

COMUNE DI BORDIGHERA

PROVINCIA DI IMPERIA



Soggetto proponente:

PORTO DI S. AMPEGLIO s.r.l.

REALIZZAZIONE DI APPRODO TURISTICO PER NAUTICA DA DIPORTO IN AMPLIAMENTO DELL'ESISTENTE PORTO DI BORDIGHERA

TAVOLA REVISIONE
G 01

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

Ottobre 2018

Coordinamento:

Ing. Giovanni Rolando
Via Roma, 119 - 18038 Sanremo
Tel: 0184 532770 - fax 0184 532771
E-mail: studio.rolando@virgilio.it

Aspetti Geologici:



Dott. Geol. Marco Abbo
Via Pascoli 259 - 18038 Sanremo

Progetto opere a terra:

Studio Albornò Architetti
P.za Eroi della Libertà, 26 - 18012 Bordighera
Tel: 0184 266364 - fax 0184 268843
E-mail: studioalbornò@niscali.it

Collaboratori: Arch. Lenzia C.
elaborazione grafica Allgraph Sanremo

Progetto opere marittime:



Ing. Stefano Puppo
Studio associato Tema.Idro
Via Roma, 119 - 18038 Sanremo
Tel: 0184 507412 - fax 0184 591233
E-mail: tema.idro@virgilio.it

Collaboratori: Ing. Luca Tarantino
Geom. Fabio Vedovato

Sommario

1. ASPETTI NORMATIVI.....	4
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL PARAGGIO	10
3. GENERALITÀ ECOSISTEMA MARINO	11
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
5. ASPETTI GEOTECNICI E GEOMECCANICI	17
5.1 LA CAMPAGNA D'INDAGINI A TERRA	17
5.1.1 <i>Le prove penetrometriche</i>	18
5.1.2 <i>Densità relativa e angolo di resistenza al taglio</i>	19
5.1.3 <i>Parametri di deformazione</i>	23
5.2 LA COLMATA ANTROPICA	27
5.3 LE SABBIE MARINE	31
5.4 I MATERIALI DELLA DIGA FORANEA E DELLE OPERE DI DIFESA	31
5.5 LE ARENARIE DI BORDIGHERA.....	32
6. INQUADRAMENTO SEDIMENTOLOGICO E MARINO.....	35
6.1 PREMESSE	35
6.2 INDAGINI SISMICHE MARINE.....	37
6.2.1 <i>Tipologia e caratteri morfologici della piattaforma</i>	38
6.3 COMMENTO DEI DATI SEDIMENTOLOGICI.....	41
6.4 DERIVA LITORANEA	43
6.5 UNITÀ FISOGRAFICA	44
6.6 ALCUNE NOTIZIE STORICHE	45
6.7 EVOLUZIONE DELLA LINEA DI COSTA.....	48
6.8 LE CONDIZIONI ATTUALI	49
7. IL MODELLO GEOLOGICO.....	56
8. IL MODELLO GEOTECNICO.....	59
8.1 VALUTAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO	59
8.2 CLASSIFICAZIONE DEL SUOLO DI FONDAZIONE	60
8.3 PROVA SISMICA HVSR (OTTOBRE 2018).....	61
8.4 STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA	71
8.5 LIQUEFACIBILITÀ DEI SEDIMENTI MARINI SABBIOSI.....	73
8.6 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	76
8.7 LE VERIFICHE DI PORTANZA: I CASSONI	77
8.8 LE VERIFICHE DI PORTANZA: LA BANCHINA	82
8.9 ANALISI DI STABILITÀ.....	87
8.9.1 <i>Premessa</i>	87
8.9.2 <i>Stabilità sezione tipo cassoni</i>	89
8.10 STABILITÀ SEZIONE TIPO IN MASSI NATURALI	92
8.11 CRITERI DI CONTENIMENTO DELLA COLMATA.....	95
9. CONCLUSIONI	98
10. ALLEGATO: ANALISI DI PORTANZA CASSONI	99



11.	ALLEGATO: ANALISI DI PORTANZA BANCHINA	107
12.	ALLEGATO: ANALISI DI STABILITÀ IN CONDIZIONI SISMICHE SEZIONE DD CON CASSONI 115	
13.	ALLEGATO: ANALISI DI STABILITÀ IN CONDIZIONI STATICHE SEZIONE DD CON CASSONI	118
14.	ALLEGATO: SEZIONE 4-4 INMASSI NATURALI IN CONDIZIONI SISMICHE.....	121
15.	ALLEGATO: SEZIONE 4-4 INMASSI NATURALI IN CONDIZIONI SISMICHE.....	124
	15.445 0.000	126
16.	INDICE FIGURE	127

1.ASPETTI NORMATIVI

La presente relazione geologico-geotecnica è stata redatta in conformità al D. Min. Trasp. Navig. 14 Aprile 1998 (G.U. 29.4.1998 n. 98) “Requisiti per la redazione dei progetti da allegare alle istanze di concessione demaniale marittima per la realizzazione di strutture dedicate alla nautica da diporto” e per quanto attiene al D.P.R. n° 509/97 altrimenti noto come “Decreto Burlando” con riferimento al Progetto Preliminare ammesso dalla Conferenza di Servizi allo scopo convocata in sede deliberante in data 2/04/2003 alla successiva fase del procedimento di valutazione definitiva così come segnalato con nota della Regione Liguria – Dipartimento Pianificazione Territoriale Paesistica e Ambientale – n° 71851/905 di protocollo in data 8/05/2003.

