

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO ALTERNATIVE AI SITI DI DEPOSITO

(Richieste CTVA del 22/12/2011 Prot. CTVA/2011/4534 e del 16/03/2012 Prot. CTVA/2012/1012)

EUROLINK S.C.p.A.

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

IL PROGETTISTA

 SIGMA INGEGNERIA s.r.l.
Via della Libertà 20/A
00143 PALERMO
Tel. 091/625112 - Fax 091/337009
e-mail: sgman@sigmail.com
Ing. Fausto Giordano Direttore Tecnico

(Dott. Ing. F. Giordano)



Ing. E. Pagani
Ordine Ing. Milano n°15408

IL CONTRAENTE GENERALE
PROJECT MANAGER
(Ing. P.P. Marcheselli)

STRETTO DI MESSINA
Direttore Generale
Ing. G. Fiammenghi

STRETTO DI MESSINA
Amministratore Delegato
Dott. P. Ciucci

Firmato digitalmente ai sensi dell' "Art.21 del D.Lgs. 82/2005"

CZV0933_F0

Unità Funzionale COLLEGAMENTI VERSANTE SICILIA
Tipo di sistema CANTIERI
Raggruppamento di opere/attività RIPASCIMENTO
Opera - tratto d'opera - parte d'opera ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE
Titolo del documento STUDIO DI INGEGNERIA GEOTECNICA

CODICE

C G 0 0 0 0 P S D V S C Z C 3 G O 0 0 0 0 0 0 1 1 F0

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	31/05/2012	EMISSIONE FINALE	F. CASTELLI	F. GIORDANO	F. GIORDANO

NOME DEL FILE: CZV0933_F0

revisione interna: __

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

INDICE

Premessa.....	2
1. Normativa di riferimento.....	2
2. Aspetti di carattere generale.....	3
3. Costituzione del sottosuolo.....	4
3.1 Sondaggi geognostici.....	4
3.2 Indagini geofisiche.....	10
4. Caratteristiche principali delle opere.....	11
4.1 Scogliera soffolta.....	11
4.2 Proprietà geotecniche dei materiali da costruzione.....	13
5. Sicurezza e prestazioni attese.....	14
5.1 Generalità.....	14
5.2 Valutazione dell'azione sismica.....	18
6. Verifiche geotecniche.....	20
6.1 Scogliera soffolta.....	20
6.2 Cedimenti della scogliera soffolta.....	23
6.3 Pontile a giorno.....	23
6.3.1 Verifica del collasso nei riguardi di carichi trasversali.....	24
6.3.2 Verifica del collasso nei riguardi di carichi assiali.....	27
7. Verifica nei riguardi della liquefazione.....	30
8. Conclusioni.....	34

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

Premessa

La presente *Relazione Geotecnica* riguarda i “*Progetti di riqualifica dei litorali con interventi di ripascimento da realizzare con i materiali di scavo provenienti dalle opere previste nel Progetto Definitivo del Collegamento Stabile dello Stretto di Messina*”.

Lo studio geotecnico riguarderà la definizione del comportamento meccanico del volume di terreno influenzato dalla costruzione delle opere, le verifiche geotecniche per gli aspetti relativi alla interazione di dette opere con il terreno e quelle del pontile a giorno per la movimentazione del materiale di scavo da realizzare a Villafranca Tirrena (ME).

Gli interventi di ripascimento saranno localizzati lungo la costa Tirrenica della provincia di Messina, tra i comuni di Monforte e Saponara. Tale tratto di litorale è sede di processi di erosione che hanno determinato negli anni un sensibile arretramento della linea di costa. Inoltre, a presidio e difesa degli interventi di ripascimento artificiale della spiaggia saranno realizzati alcuni tratti di scogliera soffolta. Per maggiori dettagli sull'ubicazione di tali tratti di scogliera soffolta si rimanda agli altri elaborati di progetto (*Figura 1*).

Nella presente relazione si riportano, per completezza, i risultati delle indagini geognostiche e geotecniche finora eseguite, si propone la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di fondazione e dei materiali da costruzione, si riportano i risultati delle verifiche di stabilità.

Tali verifiche saranno condotte in relazione alle vigenti disposizioni normative in materia di progettazione geotecnica e di valutazione delle azioni agenti sulle costruzioni.

• Normativa di Riferimento

- Norme tecniche relative alle costruzioni in zona sismica (*D.Lgs. 02.02.1974 n.64; D.M. 24.01.1986; D.M. LL.PP. 16.01.1996*).
- Norme Tecniche per i carichi ed i sovraccarichi e per la verifica di sicurezza delle costruzioni (*D.M. LL.PP. 16.01.1996*).
- Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (*Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20.03.2003 e ss.mm.ii.*).
- Eurocodice 1: Criteri generali di progettazione strutturale, azioni sulle strutture, basi di calcolo. (UNI EN 1991-1-1:5,1991:2004).
- Eurocodice 7: *Progettazione Geotecnica* - regole generali (UNI ENV 1997-1:3, 1997:2002).

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica</p>		<p><i>Codice documento</i> CZV 0933</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>

- Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica (UNI EN 1998-5:2005) - *Parte 5 : Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*
- N.T.C. 2008 - *Norme Tecniche per le Costruzioni* (Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008).
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Circolare n.617 del 02.02.2009 “*Istruzioni per la applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008*”.

• **Aspetti di Carattere Generale**

Nel campo della progettazione delle strutture ed infrastrutture di tipo civile, nonché delle opere di materiali sciolti, la normativa vigente (D.M.14 gennaio 2008 - N.T.C. 2008) prevede un approccio semiprobabilistico per la determinazione delle azioni e delle resistenze, sia per gli elementi strutturali sia per il sistema terreno-opera) stabilendo alcuni punti maggiormente significativi:

- il concetto di vita utile dell'opera;
- l'approccio progettuale con il metodo degli stati limite, con una più precisa definizione degli stati limite stessi (ultimi e di servizio) ed il relativo riferimento a “soglie” di comportamento strutturale ben precise, legate non solo all'approssimarsi delle condizioni di collasso ma anche a fasi “intermedie” quali, ad esempio, quelle di conservazione della funzionalità.

Il D.M.14.01.2008 definisce anche gli aspetti relativi alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito (Modello Geologico di Riferimento), alla ricostruzione della quale si deve pervenire attraverso specifiche indagini. Questa costituisce la base di riferimento per la successiva modellazione geotecnica (Modellazione Geotecnica e geomeccanica dei litotipi interessati) e, di conseguenza, per l'intero sviluppo progettuale.

Unitamente agli altri elementi di carattere conoscitivo (geologia di superficie, geofisica, ecc.) essa concorre, infatti, ad ottenere una previsione affidabile delle condizioni geologiche e/o geotecniche con cui l'opera andrà ad interagire.

Le indagini devono comprendere, infine, l'accertamento degli elementi che unitamente agli effetti topografici influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Nel caso in esame, considerata la natura dei litotipi presenti, rappresentati prevalentemente da sabbie e ghiaie, si può ritenere che i terreni di fondazione siano dotati di buone proprietà meccaniche e siano da escludere cedimenti differiti nel tempo a causa della realizzazione delle opere previste in progetto.

La variabilità dello stato di addensamento di tali materiali, tuttavia, può determinare disomogeneità di comportamento, che richiedono specifiche valutazioni sulla compatibilità dei cedimenti previsti in

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica</p>		<p><i>Codice documento</i> CZV 0933</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>

relazione alla funzionalità delle opere da realizzare.

- **Costituzione del Sottosuolo**

Il litorale oggetto degli interventi è compreso tra la foce della Fiumara Niceto ad ovest e la foce del Fiume Saponara ad est, lungo il margine di una vasta pianura costiera prospiciente il Mar Tirreno. La morfologia dell'area in cui è inserito il litorale oggetto di studio è pianeggiante, con debolissime pendenze verso Nord. Si tratta prevalentemente di aree intensamente urbanizzate comprese fra la battigia, lungo la quale si sviluppano le spiagge sabbioso-ghiaiose ed una cortina di rilievi terrazzati a breve distanza da esse.

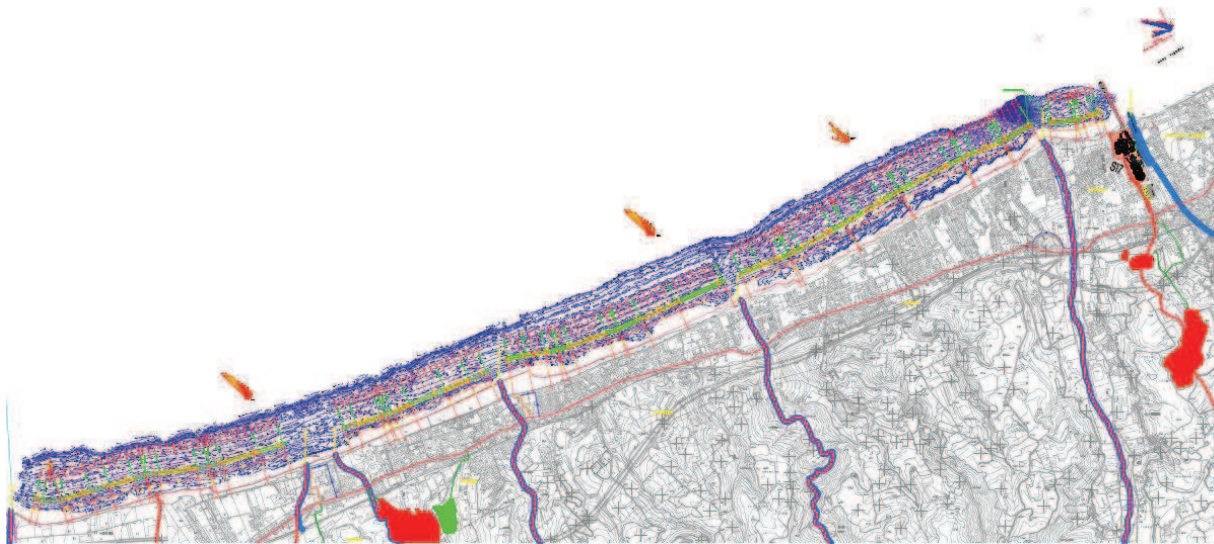


Figura 1. Planimetria con ubicazione degli interventi

- **Sondaggi geognostici**

Per accertare la natura dei terreni di fondazione sono stati eseguiti alcuni sondaggi geognostici con il sistema del carotaggio continuo. La profondità massima raggiunta con i sondaggi dal piano campagna è di 15 m.

In particolare è stato eseguito un sondaggio, denominato *S1*, nella spiaggia antistante Rometta Marea, a circa 600 m alla destra idrografica del Torrente San Pietro, un sondaggio denominato *S2* nella spiaggia antistante Spadafora ed un sondaggio denominato *S3* nella spiaggia antistante Venetico Marina, a circa 50 m alla destra idrografica del Fiume Senia.

