
	1525.89	617.25	357.19	151.44
sisma+	1535.62	1330.20	477.64	34.24
	1535.62	1330.20	477.64	34.24
sisma-	1340.21	1172.89	418.85	27.89
	1340.21	1172.89	418.85	27.89



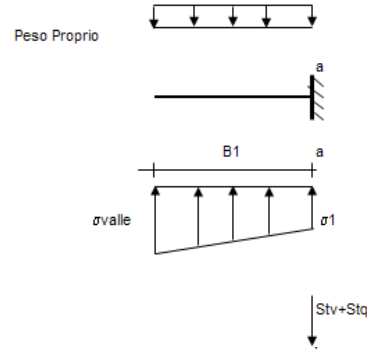
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	357.19	340.04	40.81	161.81
	357.19	340.04	40.81	161.81
sisma+	477.64	440.69	54.83	225.47
	477.64	440.69	55.04	225.47
sisma-	418.85	386.27	48.09	196.08
	418.85	386.27	47.87	196.08



Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	228.80	228.80	228.80	(kN/m ²)
pvb	228.80	228.80	228.80	(kN/m ²)
pvc	228.80	228.80	228.80	(kN/m ²)

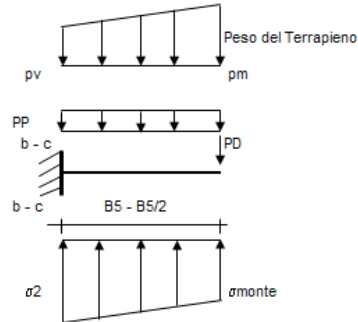
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	151.44	300.61	-1017.71	-240.30	226.02	-443.16	-260.99
	151.44	300.61	-1017.71	-240.30	226.02	-443.16	-260.99
sisma+	34.24	355.70	-1773.15	-456.44	194.97	-706.76	-465.89
	34.24	355.70	-1773.15	-456.44	194.97	-706.76	-465.89
sisma-	27.89	311.34	-1606.57	-412.30	169.61	-644.82	-420.70
	27.89	311.34	-1606.57	-412.30	169.61	-644.82	-420.70



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp-inerzia} = \sum P_m \cdot (1 \pm kv)$$

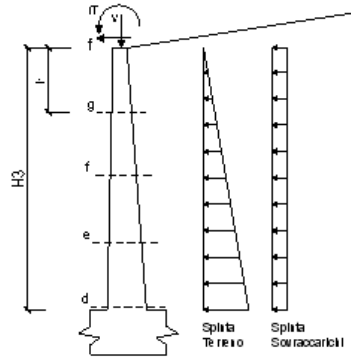
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	436.02	520.45	0.00	956.47	0.00	146.09	146.09
e-e	5.66	183.95	292.75	0.00	476.70	0.00	96.31	96.31
f-f	3.77	54.50	130.11	0.00	184.62	0.00	55.37	55.37
g-g	1.89	6.81	32.53	0.00	39.34	0.00	23.27	23.27

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	173.48	138.05	0.00	311.53
e-e	5.66	97.58	103.54	0.00	201.12
f-f	3.77	43.37	69.03	0.00	112.40
g-g	1.89	10.84	34.51	0.00	45.36

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp-inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	335.40	142.44	526.82	0.00	62.58	1067.24	0.00	155.98	155.98
e-e	5.66	141.50	60.09	296.33	0.00	31.81	529.74	0.00	102.84	102.84
f-f	3.77	41.93	17.81	131.70	0.00	12.64	204.07	0.00	59.12	59.12
g-g	1.89	5.24	2.23	32.93	0.00	2.78	43.18	0.00	24.84	24.84