L’approfondimento delle indagini in mare ha previsto una accurata campagna batimetria e sismica, eseguita dalla ditta “Drafinsub Survey s.r.l.” di Genova, oltre che la realizzazione di n° 4 sondaggi con recupero.

Ai fini dell’aggiornamento del progetto rispetto alle NTC 2018 si è provveduto ad una serie di misurazioni HVSR atte a definire la risposta sismica locale, dell’Ottobre 2018.

Lo studio seguente terrà inoltre conto di:

- quanto previsto dal vigente P.R.G., area a tutela II (litorali (spiagge e scogliere e corsi d’acqua), con imposizione di studio sulla dinamica dei litorali e di compatibilità con il regime di piano di bacino
- quanto previsto dall’attuale normativa sismica (EC7/8; O.P.C.M 20.03.2003; O.P.C.M. 3519/2006; NTC.2008-2018); per cui Bordighera risulta Comune sismico di zona 3, la sismicità del sito secondo la NTC 2018 verrà calcolata in seguito in quanto “sito dipendente” e quindi variabile da punto a punto;
- quanto previsto dal vigente Piano di Bacino, Carte della suscettività al dissesto, che cataloga l’area come a suscettività media-bassa (zona **Pg1 e Pg2 in fregio alla zona speciale B2**, che costituisce il corpo di abbancamento artificiale del porto esistente e del campo da calcio). In modo francamente del tutto inspiegabile, la carta della suscettività al dissesto, impone una classificazione **PG3a** (suscettività al dissesto alta) alla fascia litoranea dell’Arziglia, posta a valle della linea ferroviaria, in sinistra orografica del rio Sasso, che costituisce - a sua volta - il limite di Levante dell’area d’intervento.
- Il rio Sasso e, più a Levante, il rio Lunassa, presentano area terminali e foci interessate da possibilità di esondazione con Tempi di ritorno anche cinquantennali
- quanto previsto dal D.Lgs 4/2008 e s.m.e.i.