Di ciascun sondaggio sono state prodotte le stratigrafie di dettaglio che hanno permesso di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

distinguere i tipi di terreno presenti nella zona e di interpretarne l'assetto stratigrafico e strutturale. I profili schematici dei sondaggi sono rappresentati nelle *Figure 2, 3 e 4*.

Lungo le verticali di sondaggio sono state inoltre eseguite prove penetrometriche di tipo *SPT* i cui risultati sono riportati nella *Tabella I*.

Si osservi che i valori dell'indice N_{30} sono in genere maggiori di 30, con alcune eccezioni riguardanti la parte più superficiale. I dati acquisiti hanno consentito di accertare la costituzione del sottosuolo con grado di dettaglio adeguato agli scopi del progetto.

I caratteri geologici costituiscono un importante riferimento per l'impostazione del progetto, soprattutto per le opere ad elevato sviluppo lineare che interessano aree di notevoli dimensioni.

Le scelte tipologiche sono intrinsecamente connesse e condizionate dalla caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo.

Si intuisce, pertanto, l'importanza della modellazione geologica e geotecnica del sito a cui bisogna pervenire mediante un'adeguata campagna d'indagine, che permetta di valutare i valori appropriati delle grandezze fisiche e meccaniche necessarie per tutte le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Le indagini geotecniche devono consentire la definizione del modello geotecnico di sottosuolo necessario alla progettazione, laddove per modello geotecnico bisogna intendere uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo.

Alla luce di tali considerazioni si ritiene opportuno suggerire che la fase di redazione del progetto esecutivo sia preceduta da una dettagliata campagna d'indagini geotecniche, che oltre alla conoscenza puntuale della situazione geologica e stratigrafica, permetta l'investigazione diretta di tutti i litotipi presenti.

Tale esigenza si pone per il maggiore livello di approfondimento del comportamento meccanico dei terreni richiesto in fase di redazione del progetto esecutivo, con riferimento sia alle verifiche in condizioni statiche che a quelle in condizioni sismiche.

Per quanto concerne gli aspetti geologici di dettaglio si rimanda alla *Relazione Geologica* redatta dal dott. geol. Gianvito Graziano.

Dall'analisi dei risultati delle indagini eseguite è possibile affermare che nell'ambito delle opere di interesse i terreni sono costituiti prevalentemente da rocce sciolte poco addensate, ed in particolare, da sabbie di colore giallastro (**S**) e ghiaie (**GH**), variamente associate con prevalenza ora dell'uno ora dell'altro termine. In corrispondenza del sondaggio S3, ubicato su un rilevato, le sabbie e le ghiaie sono sormontate da terreno di riporto (**TR**).

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica</p>		<p><i>Codice documento</i> CZV 0933</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>

Per gli scopi delle verifiche geotecniche contenute nel seguito della presente relazione, le pressioni interstiziali nei terreni di fondazione della scogliera soffolta possono ritenersi idrostatiche.