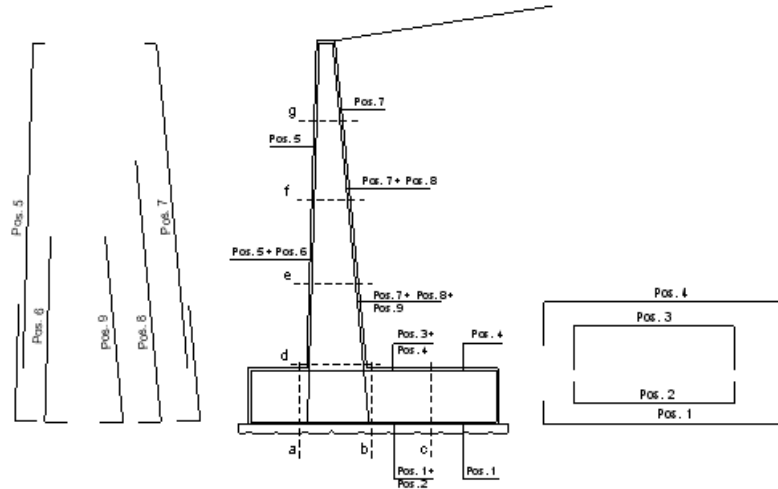
sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	133.45	56.67	139.74	0.00	19.79	349.65
e-e	5.66	75.06	31.88	104.80	0.00	13.05	224.80
f-f	3.77	33.36	14.17	69.87	0.00	7.50	124.90
g-g	1.89	8.34	3.54	34.93	0.00	3.15	49.97

condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp-inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	335.40	97.34	548.30	0.00	62.58	1043.62	0.00	136.19	136.19
e-e	5.66	141.50	41.07	308.42	0.00	31.81	522.80	0.00	89.79	89.79
f-f	3.77	41.93	12.17	137.08	0.00	12.64	203.80	0.00	51.62	51.62
g-g	1.89	5.24	1.52	34.27	0.00	2.78	43.81	0.00	21.69	21.69

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	133.45	38.73	145.44	0.00	19.79	337.41
e-e	5.66	75.06	21.79	109.08	0.00	13.05	218.98
f-f	3.77	33.36	9.68	72.72	0.00	7.50	123.26
g-g	1.89	8.34	2.42	36.36	0.00	3.15	50.27

SCHEMA DELLE ARMATURE

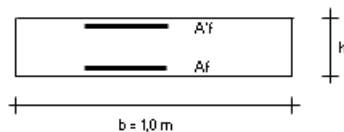


ARMATURE

pos	n/ml	φ	Il strato	pos	n/ml	φ	Il strato
1	5.0	24	<input type="checkbox"/>	5	5.0	24	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	10.0	24	<input type="checkbox"/>	7	10.0	24	<input type="checkbox"/>
4	10.0	24	<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	55.04	0.00	1.00	22.62	90.48	811.04
b - b	-1773.15	0.00	1.00	90.48	22.62	3018.29
c - c	-706.76	0.00	1.00	45.24	22.62	1602.01
d - d	1067.24	155.98	1.15	45.24	22.62	1946.40
e - e	529.74	102.84	0.96	45.24	22.62	1578.08
f - f	204.07	59.12	0.78	45.24	22.62	1222.62
g - g	43.81	21.69	0.59	45.24	22.62	876.71

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	225.47	1.00	301.40	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
b - b	456.44	1.00	478.44	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
c - c	465.89	1.00	379.74	10	20	20	21.8	1642.29	Sezione verificata
d - d	349.65	1.15	431.80	10	20	20	21.8	1901.60	Armatura a taglio non necessaria
e - e	224.80	0.96	386.67	10	20	20	21.8	1577.47	Armatura a taglio non necessaria
f - f	124.90	0.78	339.85	10	20	20	21.8	1253.33	Armatura a taglio non necessaria
g - g	50.27	0.59	289.66	10	20	20	21.8	929.19	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

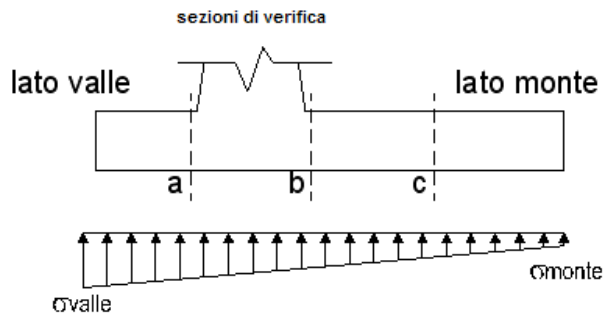
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	1406.52	441.00	307.92	160.92
	1406.52	441.00	307.92	160.92
Q.P.	1406.52	441.00	307.92	160.92
	1406.52	441.00	307.92	160.92