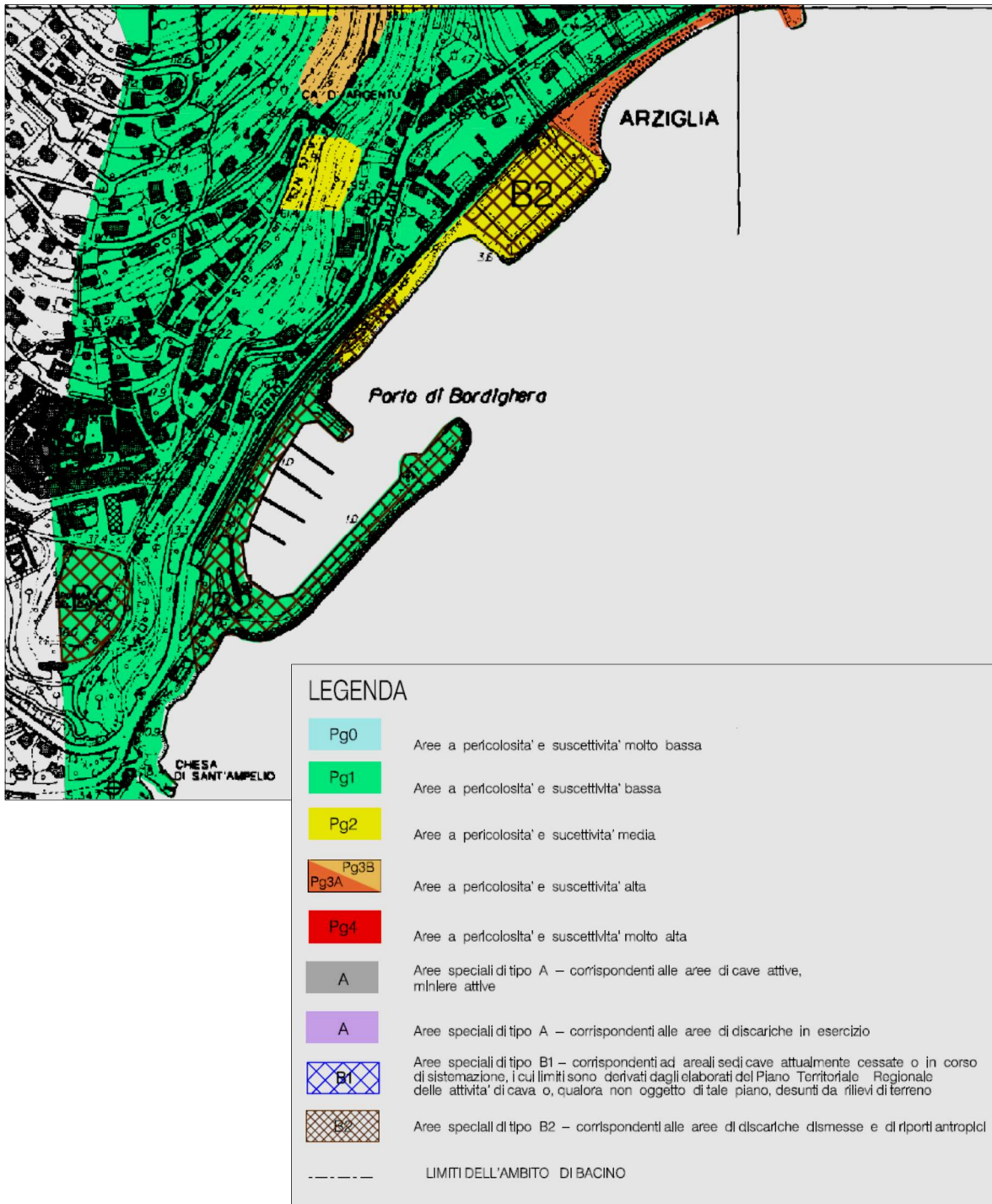


Figura 1: Stralcio carta della suscettività al dissesto Tav. n° 15 Variante sostanziale approvata con D.C.P. n° 86 del 18/12/2014

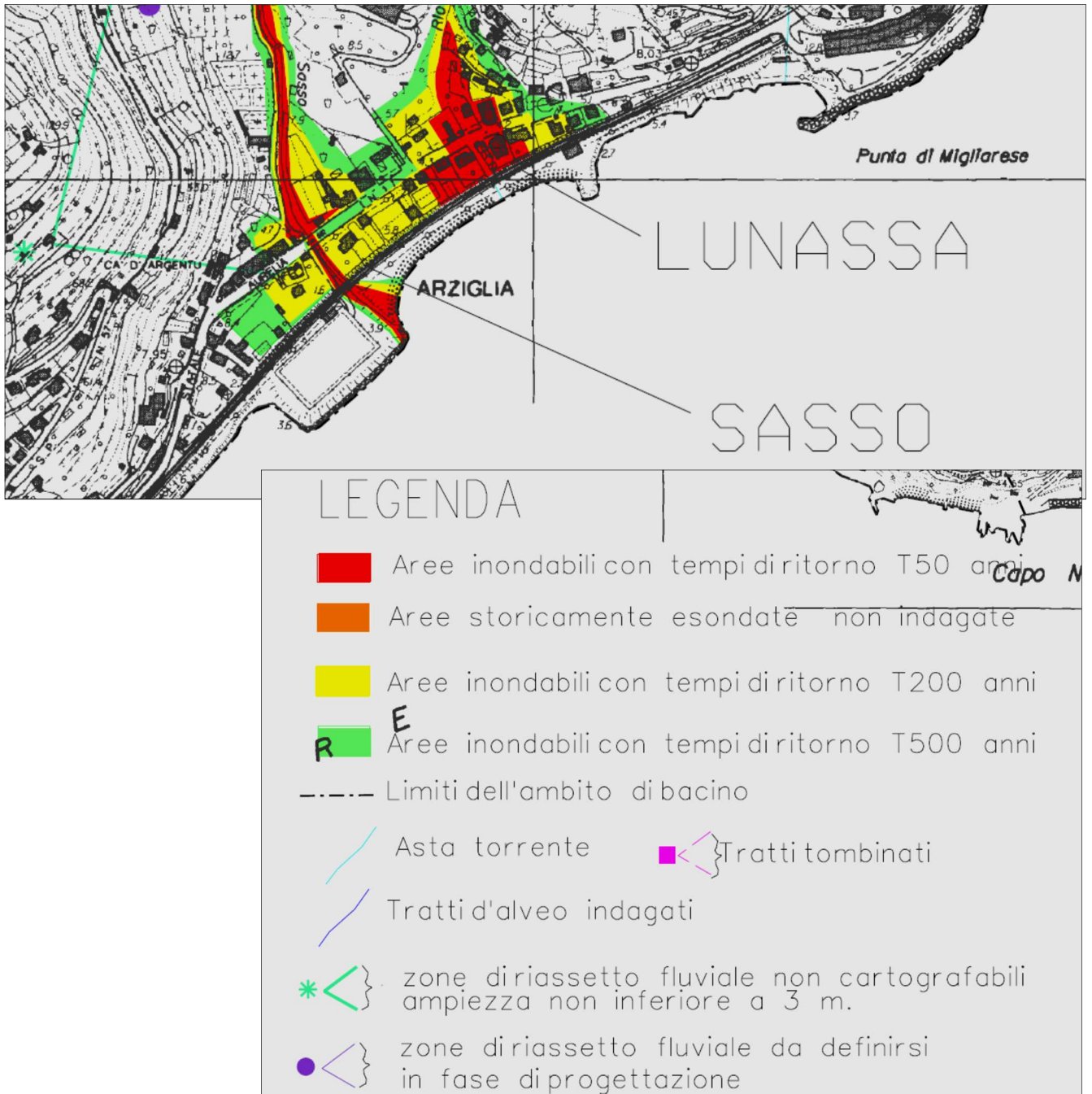


Figura 2: Stralci della Carta delle fasce fluviali Tav. n° 13, Variante approvata con D.G.P. n° 349 del 27/08/2008



foto 1: Vista sulla Spiaggia dell'Arziglia



foto 2: Il rilevato ferroviario risulta in più che discrete condizioni di stabilità e si erge al di sopra del fondovalle pianeggiante.