TITOLO DEL DOCUMENTO
Studio di ingegneria geotecnica

Codice documento
CZV 0933

Rev
F0

Data
31/05/2012

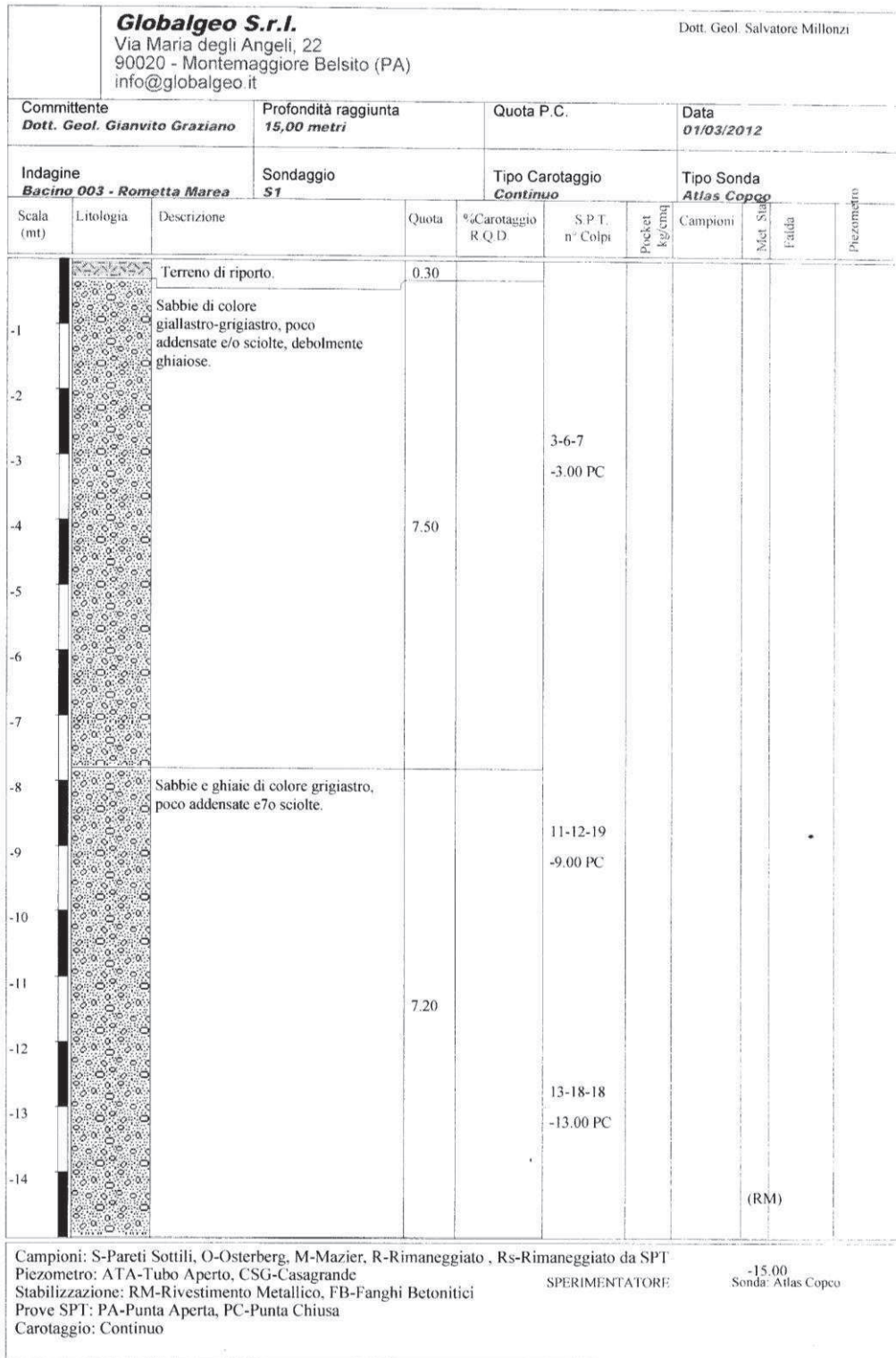


Figura 2. Profilo stratigrafico dedotto dal sondaggio S1

TITOLO DEL DOCUMENTO
 Studio di ingegneria geotecnica

Codice documento
 CZV 0933

Rev
 F0

Data
 31/05/2012

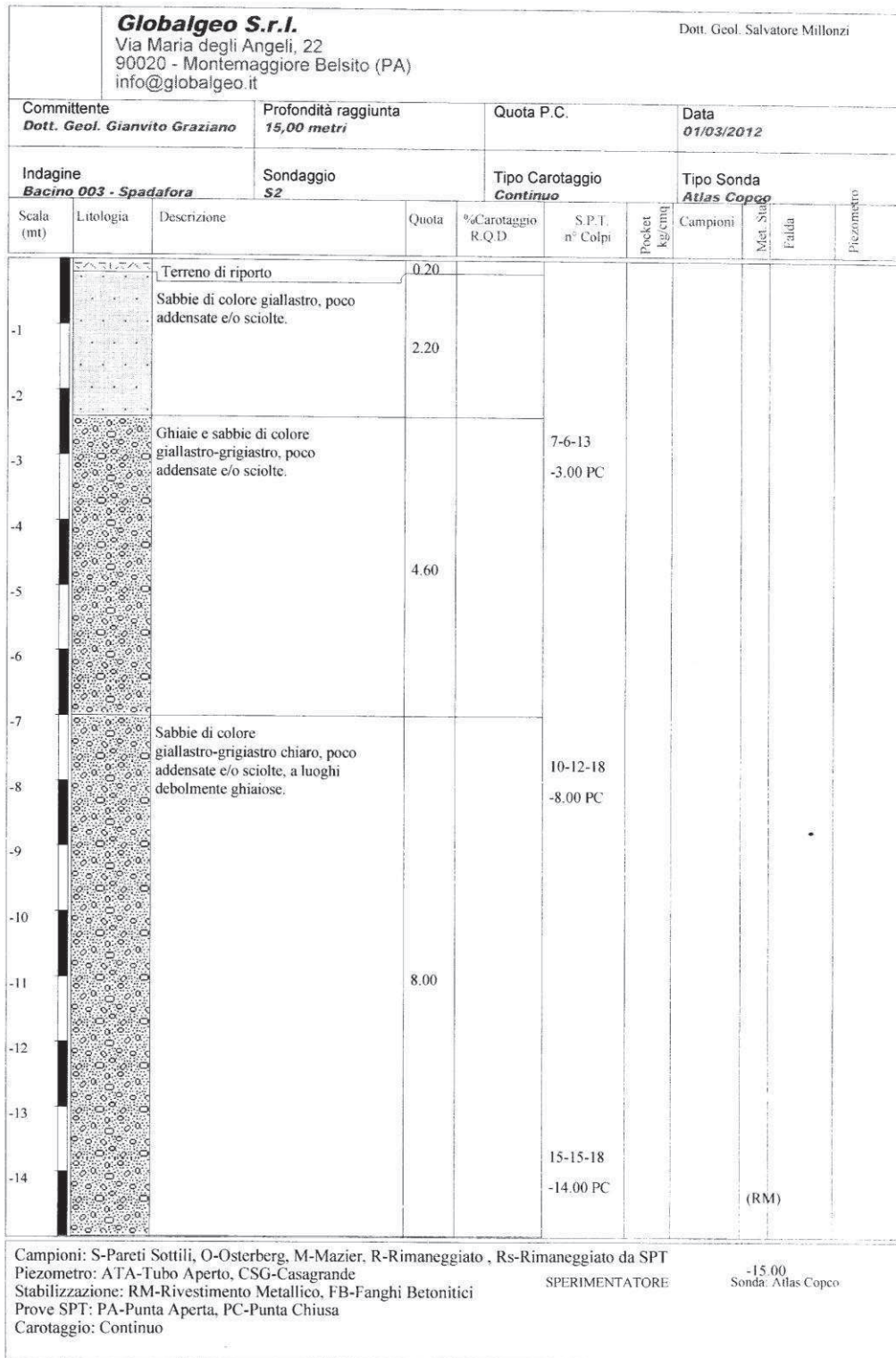


Figura 3. Profilo stratigrafico dedotto dal sondaggio S2

TITOLO DEL DOCUMENTO
 Studio di ingegneria geotecnica

Codice documento
 CZV 0933

Rev
 F0

Data
 31/05/2012

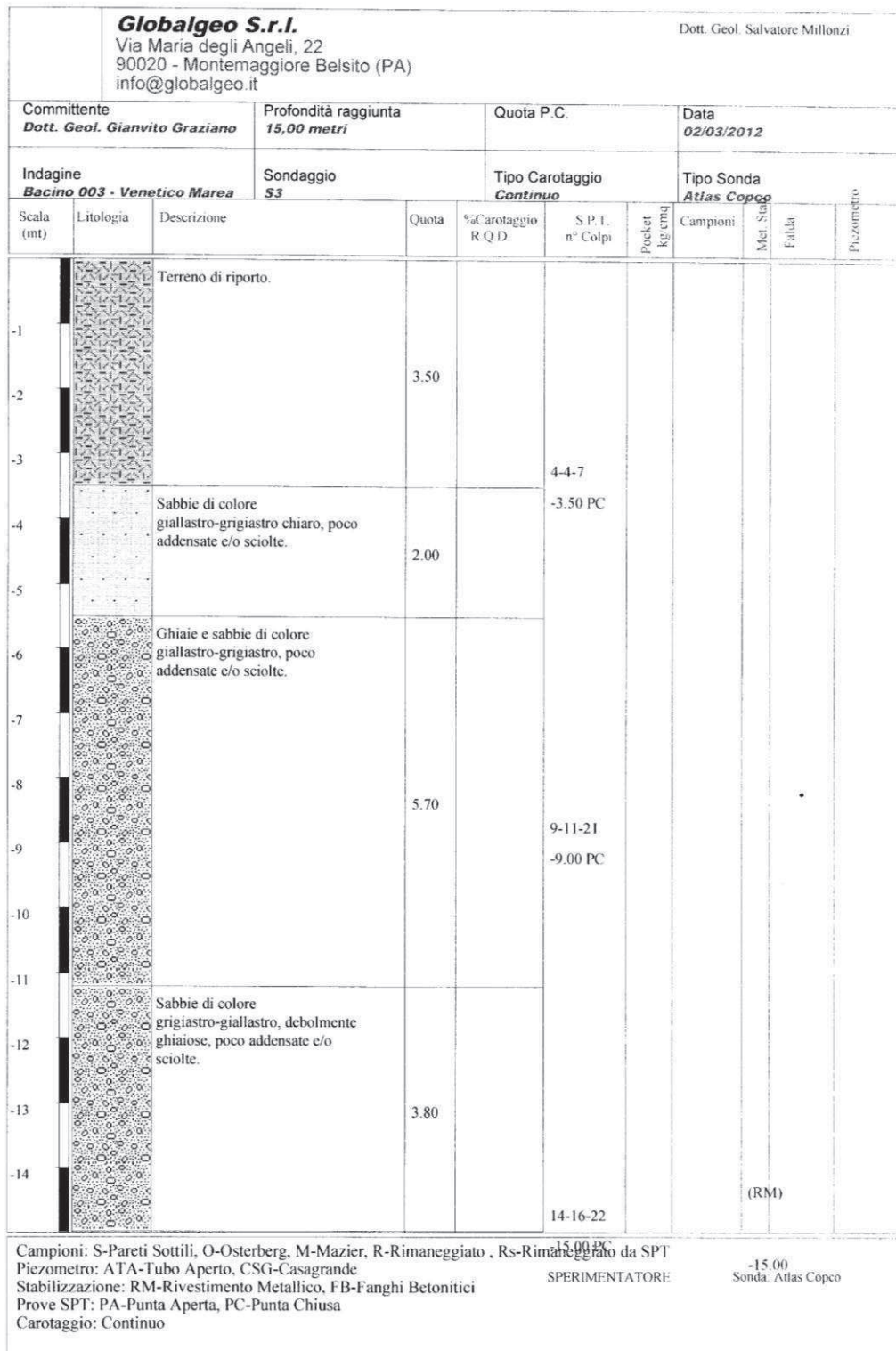


Figura 4. Profilo stratigrafico dedotto dal sondaggio S3



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
		TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica	Codice documento CZV 0933	Rev F0

Tabella I. Risultati delle prove penetrometriche SPT

Sondaggio	Profondità dal p.c. [m]	Risultati	N_{30}
S1	3.0	3 - 6 - 7	13
	9.0	11 - 12 - 19	31
	13.0	13 - 18 - 18	36
S2	3.0	7 - 6 - 13	19
	8.0	10 - 12 - 18	30
	14.0	15 - 15 - 18	33
S3	3.5	4 - 4 - 7	11
	9.0	9 - 11 - 21	32
	15.0	14 - 16 - 22	38

Sulla base dei risultati delle prove SPT si desume, attraverso note correlazioni, che i terreni di fondazione delle opere in progetto sono tra sciolti e mediamente addensati (Figura 5).

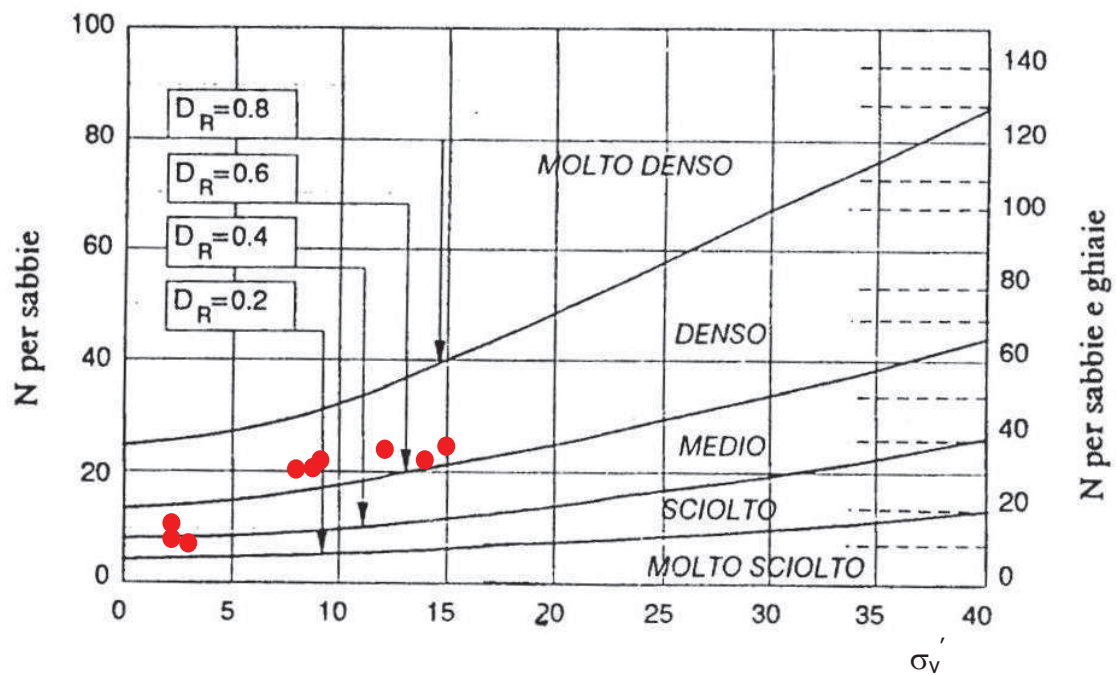


Figura 5. Densità relativa del terreno dedotta dai risultati delle prove SPT

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica	Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012	

Sempre dai risultati delle prove penetrometriche attraverso correlazioni, valide per sabbie e ghiaie, tenendo conto delle pressioni verticali efficaci valutate ipotizzando che il regime di pressioni interstiziali sia di tipo idrostatico con p.l. della falda coincidente con il livello del mare, si ricavano valori dell'angolo di resistenza a taglio compresi tra 40 e 45° (Figura 6).

Tenuto conto che la correlazione tra i risultati delle prove penetrometriche e l'angolo di resistenza a taglio è utilizzabile solo in via orientativa per i terreni in esame, i calcoli di verifica potranno essere eseguiti considerando cautelativamente un valore caratteristico dell'angolo di resistenza a taglio pari a 38° ed un valore della coesione intercetta $c' = 0$.

Il peso dell'unità di volume saturo dei terreni di fondazione si può porre uguale a 20 t/m³ (19.6 kN/m³).

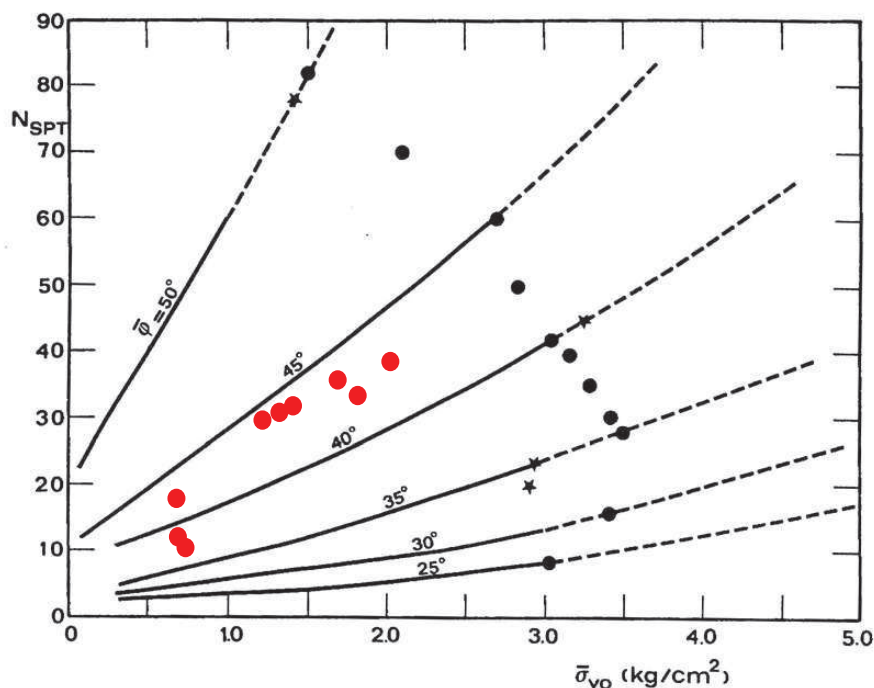


Figura 6. Valori dell'angolo di resistenza al taglio dedotti dalle prove SPT

- **Indagini geofisiche**

Unitamente ai sondaggi geognostici per l'accertamento della successione stratigrafica nell'area di interesse, è stata eseguita una campagna di indagini geofisiche mediante tomografo digitale nel sito in cui sarà realizzato il pontile a giorno. Le acquisizioni dei microtremori ambientali hanno permesso di definire il parametro $V_{s,30}$, ovvero la velocità media di propagazione entro i primi 30 m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

di profondità delle onde di taglio nel terreno.