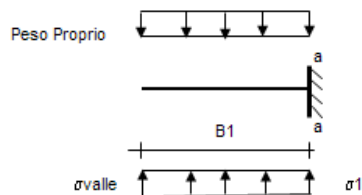


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	307.92	295.67	34.85
	307.92	295.67	34.85
Q.P.	307.92	295.67	34.85
	307.92	295.67	34.85



Mensola Lato Monte

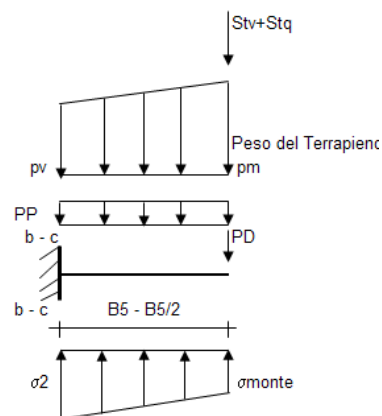
PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP	
pm	=	210.80	210.80	210.80	(kN/m ²)	
pvb	=	210.80	210.80	210.80	(kN/m ²)	
pvc	=	210.80	210.80	210.80	(kN/m ²)	

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	M_b	σ_2c	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	160.92	267.49	-772.12	214.21	-334.98
	160.92	267.49	-772.12	214.21	-334.98
Q.P.	160.92	267.49	-772.12	214.21	-334.98
	160.92	267.49	-772.12	214.21	-334.98



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

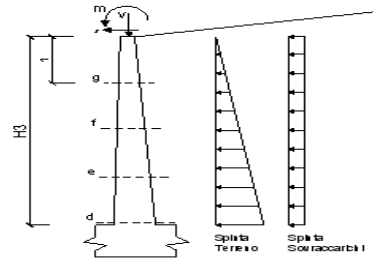
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

$$M_q = \frac{1}{2} K a_{crizz} \cdot q h^2$$

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

$$N_{exc} = v$$



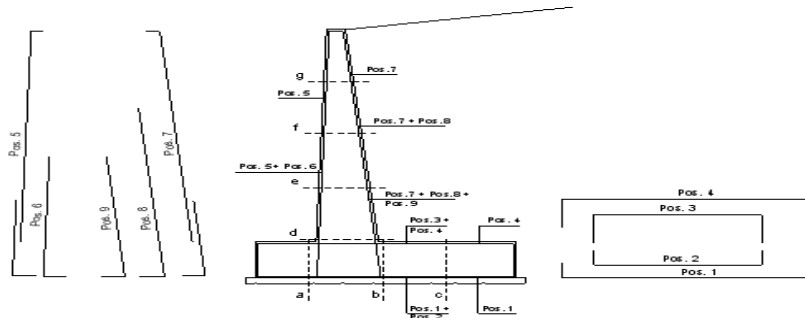
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{exc} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{exc} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	335.40	400.35	0.00	735.75	0.00	146.09	146.09
e-e	5.66	141.50	225.19	0.00	366.69	0.00	96.31	96.31
f-f	3.77	41.93	100.09	0.00	142.01	0.00	55.37	55.37
g-g	1.89	5.24	25.02	0.00	30.26	0.00	23.27	23.27

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{exc} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{exc} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	7.54	335.40	400.35	0.00	735.75	0.00	146.09	146.09
e-e	5.66	141.50	225.19	0.00	366.69	0.00	96.31	96.31
f-f	3.77	41.93	100.09	0.00	142.01	0.00	55.37	55.37
g-g	1.89	5.24	25.02	0.00	30.26	0.00	23.27	23.27

SCHEMA DELLE ARMATURE

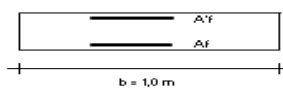


ARMATURE

pos	n/ml	φ	Il strato	pos	n/ml	φ	Il strato
1	5.0	24		5	5.0	24	
2	0.0	0	□	6	0.0	0	
3	10.0	24	□	7	10.0	24	
4	10.0	24	□	8	0.0	0	
				9	0.0	0	