La prevista realizzazione di opere portuali in aree speciali B2, obbliga, ai sensi del comma 5 e 6 dell'art. 16bis delle norme di Piano di Bacino, alla redazione di indagini di maggior dettaglio sulla base delle quali il Settore Difesa del Suolo della Regione Liguria esprime parere vincolante.

Per le aree Pg3a, apposte sulla spiaggia dell'Arziglia – laddove sono previste “semplici” opere di ripascimento e di realizzazione di arginature del rio Sasso, l'espressione del parere è attualmente in capo all'Autorità di Bacino dell'Arno.

Infatti ai sensi del comma 3bis dell'art. 16 delle Norme di Piano di bacino, le opere previste in sito non sono vietate, ma tuttavia soggette all'emissione di parere da parte dell'Ente preposto.

Dall'esame geomorfologico del sito appare evidente come nell'ambito dell'area di Punta Migliarese, erta e scoscesa ancorché in roccia viva, possa ritenersi legittima l'apposizione di area ad alta suscettività al dissesto, ma che analoga classificazione sia del tutto inapplicabile all'area della spiaggia dell'Arziglia, ubicata nel fondovalle pianeggiante del rio Sasso e la cui unica “asperità morfologica” è costituita dal rilevato ferroviario, in un contesto di predisposizione al dissesto nulla, in ragione dell'assenza di dislivelli morfologici. Anche la sezione ferroviaria appare sufficiente allo smaltimento delle acque di piena, e la pericolosità idraulica deriva dall'improprio collocamento della via di accesso al campo sportivo nelle aree proprie dell'alveo. **In tal senso quindi non si riesce a giustificare l'opposizione di area ad alta suscettività al dissesto, che appare sempre più come un mero errore materiale sulle tavole di Piano di Bacino.**

Per quanto attiene alle fasce di rispetto del rio Sasso, la collocazione del dividente demaniale alla base del rilevato ferroviario, limita la cogenza di tali limiti per l'area ferroviaria e le superfici collocate a monte della stessa, ossia al limite inferiore dell'estensione del demanio fluviale.

Come è possibile osservare dallo stralcio dello squadro 271010 “Bordighera” delle carte del Reticolo Idrografico del Settore Assetto del Territorio della Regione Liguria, solo il rio Lunassa e il rio Sasso, entrambi a Levante dell'opera in progetto, sono classificati come acque pubbliche.

Lo scolo minore sfociante all'interno dell'area portuale in progetto, attualmente incubato al di sotto della Via dei Pescatori, non costituisce quindi acqua pubblica e risulta “libera” da vincoli di distanza e da fasce di rispetto.