L'analisi sismica è stata condotta dal dott. Gian Piero Todaro, la cui relazione, con i dettagli relativi alla strumentazione utilizzata, al metodo di acquisizione ed all'interpretazione dei dati misurati, è parte integrante dello studio geologico.

L'indagine eseguita ha evidenziato una prima porzione di terreno dello spessore di circa 8.0 m, caratterizzata da una velocità di propagazione delle onde di taglio pari a $V_s = 280-650$ m/sec, associabile in superficie alla presenza di uno spessore di ghiaia di circa 1.0 m, cui fa seguito un complesso sabbioso per i rimanenti 7.0 m circa.

Dopo i primi 8.0 m, fino alla profondità di 15 m circa, si osserva un decremento dei valori di V_s pari a 580 m/sec, che individua un secondo strato, ancora di sabbie e ghiaie, probabilmente meno addensate.

Da 15 m sino ad una profondità di oltre 55 m si osserva un profilo monocorde della curva, accompagnato da un aumento di velocità e di omogeneità della porzione di sottosuolo indagato, che individua un terzo sismostrato caratterizzato da valori di V_s fino a oltre 900 m/sec.

Sulla base dei dati ottenuti, tenuto conto che le prove geofisiche nell'ambito dei primi 30 m di profondità forniscono valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ compresi nell'intervallo $360 \leq V_{s,30} \leq 800$ m/sec, il sottosuolo può essere classificato di **Categoria B** (D.M. 14 gennaio 2008).

• Caratteristiche Principali delle Opere

Le opere da realizzare sono indicate sulla planimetria di *Figura 1*. A titolo di esempio nelle *Figure 7, 8, 9 e 10* sono rappresentate alcune sezioni schematiche delle opere normali alla linea di costa, dalle quali possono desumersi i rapporti tra la scogliera soffolta ed i materiali di ripascimento.

• Scogliera soffolta

La scogliera soffolta sarà realizzata con scogli di varie categorie, con peso del singolo elemento compreso tra 5 kg e 7 t. I vari tipi di scogli sono disposti come indicato sulla sezione trasversale di *Figura 7 e 8*, la quota di coronamento della scogliera è di - 1.50 e la larghezza del coronamento è di circa 18 m.

Nel corpo della scogliera è inserito un materasso spesso 40 mm circa costituito di geotessuto zavorrato con blocchi di calcestruzzo ad esso collegati; il geotessuto ha funzione di filtro e consentirà di evitare il "sifonamento" del materiale di ripascimento della spiaggia.

TITOLO DEL DOCUMENTO
Studio di ingegneria geotecnica

Codice documento
CZV 0933

Rev
F0

Data
31/05/2012

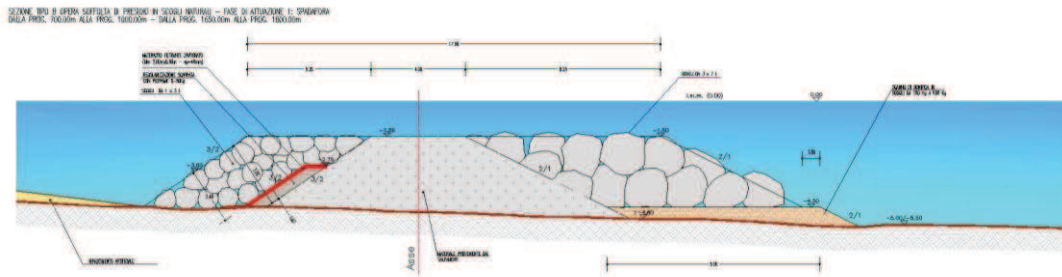
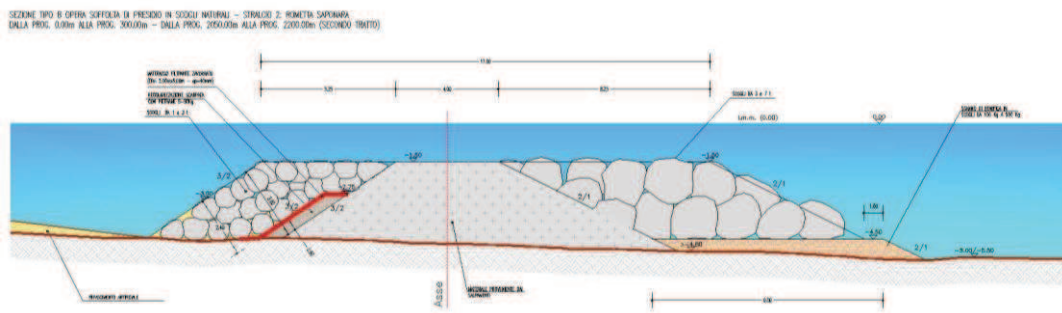


Figura 7. Sezione schematica delle opere da realizzare - 1° Stralcio



8. Sezione schematica delle opere da realizzare - 2° Stralcio

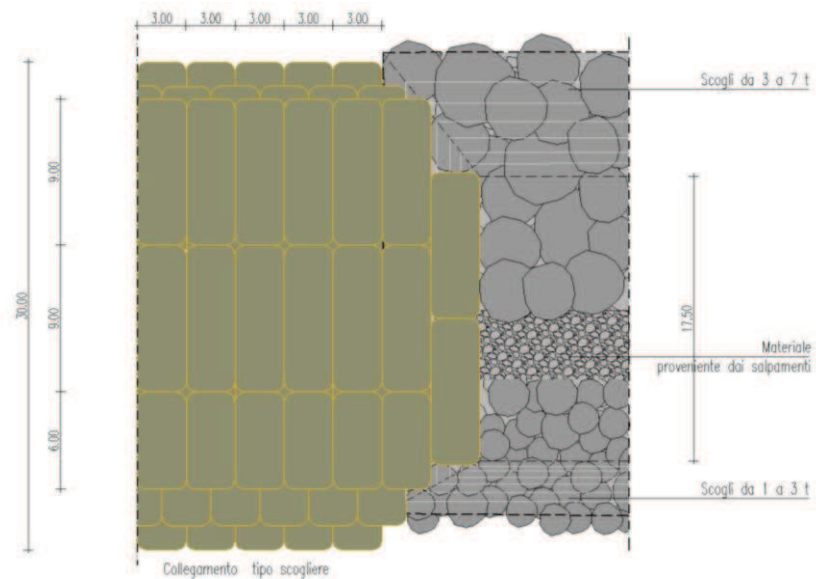


Figura 9. Collegamento tra opera soffolta in scogli naturali e sacchi di sabbia

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

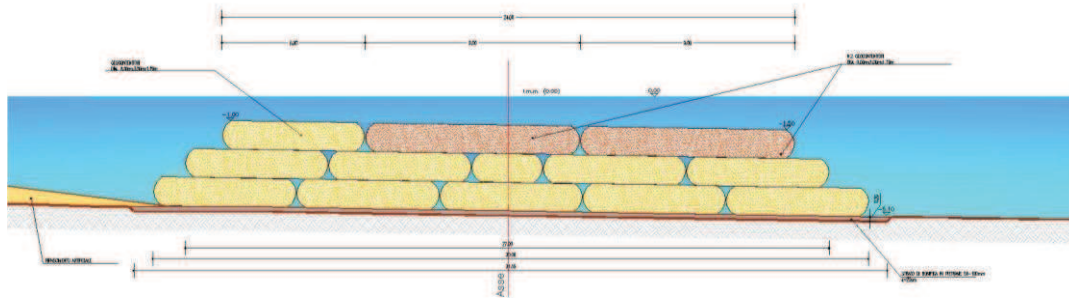


Figura 10. Sezione tipo opera soffolta di presidio in sacchi di sabbia

L'altezza della scogliera varia con la geometria dei fondali, ed è comunque modesta. A ridosso del paramento lato mare aperto della scogliera è disposto una mantellata costituita di scogli da 3 a 7 t con larghezza (in orizzontale) di 8,0, con coronamento a quota - 1,50 m.

La mantellata ha funzione di guardia ed è "sacrificabile". I massi della mantellata potranno essere progressivamente dislocati dal moto ondoso; i massi sovrastanti scivoleranno o rotoleranno, quindi, verso il piede proteggendo in tal modo il corpo principale della scogliera da erosioni localizzate e dallo scalzamento.

La pendenza della mantellata in esame è inizialmente di 1/2 e potrà ridursi gradualmente nel tempo per i motivi sopra specificati. La scogliera sarà realizzata ponendo in opera il materiale via mare.

Unitamente alla scogliera soffolta realizzata secondo le modalità in precedenza indicate, si prevede di realizzare a presidio del ripascimento artificiale a tratti alternati alla scogliera in massi (Figura 9), una protezione mediante sacchi di sabbia di dimensioni 6,0 x 3,0 x 1,2 m disposti a strati uno sull'altro a formare una sezione di forma trapezoidale (Figura 10).

- **Proprietà geotecniche dei materiali da costruzione**

I materiali lapidei, di ottima qualità, necessari per la formazione della scogliera soffolta, compresi i massi naturali da 3 a 7 t, sono disponibili in quantità largamente eccedente il fabbisogno e possono essere forniti da cave regolarmente in esercizio, o recuperando il materiale da opere di protezione già esistenti o, come nel caso dei sacchi di sabbia, dagli scavi.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

La scogliera soffolta sarà realizzata con scogli lapidei a spigoli vivi di varia pezzatura. In dipendenza della posizione nel corpo della scogliera, saranno impiegati scogli naturali con peso compreso tra 50 kg e 7 t.

Le proprietà meccaniche dei materiali in esame dipendono, in non lieve misura, dall'intensità degli sforzi di compressione ai quali sono assoggettati, essendo l'involuppo di rottura curvilineo, con forte curvatura nel campo delle tensioni efficaci basse. Nel caso in esame, in ragione della limitata altezza delle scogliere, e quindi dei bassi valori degli sforzi efficaci, l'angolo di resistenza a taglio è elevato, con valori che superano i 45°.

Nei calcoli pertanto possono prudenzialmente utilizzarsi i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

peso dell'unità di volume saturo $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$;

coesione efficace $c' = 0$;

angolo di resistenza a taglio $\phi' = 45^\circ$.

- **Sicurezza e Prestazioni Attese**

- **Generalità**

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C. 2008) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove ed alla verifica di quelle esistenti. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica.

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di interesse. In condizioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli *Stati Limite di Esercizio (SLE)* sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione di uso di parte delle apparecchiature.

Gli *Stati Limite Ultimi (SLU)* sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di **Categoria A**).

L'azione sismica su ciascuna costruzione viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso come mostrato nella *Tabella II*.

Tabella II. Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella *Tabella III*.

La "pericolosità sismica di base" in un generico sito è descritta a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido e orizzontale:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

accelerazione orizzontale massima al sito a_g ;

in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non più di 10 km);

per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni;

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

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

Tabella III. Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La pericolosità sismica sul reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie.