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 [kNm]	N [kN]	h [m]	Af [cm ²]	A'f [cm ²]	σc [N/mm ²]	σf [N/mm ²]	wk [mm]	w... [mm]
(-)									
a - a	34.85	0.00	1.00	22.62	90.48	0.23	17.14	0.017	0.300
b - b	-772.12	0.00	1.00	90.48	22.62	4.31	101.95	0.072	0.300
c - c	-334.98	0.00	1.00	45.24	22.62	2.34	85.60	0.059	0.300
d - d	735.75	146.09	1.15	45.24	22.62	4.20	147.46	0.129	0.300
e - e	366.69	96.31	0.96	45.24	22.62	2.82	88.51	0.061	0.300
f - f	142.01	55.37	0.78	45.24	22.62	1.59	42.83	0.030	0.300
g - g	30.26	23.27	0.59	45.24	22.62	0.56	11.83	0.008	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M [kNm]	N [kN]	h [m]	Af [cm ²]	A'f [cm ²]	σc [N/mm ²]	σf [N/mm ²]	wk [mm]	w... [mm]
(-)									
a - a	34.85	0.00	1.00	22.62	90.48	0.23	17.14	0.017	0.400
b - b	-772.12	0.00	1.00	90.48	22.62	4.31	101.95	0.072	0.400
c - c	-334.98	0.00	1.00	45.24	22.62	2.34	85.60	0.059	0.400
d - d	735.75	146.09	1.15	45.24	22.62	4.20	147.46	0.129	0.400
e - e	366.69	96.31	0.96	45.24	22.62	2.82	88.51	0.061	0.400
f - f	142.01	55.37	0.78	45.24	22.62	1.59	42.83	0.030	0.400
g - g	30.26	23.27	0.59	45.24	22.62	0.56	11.83	0.008	0.400

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

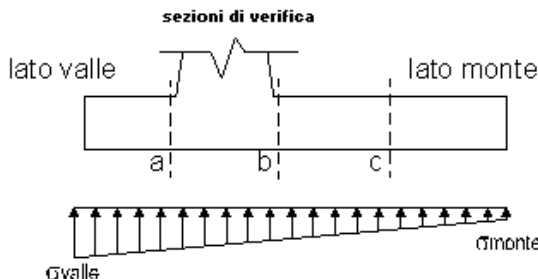
Reazione del terreno

$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$
 $\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	1406.52	441.00	307.92	160.92
	1406.52	441.00	307.92	160.92
sisma+	1535.62	1330.20	477.64	34.24
	1535.62	1330.20	477.64	34.24
sisma-	1340.21	1172.89	418.85	27.89
	1340.21	1172.89	418.85	27.89

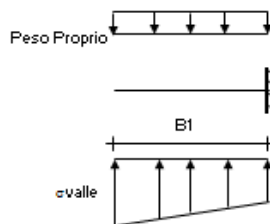


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1/k_v)$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	307.92	295.67	34.85
	307.92	295.67	34.85
sisma+	477.64	440.69	54.83
	477.64	440.69	54.83
sisma-	418.85	386.27	48.09
	418.85	386.27	48.09



Mensola Lato Monte

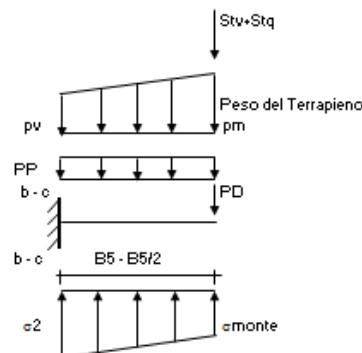
PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	210.80	210.80	210.80	(kN/m ²)
pvb	210.80	210.80	210.80	(kN/m ²)
pvc	210.80	210.80	210.80	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) \cdot M_{sp} \cdot Sp \cdot H_2/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2)^2/2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2/2)^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2)^2/3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B^2/2) \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) \cdot M_{sp} \cdot Sp \cdot H_2/2$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	160.92	267.49	-772.12	214.21	-334.98
	160.92	267.49	-772.12	214.21	-334.98
sisma+	34.24	355.70	-1591.31	194.97	-661.30
	34.24	355.70	-1591.31	194.97	-661.30
sisma-	27.89	311.34	-1447.81	169.61	-605.12
	27.89	311.34	-1447.81	169.61	-605.12