Figura 3: Dividente demaniale. Geoportale Regione Liguria

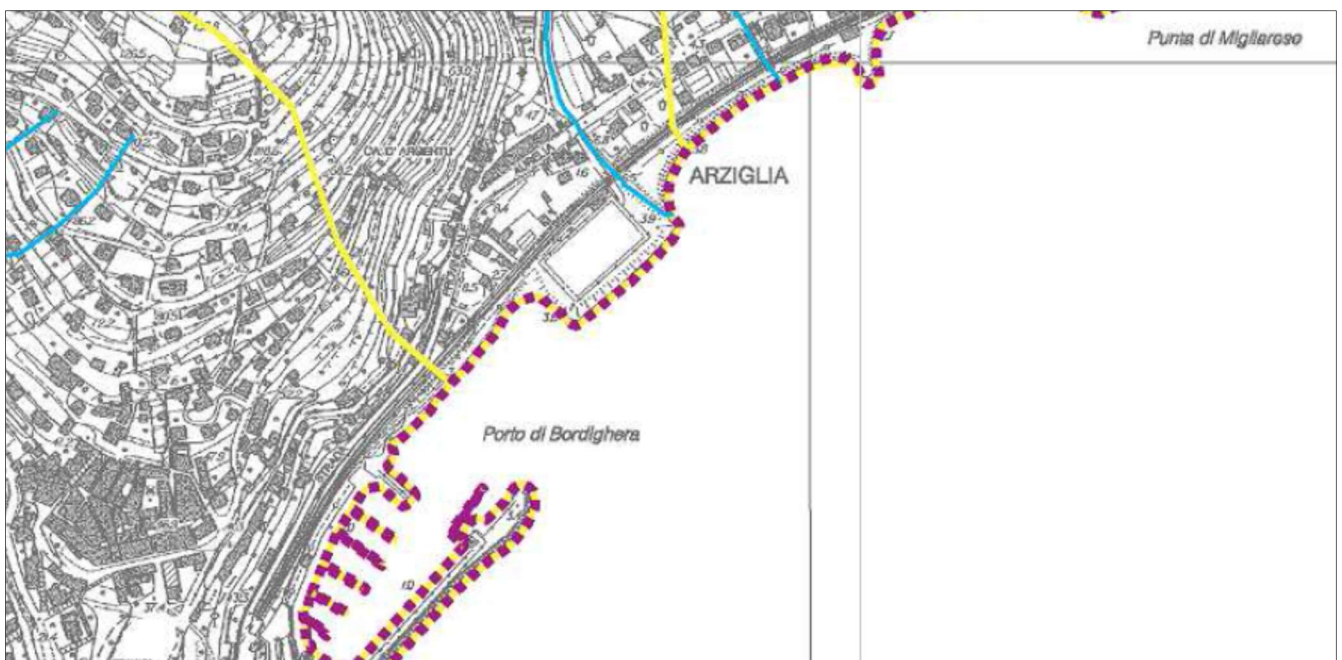


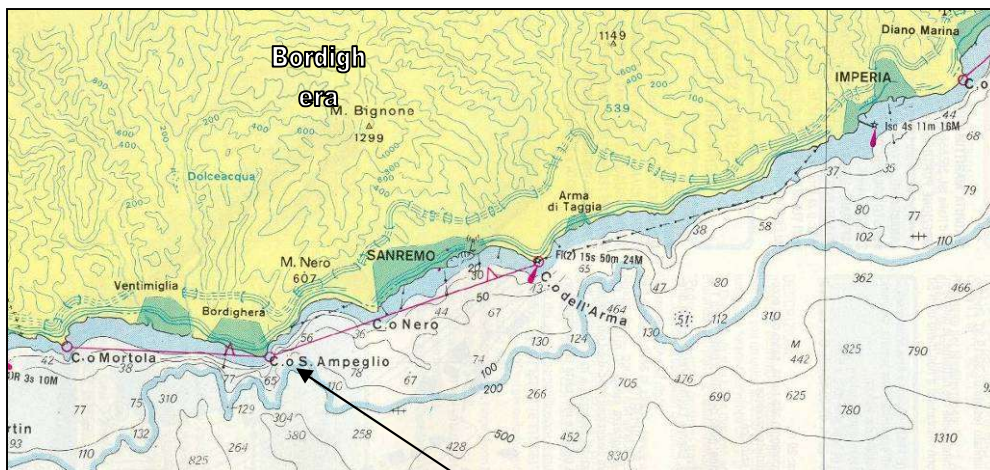
Figura 4: Stralcio della Carta del Reticolo Idrografico Regionale. In azzurro marcato le acque "pubbliche".



foto 3: Punto di scolo del reticolo minuto all'interno del previsto porto, immediatamente a Levante del campo sportivo.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL PARAGGIO

Il paraggio in esame, si localizza immediatamente a Levante di Capo S. Ampelio, in prossimità dell'attuale porto turistico. (fig. 1.1) del quale costituisce il naturale ampliamento.



L'attuale porto è censito a pag. 110 del **Portolano dei mari d'Italia**.
Le coordinate geografiche che individuano la Word Position (WP) sono:
43° 46',82 Nord; 07° 40',71 Est

3. GENERALITÀ ECOSISTEMA MARINO

L'area si trova esterna e alquanto distante dal sito SIC/ZSC IT 316274, che si sviluppa verso Levante sul Golfo di Sanremo/Ospedaletti.



Figura 5: Siti protetti d'interesse comunitario

Nel complesso quindi è possibile affermare che l'opera portuale si innesta su fondali prevalentemente sabbiosi, solo parzialmente insediati al largo e a Levante dalla prateria che si sviluppa pienamente all'interno del sito SIC IT 316274 nel Golfo di Ospedaletti e di Sanremo.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in studio appartiene alla Falda dei Flysch ad Elmintoidi delle Alpi Liguri Occidentali e in sottordine all'unità tettonica del Flysch di Sanremo-Monte Saccarello.

La falda dei Flysch ad Elmintoidi nel suo bordo occidentale è accavallata sopra la zona delfinese - provenzale, con l'interposizione degli "schistes à blocs", mentre a Est è sovrapposta alle unità "prepiemontesi" e al Brianzonese ligure (Vanossi *et Alii*, 1984), con rapporti reciproci assai complessi.

All'interno dell'unità tettonica del Flysch di Sanremo-Monte Saccarello si distinguono dal basso:

- un "complesso di base" pelitico (Formazione di S. Bartolomeo, indicata con la sigla "ps" nella Carta Geologica Italiana del Franchi, mentre gli Autori francesi parlano di "*sériè du complexe de base*";
- un corpo arenaceo (Arenarie di Bordighera, identificate dalla sigla "Ha" del Franchi, corrispondono alla "*sériè à dominante grèseuse*" degli autori francesi, che costituisce una grossa lente arenaceo-conglomeratica; che affiora decisamente ad W dell'area di interesse;

-il Flysch di Sanremo, costituito prevalentemente da torbiditi marnoso-arenacee, generalmente in strati spessi. Il Franchi, seguendo gli autori francesi, distingue una litozona "H2" (corrispondente alla "*série à dominante merneuse*" e al "complesso a, flysch arenaceo-marnoso-argilloso" di Boni & Vanossi), sormontante i tipi litologici indicati con la sigla "H1" ("*série à dominante calcaire*").