Tali modifiche caratterizzano la **RISPOSTA SISMICA LOCALE**; quest'ultima deve essere valutata mediante specifiche analisi, o alternativamente, mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, secondo quanto riportato nella successiva *Tabella IV*.

Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico. Tale spettro è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g \cdot S$) del terreno che caratterizza il sito, dove:

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S \times S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

Tabella IV. Categorie di sottosuolo

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni di tipo C o D</i> per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/sec (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di <i>terreni a grana fina di bassa consistenza</i> , oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni <i>suscettibili di liquefazione</i> , di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per un sottosuolo di categoria **A** il coefficiente S_s vale 1.0. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** il coefficiente S_s può essere calcolato mediante le espressioni fornite nella *Tabella V*, nelle quali g è l'accelerazione di gravità, ed il tempo è espresso in secondi. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione contenuta nella *Tabella VI*.

Tabella V. Espressioni di S_s

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

Le categorie topografiche espresse nella *Tabella VI* si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Tabella VI. Categorie topografiche

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

In assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella *Tabella VII*, in funzione della ubicazione dell'opera o dell'intervento. La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

Tabella VII. Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1		1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

• Valutazione dell'azione sismica

Sulla base di quanto precedentemente esposto, tenuto conto dei risultati delle prove geofisiche che nell'ambito dei primi 30 m di profondità forniscono valori della velocità media $V_{s,30}$ compresi nell'intervallo $360 \leq V_{s,30} \leq 800$ m/s, che classificano il sottosuolo di **Categoria B** (D.M.14.01.2008), possono essere ricavati i parametri di pericolosità sismica, ovvero i valori dei parametri caratterizzanti lo spettro di risposta elastico.

Per la determinazione di quest'ultimi è necessario definire la vita nominale della struttura (V_N) e la sua classe d'uso (C_U), che dipendono dalla rilevanza dell'opera in relazione alle conseguenze di

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica</p>		<p><i>Codice documento</i> CZV 0933</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>

una eventuale interruzione di operatività e dalla minore o maggiore complessità nell'affrontare eventuali interventi di manutenzione straordinaria.

L'azione sismica è determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a Lat.38.2420 e Long.15.4278, entrambe espresse in gradi decimali. Si ha quindi:

VITA NOMINALE: 50 anni

CLASSE D'USO: II

Parametri di Pericolosità Sismica

<i>Stato Limite</i>	T_r	a_g/g	F_o	T_c^*
<i>Operatività (SLO)</i>	30	0.052	2.396	0.282
<i>Danno (SLD)</i>	50	0.066	2.408	0.308
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	475	0.175	2.486	0.378
<i>Collasso (SLC)</i>	975	0.232	2.496	0.419

In dipendenza della categoria di sottosuolo (Tipo B) si ricavano i seguenti valori dei parametri di pericolosità sismica:

- $a_g/g = 0.232$ (SLC);

- $F_o = 2.496$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica:

- Sottosuolo di Categoria B $\Rightarrow S_s = 1.40 - (0.4 \times F_o \times a_g/g) = 1.168$

- $a_{max}/g = S \cdot a_g/g = (1.168 \times 1.0 \times 0.232) = 0.271$

Il coefficiente di amplificazione topografica è stato assunto pari a $S_T = 1$.

I calcoli sono stati eseguiti con l'ausilio del metodo pseudo-statico nel quale l'azione sismica è definita come un'accelerazione costante nel tempo e nello spazio, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (1)$$

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella successiva *Tabella VIII*.

Si ricava quindi che per il sito in esame i coefficienti sismici orizzontale e verticale risultano:

$$k_h = (0,28 \cdot 0,271) = 0,0759$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,0379$$

Tabella VIII. Coefficienti di riduzione accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

• VERIFICHE GEOTECNICHE

• Scogliera soffolta

Le verifiche di stabilità generale della scogliera sono state eseguite con riferimento alla sezione di *Figura 11*, con il metodo di Bishop ordinario, per le condizioni drenate, in termini di pressioni efficaci, per stato piano di deformazione, e con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) come definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M.14.01.2008). Le verifiche sono state eseguite per lo stato limite di collasso (SLC).

I calcoli di stabilità sono stati eseguiti con un apposito codice di calcolo, sia per la condizione statica che per quella sismica. La superficie libera della falda è stata considerata coincidente col

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

livello medio del mare. Le pressioni interstiziali sono state valutate come prodotto del peso specifico dell'acqua per l'affondamento rispetto alla superficie libera. Le superfici di scivolamento analizzate ed i risultati dei calcoli sono riportati nelle *Figure 12 e 13*.

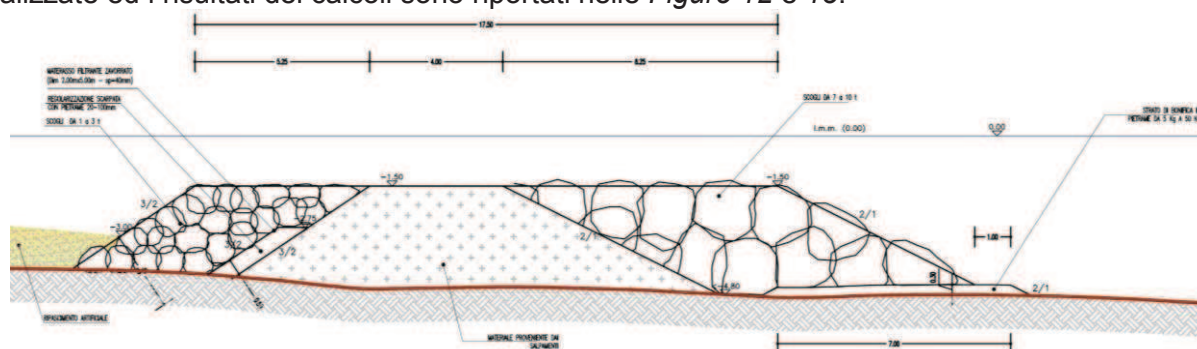


Figura 11. Sezione rappresentativa della scogliera soffolta

Sono state esaminate superfici di scivolamento che si sviluppano interamente nella scogliera soffolta (*Figura 12*) e superfici di scivolamento che interessano anche i terreni di fondazione (*Figura 13*). La verifica di stabilità più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico è quella basata sull'impiego dei *valori di progetto* dei parametri di resistenza al taglio del terreno, ovvero quelli che si ottengono dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali γ_M di *Tabella IX*:



Tabella IX. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Nel caso in esame si ha quindi:

Tabella X. Valori di progetto dei parametri di resistenza al taglio del terreno

Descrizione	c' (kPa)		ϕ' (°)	
	Valore Caratteristico	Valore di Progetto	Valore Caratteristico	Valore di Progetto
Terreni di Fondazione	0	0	38°	32°
Materiali Scogliera (M1)	0	0	45°	39°

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

<i>Materiali Scogliera (M2)</i>	0	0	45°	39°
<i>Materiali Scogliera (M3)</i>	0	0	45°	39°

Dall'esame dei risultati ottenuti è possibile concludere che nel caso di superfici di scivolamento che si sviluppano sia nei materiali della scogliera che nel sottostante terreno di fondazione il coefficiente di sicurezza minimo risulta 2.741 (Figura 12) in condizioni statiche e 1.204 in presenza di azioni sismiche (Figura 13).

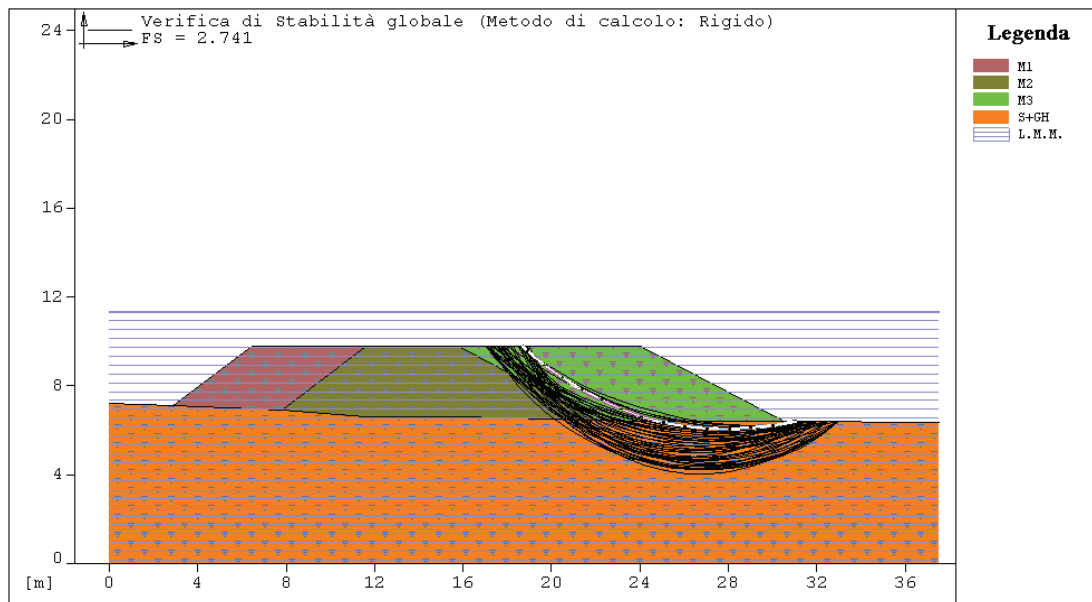


Figura 12. Analisi di stabilità in condizioni statiche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

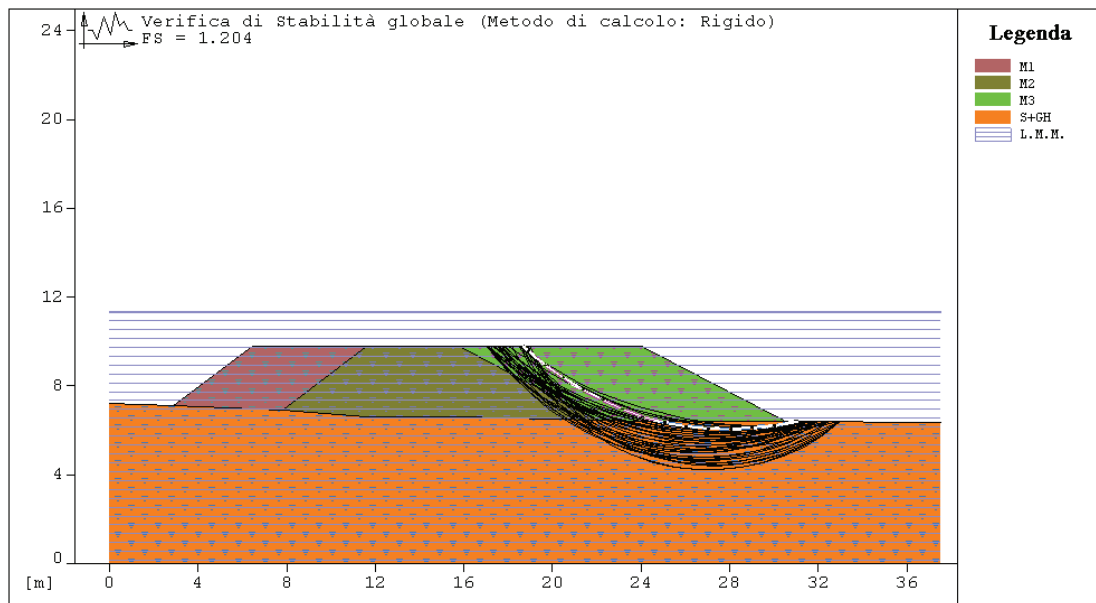


Figura 13. Analisi di stabilità in presenza di azioni sismiche

Le verifiche di stabilità sono pertanto soddisfatte, essendo i valori del fattore di sicurezza superiori (*Tabella XI*) a quello minimo $F_s > 1.1$ previsto dalla normativa vigente.