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K a_{0,0,0,0} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h / 3$$

$$M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{0,0,0,0} \cdot (1 \pm kv) - K a_{0,0,0,0}) \cdot h^2 \cdot h / 2 \quad o \cdot h / 3$$

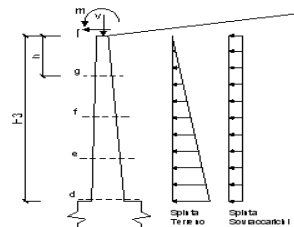
$$M_q = \frac{1}{2} K a_{0,0,0,0} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{inertza} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{sp-inertza} = \sum P_m \cdot (1 \pm kv)$$

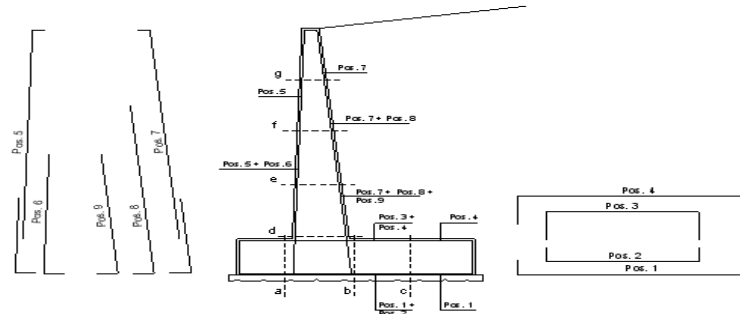


condizione statica								
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{sp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.54	335.40	400.35	0.00	735.75	0.00	146.09	146.09
e-e	5.66	141.50	225.19	0.00	366.69	0.00	96.31	96.31
f-f	3.77	41.93	100.09	0.00	142.01	0.00	55.37	55.37
g-g	1.89	5.24	25.02	0.00	30.26	0.00	23.27	23.27

condizione sismica +										
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inertza}	M _{tot}	N _{ext}	N _{sp-inertza}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.54	335.40	142.44	400.35	0.00	62.58	1067.24	0.00	155.98	155.98
e-e	5.66	141.50	60.09	226.33	0.00	31.81	529.74	0.00	102.84	102.84
f-f	3.77	41.93	17.81	100.09	0.00	12.64	204.07	0.00	59.12	59.12
g-g	1.89	5.24	2.23	25.02	0.00	2.78	43.18	0.00	24.84	24.84

condizione sismica -										
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inertza}	M _{tot}	N _{ext}	N _{sp-inertza}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.54	335.40	97.34	400.35	0.00	62.58	1043.62	0.00	136.19	136.19
e-e	5.66	141.50	41.07	226.33	0.00	31.81	522.80	0.00	89.79	89.79
f-f	3.77	41.93	12.17	100.09	0.00	12.64	203.80	0.00	51.62	51.62
g-g	1.89	5.24	1.52	25.02	0.00	2.78	43.81	0.00	21.69	21.69

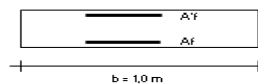
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n/ml	φ	Il strato	pos	n/ml	φ	Il strato
1	5.0	24		5	5.0	24	
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	10.0	24		7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

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 Statica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	34.85	0.00	1.00	22.62	90.48	0.23	17.14
b - b	-772.12	0.00	1.00	90.48	22.62	4.31	101.95
c - c	-334.98	0.00	1.00	45.24	22.62	2.34	85.60
d - d	735.75	146.09	1.15	45.24	22.62	4.20	147.46
e - e	366.69	96.31	0.96	45.24	22.62	2.82	88.51
f - f	142.01	55.37	0.78	45.24	22.62	1.59	42.83
g - g	30.26	23.27	0.59	45.24	22.62	0.96	11.83

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	54.83	0.00	1.00	22.62	90.48	0.36	26.97
b - b	-1591.31	0.00	1.00	90.48	22.62	8.89	210.12
c - c	-661.30	0.00	1.00	45.24	22.62	4.61	168.98
d - d	1067.24	136.19	1.15	45.24	22.62	6.03	221.09
e - e	529.74	89.79	0.96	45.24	22.62	4.03	132.54
f - f	204.07	51.62	0.78	45.24	22.62	2.25	64.18
g - g	43.81	21.69	0.59	45.24	22.62	0.79	18.25

(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> CF0099_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.2.3 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 il metodo di Bishop.