L'area d'interesse risulta appoggiata al corpo arenaceo (Arenarie di Bordighera, identificate dalla sigla "Ha" del Franchi, corrispondono alla "*série à dominante gréseuse*" degli autori francesi, che costituisce una grossa lente arenaceo-conglomeratica. Sono depositi di una conoide sottomarina (Sagri, 1984) a "bassa efficienza di trasporto" (Mutti, 1979), inserita tra i depositi di pianura sottomarina, alcuni di essi (F. di S. Bartolomeo) sono precedenti, altri (Flysch di Sanremo) sono contemporanei e successivi alla conoide, che affiora per una lunghezza di 50 km ed una larghezza di 15 km e 600 m di spessore massimo. La zona interna (vedi fig. 16 e 1, da Sagri - 1980) della conoide è rappresentata da depositi canalizzati, molto grossolani (conglomerati, arenarie massicce e arenarie conglomeratiche), con rare intercalazioni di torbiditi spesse e sottili. Gli strati sono in genere organizzati in sequenze positive spesse 5-15 m.

Gli strati delle arenarie "massicce" risultano mediamente immergenti verso S-SW, con inclinazione variabile e generalmente pari o inferiore a 35°, la giacitura risulta solo localmente disturbata da fenomeni tettonici, gli affioramenti naturali sono molto estesi.

Il substrato risulta situato ad una profondità media variabile fra i 0.5-2.5 m, con spessore variabile in funzione del terrazzamento antropico e della morfologia superficiale per il versante a terra.

La formazione rocciosa configura quindi, nell'area di interesse, un versante poco strutturato, considerato, nell'ambito delle classificazioni geomeccaniche, come a giacitura "sfavorevole".



Figura 6: Stralcio carta geologica

Coperture detritiche potenti di spessore superiore a 3m.

dt	a granulometria indistinta
dt1	a granulometria fine
dt2	a granulometria grossa e media

Depositi alluvionali (Quaternario)

ans	alluvioni mobili attuali a granulometria prevalentemente sabbioso-limosa
ang	alluvioni mobili attuali a granulometria prevalentemente ghiaioso-sabbiosa
ars	alluvioni recenti talora terrazzate a granulometria prevalentemente sabbiosa-limosa
arg	alluvioni recenti talora terrazzate a granulometria prevalentemente ghiaiosa-sabbiosa

PLIOCENE

cgCMV	Conglomerati di M.te Villa conglomerati poligenici a stratificazione grossolana alternati a sabbie, spesso organizzati e clinostatificati, talora canalizzati
bc TAG	Breccie di Taggia alternanze, in ordine di frequenza decrescente, di: sabbie, spesso con crostoni induriti e livelli banchinoidi, conglomerati disorganizzati fino a caotici, talora immaturi e molto grossolani, argille marnose (Vallecrosia)
aDRV	Argille di Ortovero argille piu' o meno marnose, a luoghi siltoso-sabbiose, grigio - azzurre o bianco-giallastre per alterazione superficiale, in grandi accumuli lentiformi al di sotto di cgCMV

UNITA' SAN REMO-M. TE SACCARELLO

cmELM	Flysch di Sanremo Torbidite monotona e potente costituita dalle tipiche facies ad Elmintoidi essenzialmente calcareo marnose (Eocene-Cretaceo)
maELM	Flysch di Sanremo Torbiditi marnose, con o senza base calcareo-arenacea, in strati da sottili a spessi torbiditi siltoso-arenacee (prevalentemente quarzoso micacee). generalmente fini o medie, in strati e banchi; marne argillose e argilliti marnose; calcari micritici in strati sottili e medi (Eocene-Cretaceo)
arBOR	Arenarie di Bordighera Torbiditi arenacee a prevalente composizione quarzoso feldspatica, con episodi microconglomeratici alla base degli strati, nei quali si riconoscono ciottoli e frammenti di rocce cristalline; sono presenti in strati medi e spessi, o in banchi di spessore plurimetrico a stratificazione mal definita (Cretaceo)

Figura 7: Legenda Carta Geologica.