In particolare, con riferimento ai coefficienti sismici orizzontale e verticale i valori del fattore di sicurezza sono riportati nella *Tabella XI*.

Per gli stati limite di operatività (SLO), danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV), i valori dei coefficienti di sicurezza in presenza di sisma sono più alti di quelli relativi allo stato limite di collasso (SLC).

Tabella XI. Valori del Fattore di Sicurezza (condizioni sismiche)

k_h	k_v	Fattore di Sicurezza
0.0759	0.0379	1.204
0.0759	- 0.0379	1.226

- **Cedimenti della scogliera soffolta**

I cedimenti della scogliera soffolta saranno piccoli e si esauriranno rapidamente in corso di costruzione, considerato l'elevato valore del coefficiente di consolidazione dei terreni di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

fondazione.

- **Pontile a giorno**

Le fondazioni del pontile a giorno saranno assoggettate a considerevoli forze verticali ed orizzontali per la presenza di intensi carichi sull'impalcato, per effetto delle azioni del moto ondoso e del sisma.

Per le caratteristiche dei terreni di fondazione e delle opere da realizzare sono necessarie fondazioni profonde. Le fondazioni del pontile devono soddisfare i requisiti di stabilità e di limitazione degli spostamenti ed in particolare di quelli orizzontali. Saranno realizzate con pali trivellati di grande diametro che proseguono al di sopra dei fondali fino all'impalcato come piloni.

Il calcestruzzo per la formazione dei pali-piloni e delle altre parti del pontile sarà confezionato con cemento pozzolanico o di altro tipo idoneo alle caratteristiche dell'ambiente fisico marino. La disposizione planimetrica dei pali è riportata negli elaborati progettuali.

Il dimensionamento dei pali-piloni è stato eseguito sulla base delle azioni scaturenti dall'impalcato fornite dal progettista delle strutture dell'impalcato stesso. Per i dettagli sulle combinazioni di carico considerate si rimanda pertanto alla relazione di calcolo strutturale.

Le verifiche geotecniche dei pali di fondazione sono state eseguite secondo l'Approccio 1 (par. 6.4.2.1 - N.C.T. 2008), ovvero:

- combinazione 1: (A1+M1+R1)
- combinazione 2: (A2+M1+R2)

Il pontile sarà fondato su pali ϕ 1200 mm lunghi 33.0 m.

- **Verifica del collasso nei riguardi di carichi trasversali**

La verifica del collasso nei riguardi di carichi trasversali del singolo palo può essere eseguita confrontando la resistenza del palo alle azioni orizzontali con il massimo valore del carico orizzontale in esercizio.

Il carico limite per forze orizzontali H_{lim} del singolo palo è stato valutato mediante la teoria di Broms (1964). Il meccanismo di rottura è quello di palo lungo, con pilone incastrato nell'impalcato (palo impedito di ruotare in testa). La profondità f (*Figura 14*), misurata a partire dal fondale, individua la seconda cerniera plastica nel palo (la prima si verifica in corrispondenza della sezione di attacco con il pulvino). La distanza e rappresenta l'eccentricità del carico limite H_{lim} . Il meccanismo di rottura ipotizzato è quello di palo lungo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

I calcoli sono stati sviluppati considerando i pali installati nei terreni sabbiosi (sabbie, sabbie e ghiaie) per i quali possono essere utilizzati i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

$$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi' = 38^\circ.$$

Per la determinazione della pressione limite del terreno basata sulla formulazione proposta da Broms (1964), nel caso di terreno incoerente si assume una variazione di tipo lineare con la profondità con valore massimo alla punta del palo pari a: $3 k_p \gamma' L$, essendo k_p il coefficiente di spinta passiva, γ' il peso dell'unità di volume del terreno ed L la lunghezza del palo.

Modulo elastico del calcestruzzo :

$$E = 28.5 \text{ MN/cm}^2$$

Momento d'inerzia dei pali :

$$J = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{\pi \cdot 120^4}{64} = 10178784 \text{ cm}^4$$

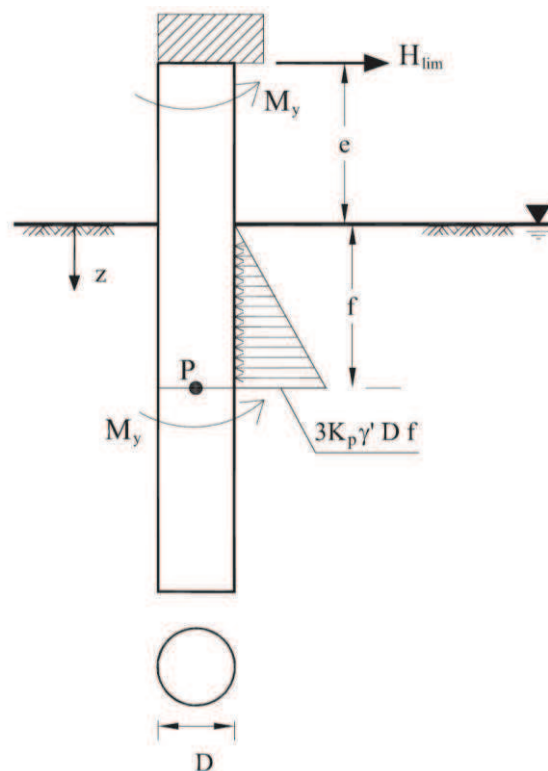




Figura 14. Schema di calcolo per collasso nei riguardi di carichi trasversali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

Calcolo della lunghezza caratteristica dei pali :

Si assume per il modulo di reazione orizzontale iniziale del terreno un andamento crescente linearmente con la profondità espresso dalla relazione:

$$E_{si} = k_i \cdot z \quad \text{con } k_i = 15 \text{ N/cm}^3 = 1.5 \text{ kg/cm}^3$$

La lunghezza caratteristica dei pali risulta pertanto pari a :

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \cdot J}{k}} = \sqrt[5]{\frac{285000 \cdot 10178784}{1.5}} = 286.61 \text{ cm}$$

$$z_{max} = \frac{L}{T} = \frac{3300}{286.61} = 11.51 > 5$$

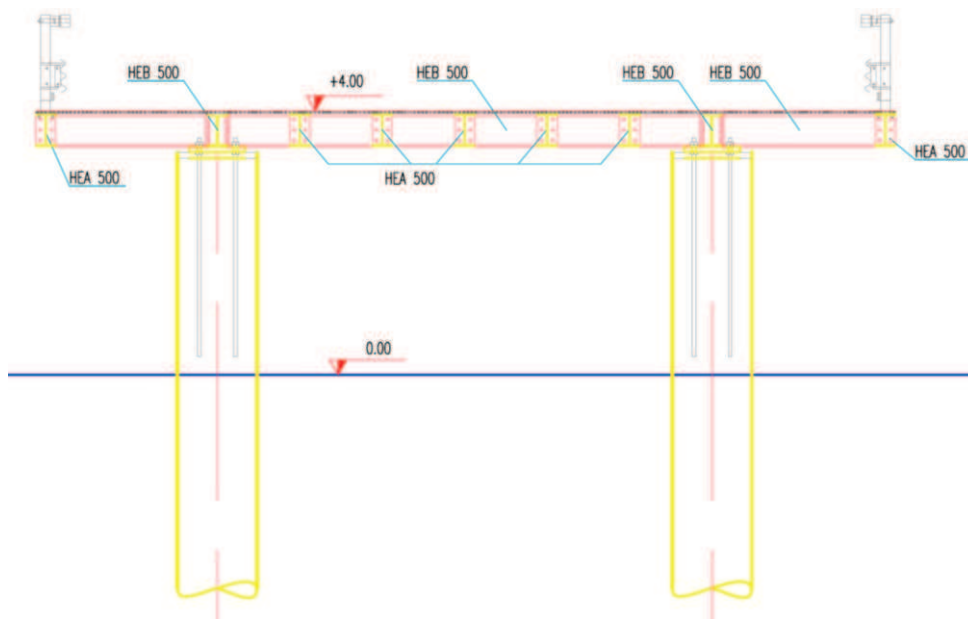
I pali possono essere effettivamente considerati lunghi.

Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale e per l'equilibrio alla rotazione intorno al punto *P* (Figura 14) ubicato in corrispondenza della seconda cerniera plastica si ha:

$$H_{lim} = 1.5 k_p \gamma' D f^2 \quad (a)$$

$$H_{lim} (e+f) = 0.5 k_p \gamma' D f^3 + 2M_y \quad (b)$$

essendo $k_p = \text{tg}^2(45+\phi'/2) = 4.20$ il coefficiente di pressione passiva di Rankine (1857) dei terreni entro i quali sono installati i pali (Figura 15), *D* il diametro del palo e M_y il valore del momento di plasticizzazione della sezione trasversale del palo calcolato per $R_{ck} = 37$ MPa, un'area delle armature d'acciaio dei pali A_s stimata pari a 176.5 cm^2 (corrispondenti a $20\phi 30$ e camicia in acciaio) ed, infine, un valore del copriferro pari a 5 cm.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

Figura 15. Sezione trasversale tipo del pontile a giorno

Pertanto, nell'ipotesi che: **1)** il vincolo sia applicato alla quota dell'impalcato (e rappresenta l'eccentricità del carico limite H_{lim}) e **2)** il vincolo sia tale da impedire completamente la rotazione ed, infine, che **3)** il meccanismo di rottura sia quello di palo lungo (con formazione di due cerniere plastiche rispettivamente nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione ed alla profondità f), dal sistema di equazioni $a)$ e $b)$ si ottiene:

$$k_p \gamma' D f^3 + 1.5 k_p \gamma' D e f^2 - 2M_y = 0$$

I valori di e , f , H_{lim} , del momento di plasticizzazione M_y , dell'azione di calcolo E_d e della resistenza $R_d = H_{lim}/R_2$ sono riportati nella *Tabella XII* per i pali del pontile, in funzione del diametro del palo D e dell'area delle armature d'acciaio dei pali A_s . Per semplicità, a vantaggio di sicurezza, si è fatto riferimento ai pali per i quali si verifica la situazione geometrica più svantaggiosa, ossia sono stati considerati i pali della prima fila lato mare aperto (*Figura 16*).