Le analisi sono state condotte considerando tutte le superfici circolari generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

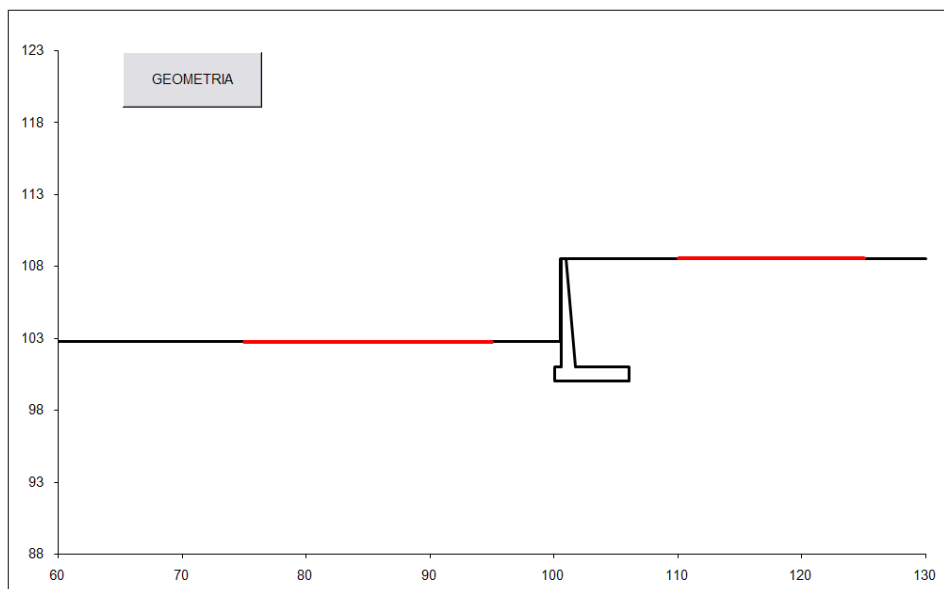


Figura 18 – schematizzazione geometrica

I carichi considerati sono quelli precedentemente discussi, così come l'azione sismica di progetto. Si riporta di seguito il risultato della verifica e due immagini rappresentative delle 10 superfici di scivolamento più critiche.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1145	STATICO	2.467
	SISMICO	1.817