Procedendo da W verso E, le principali strutture deformative e di interesse tettonico-strutturale sono le seguenti:

- la stretta sinclinale del T. Borghetto-Rio Battagli, nella fascia di confine con il Bacino dei Torrenti Borghetto e Vallecrosia, avente a nucleo il litotipo marnoso-arenaceo del Flysch di Sanremo (maELM), che affiora con notevole estensione longitudinale ma spessore limitato, mentre i fianchi, molto ravvicinati, sono dati dal litotipo calcareo marnoso (cmELM) affiorante sia nel fondovalle in serie diritta, sia superiormente in serie rovesciata. All'altezza dell'abitato di Seborga, il fianco superiore della struttura appare lacerato, con gli strati calcareo-marnosi in spesse bancate e con giacitura rovesciata che si sovrappongono bruscamente alle marne diritte;
- la grande anticlinale M. Nero-M. Carparo, che prosegue fino a M. Caggio fuori dal bacino in oggetto, di cui è ben individuabile la superficie assiale sulle pendici sud occidentali del M. Carparo, con le bancate di arenarie che, diritte sul crinale, si rovesciano rapidamente poche decine di metri al di sotto, giungendo a sovrapporsi ai calcari marnosi. Il fianco diritto dell'anticlinale realizza una struttura tabulare immergente a SE con angolo complessivamente superiore a quello del pendio, a parte ripetute inversioni di polarità degli strati dovute a ripiegamenti parassiti di raggio decametrico che porta ad affiorare alle spalle di Ospedaletti la formazione calcareo marnosa (cmSRE1) e, più in basso, quella marnoso-arenacea (mSRE2). La grande struttura si collega all'ampia sinclinale di Ospedaletti, avente a nucleo lo mSRE2 (poco visibile per la scarsità di affioramenti), responsabile del riaffioramento a Capo Nero delle Arenarie di Bordighera (arBOR1) in giacitura fortemente raddrizzata.

In particolare, è evidente come i versanti più acclivi corrispondano regolarmente ai fianchi molto raddrizzati delle megastrutture plicative. Tipicamente, la valle del Rio Sasso ha il ripidissimo versante destro dato dal fianco inverso verticalizzato della sinclinale del Rio Borghetto, mentre il versante sinistro, assai meno acclive, comprende la zona di cerniera e il fianco superiore diritto dell'anticlinale successiva.

L'area d'interesse risulta appoggiata su terreni appartenenti alle Arenarie di Bordighera. Tale formazione ha carattere massivo, con strati molto potenti e comportamento geomeccanico solo parzialmente definibile mediante studio del sistema fratturativo, in ragione di una certa variabilità imposta dalla diversa cementificazione delle arenarie: non è raro vedere porzioni di ammasso relativamente indisturbate immerse in una matrice sabbiosa-limosa prodotta per disfacimento in posto di porzioni più deboli.

L'erodibilità di questo materiale risulta particolarmente evidente lungo le linee di discontinuità, ove le acque esplicano un'azione d'alterazione chimica che facilita l'asportazione meccanica da parte delle acque di ruscellamento.

Ove esistono spessori, raramente superiori al metro, di roccia disgregata o di materiale colluviale, si assiste alla rapida asportazione del medesimo lungo le vie di deflusso, non solo da parte delle acque di ruscellamento, ma anche dall'azione della pioggia, come testimoniano i piccoli pilastri di terra (o pilastri di erosione) protetti alla sommità da ciottoli talora visibili in questa formazione.

Una nota a parte merita il reticolo idrografico che si presenta assai sviluppato in corrispondenza della zona di affioramento delle Arenarie di Bordighera.

Esso assume carattere quasi dendritico, a somiglianza di quanto potrebbe accadere su litotipi impermeabili e facilmente erodibili come le Argille di Ortovero.

In realtà le Arenarie presentano una discreta permeabilità secondaria per fratturazione, senz'altro superiore a quella del Flysch di Sanremo, in cui invece il reticolo risulta assai poco sviluppato.

L'apparente contrasto si risolve considerando che l'esiguo spessore di coltre vegetale delle Arenarie di Bordighera risulta facilmente erodibile, per caratteri granulometrici e/o per la mancanza, in generale, di opere di regimazione idraulica (come i terrazzamenti); una volta creatosi un primo ricettacolo per le acque nel suolo superficiale incoerente, l'azione chimica e meccanica dell'acqua mantiene il reticolo anche sul substrato roccioso. La permeabilità per fessurazione non consente infatti una sufficiente penetrazione nel sottosuolo dell'acqua, almeno non in misura tale da impoverire il deflusso superficiale conseguente a piogge intense.

Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche le Arenarie di Bordighera (tranne che nelle facies di frangia) mostrano un comportamento rigido alle deformazioni, con formazione di famiglie di giunti abbastanza dense lungo le cui superfici si scaricano le tensioni. Deformazioni plicative esistono solo alla scala ettometrica e chilometrica. Nel complesso presentano parametri migliori del Flysch di Sanremo, insistono infatti, molto spesso, su versanti notevolmente acclivi ma sostanzialmente stabili. Le sacche di alterazione, generalmente limitate alle discontinuità, isolano blocchi rocciosi di dimensioni variabili (da meno di un mc a dimensioni ciclopiche, fino a oltre 100 mc), che gravitano a valle secondo frane tipicamente di crollo. I crolli appaiono localizzati prevalentemente lungo i tagli stradali, e avvengono quasi sempre in seguito a piogge intense, che abbassano la resistenza al taglio lungo le discontinuità, permettendo lo scivolamento dei blocchi.