La verifica nei riguardi del collasso per carichi trasversali è stata eseguita per la combinazione più svantaggiosa, ossia per la Combinazione 2 : (A2+M1+R2) sismica.

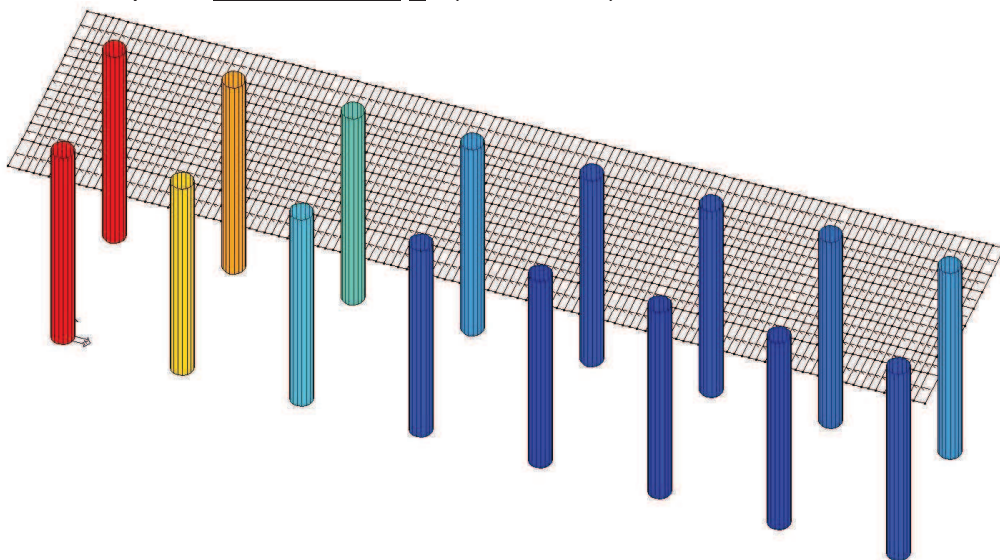




Figura 16. Disposizione schematica dei pali del pontile a giorno

In tal caso il valore di progetto della resistenza del complesso palo-terreno di fondazione R_d per carichi trasversali risulta:

$$R_d = H_{lim}/R_2$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

con $R_2 = 1.6$.

Tabella XII. Verifica per raggiungimento dello SLU per carichi trasversali

Palo	D (m)	e (m)	f (m)	M_y (kNm)	E_d (kN)	H_{lim} (kN)	R_d (kN)	$R_d > E_d$
1	1.2	9.0	2.392	3020	265.30	432.56	270.35	ok

Dall'esame dei risultati ottenuti si può rilevare che l'azione di calcolo E_d è inferiore alla resistenza di progetto R_d , pertanto la verifica nei riguardi del raggiungimento dello stato limite ultimo per carichi trasversali del complesso palo-terreno di fondazione risulta soddisfatta.

- **Verifica nei riguardi del collasso ai carichi assiali**

I calcoli sono stati sviluppati considerando i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

Terreni prevalentemente sabbiosi (sabbie, sabbie e ghiaie):

peso dell'unità di volume saturo ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$);

peso dell'unità di volume immerso in acqua $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$;

coesione intercetta $c' = 0$;

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

angolo di resistenza al taglio all'interfaccia palo-terreno $\delta' = (1 \div 0.75) \phi' = 38^\circ$.

Secondo l'approccio in termini di tensioni efficaci, la portata laterale Q_s può essere espressa dalla formula:

$$Q_s = q_{slim} A_s = \sigma'_h f A_s = k \gamma' z f A_s$$

nella quale k rappresenta il coefficiente di spinta del terreno, f un coefficiente d'attrito pari a $f = \text{tg } \delta'$ ed avendo implicitamente assunto che soltanto la componente di attrito contribuisca alla resistenza ($c' = 0$). Il problema si riconduce, quindi, alla valutazione del coefficiente k e dell'angolo di interfaccia δ' . L'integrazione estesa dalla quota del fondale ($z = 0$) fino alla profondità della punta del palo ($z = L$) permette di ricavare la portata limite laterale del palo in termini di tensioni efficaci. La resistenza disponibile lungo la superficie laterale del palo è pertanto uguale a:

$$Q_s = \pi D (0.5 \gamma' L^2 k \text{tg } \delta')$$

essendo $k = 0.3$ il coefficiente di spinta laterale per pali trivellati.

La resistenza alla punta risulta:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

$$Q_b = (1/4) \pi D^2 p'_{lim}$$

essendo:

$p_{lim} = \sigma'_{vz=Ltot} N_q$ la resistenza unitaria alla punta;

$\sigma'_{vz=Ltot}$ la tensione verticale efficace alla profondità della punta del palo;

$N_q = f(\phi', L_{tot}/D)$ coefficiente di carico limite per pali di grande diametro (Berezantzev, 1965).

Nell'ipotesi di contemporanea mobilitazione della resistenza laterale e di quella alla punta, il carico limite complessivo per forze verticali del palo risulta pari a:

$$Q_{lim} = Q_s + Q_b$$

I valori di Q_s , Q_b e di Q_{lim} insieme ad alcune caratteristiche geometriche dei pali sono riportati nella successiva *Tabella XIII*.

La verifica nei riguardi del collasso per carichi trasversali è stata eseguita per la combinazione più svantaggiosa, ossia per la Combinazione 2 : (A2+M1+R2)

Combinazione 2 : (A2+M1+R2)

Il valore di progetto della resistenza del complesso palo-terreno di fondazione R_d risulta:

$$R_d = Q_s/R_{1s} + Q_b/R_{1b}$$

essendo R_{1s} e R_{1b} i coefficienti parziali γ_r nei riguardi dei valori caratteristici delle resistenze sulla superficie laterale (in compressione) ed alla base rispettivamente.

Per questa combinazione si ha: $R_{1s} = 1.45$, $R_{1b} = 1.7$ quindi $R_d = Q_s/1.45 + Q_b/1.7$.

I valori di Q_s , Q_b e di Q_{lim} per i pali del pontile, insieme ad alcune caratteristiche geometriche, sono riportati nella successiva *Tabella XIII*.

Tabella XIII. Valori del carico limite laterale Q_s del carico limite alla punta Q_b e del carico limite complessivo Q_{lim} dei pali-piloni.

Palo	D (m)	L (m)	L ₁ (m)	N _q	Q _s (kN)	Q _b (kN)	Q _{lim} (kN)
1	1.2	33	21	42.47	1160	5933.4	7093.4

I valori della resistenza di calcolo R_d sono riportati in *Tabella XIV* insieme al corrispondente valore dell'azione di calcolo E_d . Nella stessa tabella è riportato anche il numero della combinazione di carico nella quale si verifica il valore massimo di E_d .

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

Tabella XIV. Valori della resistenza di calcolo R_d e dell'azione di calcolo E_d . Il valore di E_d è pari alla somma del valore dell'azione di calcolo trasmessa dall'impalcato alla quota dei fondali e del peso del tratto di palo installato nei terreni di fondazione W_p .

Palo	D (m)	L (m)	Q_s (kN)	Q_b (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)	W_p (kN)	$R_d > E_d$
1	1.2	33	1160	5933.4	7093.4	1958	820	ok

Il valore dell'azione di calcolo E_d è minore del corrispondente valore di R_d pertanto la verifica nei riguardi del raggiungimento dello stato limite ultimo per forze normali di compressione del complesso palo-terreni di fondazione è soddisfatta.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 31/05/2012

• Verifica nei riguardi della liquefazione

La verifica del potenziale di liquefazione dei terreni interessati dalle opere è stata eseguita secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008).

Per caratterizzare i terreni ai fini della verifica in questione sono stati utilizzati i risultati delle prove penetrometriche *SPT* eseguite lungo le verticali dei sondaggi.

Per la valutazione della resistenza alla liquefazione dei terreni occorre effettuare il calcolo di due variabili rappresentate dalla sollecitazione sismica localizzata sullo strato, espressa in termini di *Cyclic Stress Ratio* (*CSR*) e la capacità del terreno di resistere alla liquefazione, espressa in termini di *Cyclic Resistance Ratio* (*CRR*).

Il rapporto tra le due variabili, da stimare alle diverse profondità del deposito, costituisce il coefficiente di sicurezza (F_S) rispetto alla liquefazione, consentendo pertanto di stabilire il verificarsi o meno del fenomeno. In particolare, se $F_S \leq 1$ si ha liquefazione, invece se $F_S > 1$ non si ha liquefazione del deposito.

Per il calcolo del rapporto *CSR*, tra i metodi semplificati il più noto è certamente quello di Seed & Idriss (1982), mentre per il calcolo della resistenza ciclica del deposito (*CRR*), possono essere utilizzati diversi metodi legati principalmente alle prove effettuate in sito. Le procedure tradizionali sono legate ai risultati di prove penetrometriche dinamiche (*SPT*) o statiche (*CPT*).

Per il calcolo di *CSR* Seed & Idriss (1971) hanno proposto la seguente espressione:

$$CSR = (\tau_{av}/\sigma'_{vo}) = 0.65 (a_{max}/g) (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) r_d$$

dove a_{max} rappresenta la accelerazione orizzontale di picco sulla superficie del terreno generata dal terremoto, g è l'accelerazione di gravità, σ_{vo} e σ'_{vo} rappresentano la tensione geostatica totale ed efficace ed r_d è un coefficiente di riduzione che tiene conto della diversa deformabilità degli strati di terreno con la profondità. Per la determinazione di r_d possono essere utilizzate le seguenti formule:

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1.0 - 0.00765 z && \text{per } z \leq 9.15 \text{ m} \\
 r_d &= 1.174 - 0.0267 z && \text{per } 9.15 < z \leq 23 \text{ m} \\
 r_d &= 0.774 - 0.008 z && \text{per } 23 < z \leq 30 \text{ m} \\
 r_d &= 0.5 && \text{per } z > 30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Anche per la valutazione della resistenza a liquefazione (*CRR*) possono essere utilizzati i risultati di una prova *SPT*. Questi criteri sono, in linea di massima, compresi nel grafico *CSR* - $(N_1)_{60}$ (Figura 17), dove $(N_1)_{60}$ è il numero di colpi ottenuto da una prova *SPT*, normalizzato alla

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

pressione p_a di circa 100 kPa e ad una efficienza del maglio battente del 60%.