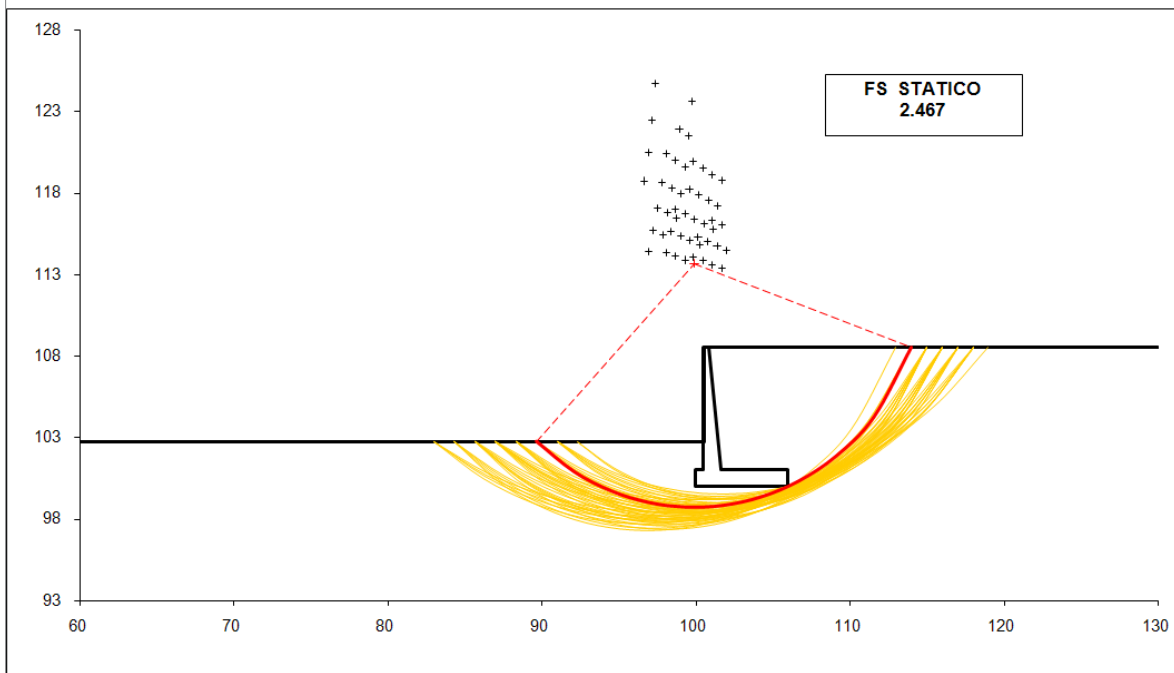


Figura 19 – superfici di scivolamento analisi statica

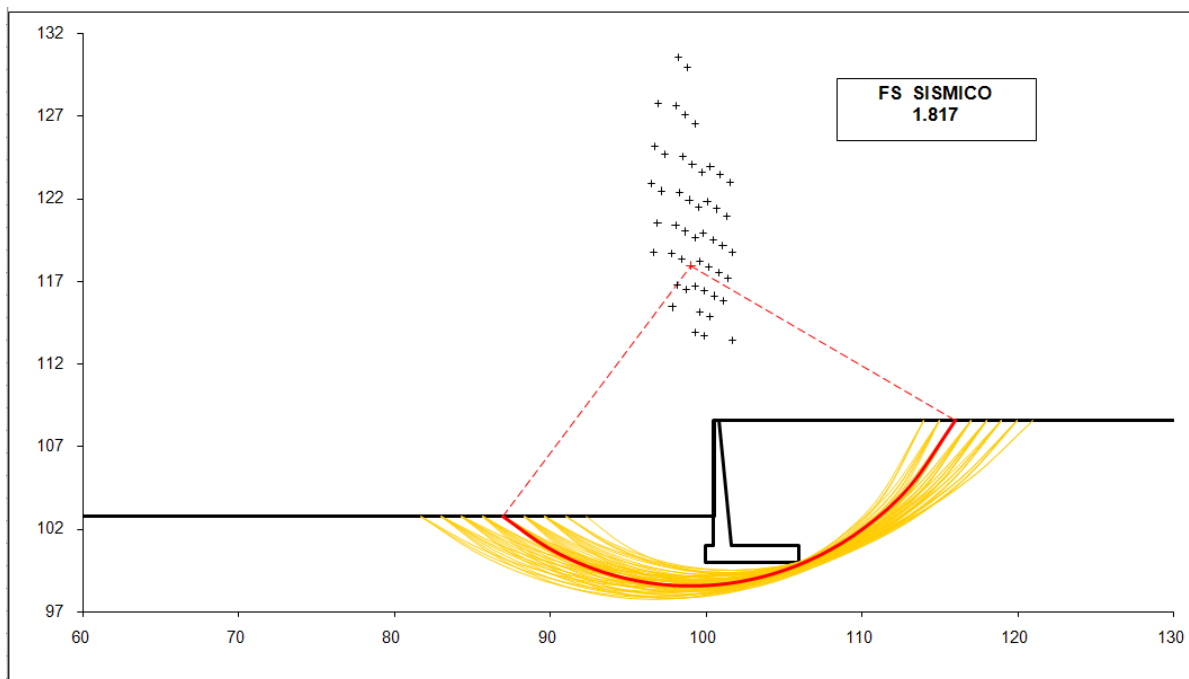


Figura 20– superfici di scivolamento analisi sismica