La correzione del numero di colpi misurato deve rispondere alla seguente formula (Ghionna e Robertson, 1987):

$$N_{60} = N_{SPT} \frac{ER}{60} C_s C_r C_d$$

dove:

$ER/60$ = rendimento del sistema di infissione, normalizzato al 60% del valore teorico massimo. Il sistema utilizzato assicura, in generale, un valore medio del rendimento pari o leggermente superiore a 0.60 (valore medio su 4477 colpi pari al 64%), quindi non viene effettuata alcuna correzione rispetto a questo parametro, considerato eguale a 1.

C_s = Tale fattore prevede l'incremento del numero di colpi misurati in funzione dell'assenza di controcamicia interna del tubo campionario, fino ad un massimo del 30%.

C_r = 1 per lunghezza delle aste maggiore di 10 m. Per lunghezze inferiori si faccia riferimento alla seguente tabella:

lunghezza aste (m)	3 - 4	4 - 6	6 - 10	>10
Cr	0.75	0.85	0.95	1

C_d = 1 per diametro del foro compreso fra 65 e 115 mm.



Un ulteriore fattore di correzione deve essere introdotto per tenere conto della tensione normale efficace agente a rottura intorno al penetrometro, mediante la formula proposta da Liao & Whitman (1986):

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT} \quad \text{con} \quad C_N = (p_a / \sigma'_{vo})^{0.5} < 1.7$$

La *Figura 17* rappresenta il grafico dei valori calcolati di CSR e dei corrispondenti $(N_1)_{60}$ di siti in cui fenomeni di liquefazione sono stati, o non sono stati, osservati in occasione di terremoti di magnitudo $M = 7.5$. Le curve CRR sono posizionate in maniera da separare zone con dati che indicano liquefazione, da zone con dati che indicano non - liquefazione.

Le curve sono state ricavate per terreni granulari con contenuto di fine del 5% o minore, 15% e 35%. La curva di CRR per contenuto di fine $< 5\%$ è quella base, ed è la curva base nel caso di sabbie pulite. La curva CRR , inoltre, è valida per terremoti di magnitudo $M = 7.5$, è necessario pertanto adottare degli opportuni fattori di scala per ottenere valori di CRR corrispondenti ad altre magnitudo.

In particolare Seed & Idriss (1982) hanno introdotto alcuni fattori di correzione denominati

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica		Codice documento CZV 0933	Rev F0	Data 31/05/2012

“magnitude scaling factors (MSF)”. Infatti, dopo aver calcolato il valore $CRR_{7.5}$ relativo ad un terremoto di magnitudo 7.5, si determina il valore di CRR relativo alla magnitudo del terremoto di scenario mediante la relazione:

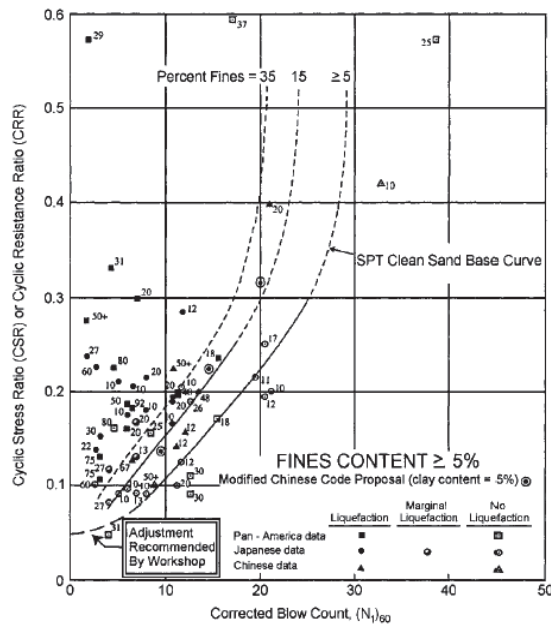


Figura 17. Curva base relativa a sabbie pulite da SPT per terremoti di $M = 7.5$ con dati di terremoti storici (modificata da Seed et al., 1985)

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

Conseguentemente il valore del fattore di sicurezza contro la liquefazione può essere scritto come:

$$F_S = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

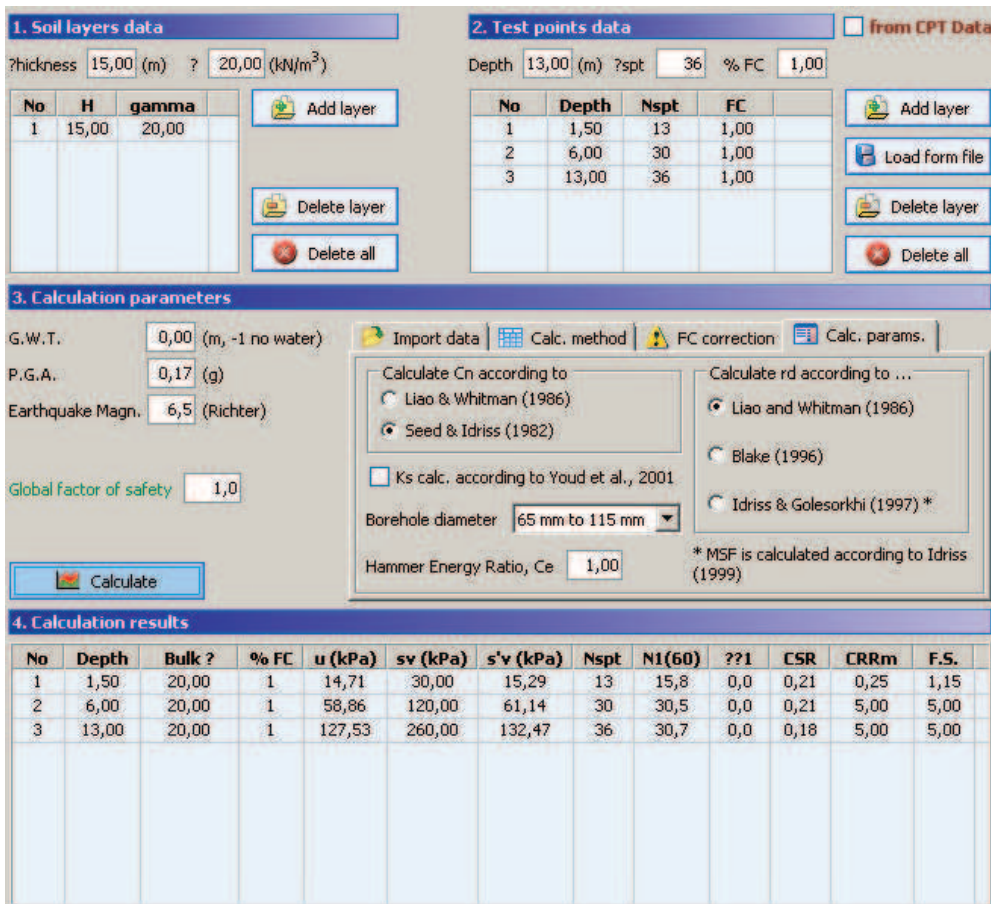
La procedura descritta in precedenza è stata implementata in un apposito codice di calcolo che ha fornito i risultati riportati in *Figura 18*.

E' stato considerato un terremoto di scenario con magnitudo $M = 6.5$ ed un valore della accelerazione pari a 0.175g calcolata secondo il modello previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C. 2008 - D.M. 14 gennaio 2008) corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

L'esame dei risultati ottenuti consente di stabilire che il terreno è suscettibile di un rischio molto basso di liquefazione solo nei primi metri di profondità, laddove il deposito è caratterizzato dai valori più bassi del numero di colpi N_{SPT} delle prove penetrometriche dinamiche e, di conseguenza,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito		
		TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica	<i>Codice documento</i> CZV 0933	<i>Rev</i> F0

il fattore di sicurezza alla liquefazione è prossimo all'unità, anche se comunque $F_S > 1$.



The screenshot displays a software interface for geotechnical analysis, divided into four main sections:

- 1. Soil layers data:** Shows a table with columns for No, H (m), and gamma (kN/m³). One layer is defined with H=15,00 and gamma=20,00.
- 2. Test points data:** Shows a table with columns for No, Depth (m), Nspt, and % FC. Three test points are listed at depths of 1,50, 6,00, and 13,00 meters.
- 3. Calculation parameters:** Includes input fields for G.W.T. (0,00), P.G.A. (0,17), Earthquake Magn. (6,5), and Global factor of safety (1,0). It also features radio buttons for selecting calculation methods like Liao & Whitman (1986) and Seed & Idriss (1982).
- 4. Calculation results:** A summary table showing calculated values for each test point, including u (kPa), sv (kPa), s'v (kPa), N1(60), CSR, CRRm, and F.S.

No	Depth	Bulk ?	% FC	u (kPa)	sv (kPa)	s'v (kPa)	Nspt	N1(60)	??1	CSR	CRRm	F.S.
1	1,50	20,00	1	14,71	30,00	15,29	13	15,8	0,0	0,21	0,25	1,15
2	6,00	20,00	1	58,86	120,00	61,14	30	30,5	0,0	0,21	5,00	5,00
3	13,00	20,00	1	127,53	260,00	132,47	36	30,7	0,0	0,18	5,00	5,00

Figura 18. Valutazione del fattore di sicurezza nei riguardi della liquefazione

Con l'aumentare della profondità il fattore di sicurezza tende ad aumentare e conseguentemente il pericolo di un fenomeno di liquefazione a diminuire.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO Alternative ai siti di deposito</p>		
<p align="center">TITOLO DEL DOCUMENTO Studio di ingegneria geotecnica</p>	<p><i>Codice documento</i> CZV 0933</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 31/05/2012</p>	

• Conclusioni

Il presente studio geotecnico ha riguardato la definizione del comportamento meccanico del terreno di fondazione e le verifiche relative agli interventi di ripascimento artificiale della spiaggia da realizzare con i materiali di scavo provenienti dalle opere del “*Progetto Definitivo del Collegamento Stabile dello Stretto di Messina*”. Tali interventi prevedono, inoltre, alcuni tratti di scogliera soffolta e la costruzione di un pontile a giorno a Villafranca Tirrena (ME) per la movimentazione del materiale di scavo.

I terreni di fondazione sono costituiti da sabbie e ghiaie fino a notevole profondità. Sabbie e ghiaie presentano un discreto grado di addensamento e costituiscono un buon terreno di fondazione per la scogliera soffolta.

I calcoli geotecnici di verifica confermano la validità della scelta del tipo e del dimensionamento della scogliera soffolta, sia di quella realizzata in scogli naturali che di quella costituita da sacchi di sabbia, essendo i margini di sicurezza nei riguardi di fenomeni di rottura adeguati anche nelle condizioni più gravose ipotizzate. Parimente risultano soddisfatte le verifiche geotecniche relative alla costruzione del pontile a giorno.

Nell’ambito delle misure di controllo e monitoraggio si eseguiranno a lavori ultimati rilievi della configurazione della scogliera soffolta, e successivamente, con frequenza semestrale durante i primi due anni dal completamento dell’opera.

Giarre, 19 maggio 2012.

Il Consulente Geotecnico
 prof. ing. Francesco Castelli