Il versante immerge con notevole acclività verso mare, con limitato sviluppo di "piana costiera" e di spiagge solo in prossimità della foce del rio Sasso e in particolare a Levante dello stesso, ove risulta parzialmente coalescente con i contributi alluvionali del rio Lunassa.

5. ASPETTI GEOTECNICI E GEOMECCANICI

5.1 La campagna d'indagini a terra

Al fine d'integrare e completare le conoscenze acquisite con la campagna d'indagini a mare, sono stati eseguiti n° 4 sondaggi meccanici con recupero sul rilevato antropico esistente, attualmente ospitante il campo da calcio.

I sondaggi sono stati spinti fino alla quota del substrato roccioso, permettendo così una precisa ricostruzione



dell'andamento del substrato anche sottocosta, permettendo al contempo una precisa taratura del rilievo sismico eseguito al largo. Durante le prove sono state eseguite numerose prove penetrometriche e campionati i terreni per le prove di laboratorio (vedi allegati). Le prove hanno permesso la caratterizzazione del materiale di rilevato e del fondale marino.

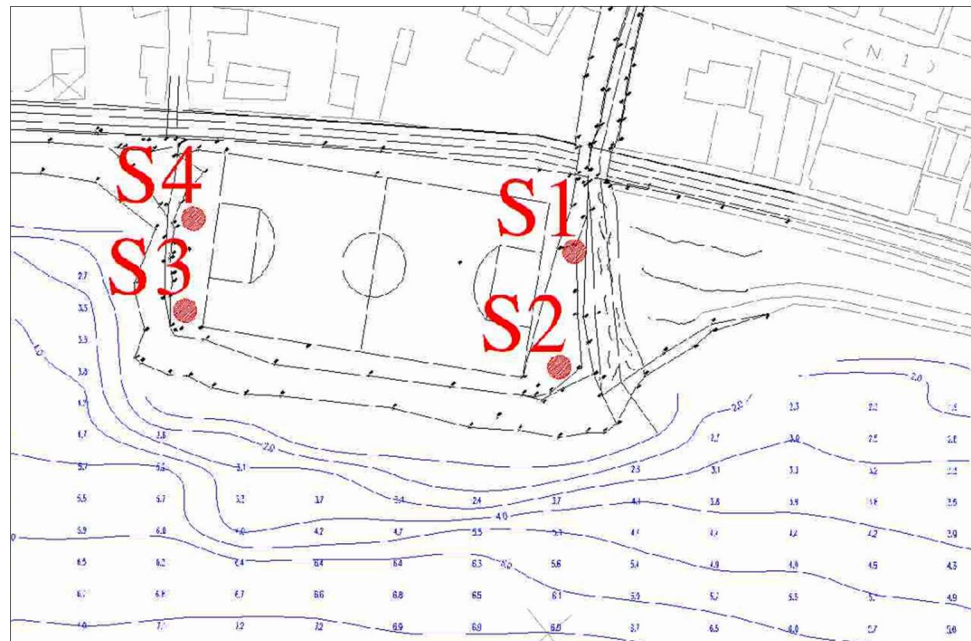


Figura 8: Ubicazione sondaggi meccanici

5.1.1 Le prove penetrometriche

Le prove SPT eseguite forniscono risultati interpretabili in termini di parametri di angolo di resistenza al taglio e di deformazione.

Le difficoltà connesse con l'estrazione di campioni indisturbati in terreni caratterizzati da forte eterogeneità granulometrica, non consentono di determinare in laboratorio le caratteristiche di resistenza del terreno, il grado di sovraconsolidazione ecc..

Occorre quindi affidarsi a prove in situ, di cui la più utilizzata (in terreni parzialmente ghiaiosi) è la prova S.P.T. (Standard Penetration Test) e con diffusione internazionale che ha consentito l'acquisizione di un elevatissimo numero di risultati correlati fra loro con un'affidabile standardizzazione.

Riassumendo la correzione del numero di colpi misurato deve rispondere alla seguente formula (Ghionna - Robertson, 87):

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

ove:

ER/60 = rendimento del sistema di infissione

C_s = 1.2 Tale fattore prevede l'incremento del n° di colpi misurati in funzione dell'assenza di controcamicia interna del tubo campionatore.

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
C_r	0.75	0.85	0.95	1

C_d = 1 per diametro del foro compreso fra 65 e 115 mm (nel nostro caso pari a 101 mm).

Un ulteriore fattore di correzione deve essere introdotto per tenere conto della tensione normale effettiva agente a rottura intorno al penetrometro, normalizzando il valore a $\sigma'_{vo} = 1$ bar, utilizzando, tra le tante formule proposte, quella di Baldi e Altri:

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

5.1.2 Densità relativa e angolo di resistenza al taglio

A partire dal valore normalizzato del numero di colpi si ricava quindi il valore della densità relativa secondo il metodo di Skempton (86), di Baazara e Peck (69) e Marcuson (77), da cui si ottiene, con doppio passaggio, l'angolo d'attrito efficace, secondo la formula di Schmertmann (76), ricordando che si tratta di valori di picco, accettabili solo per problemi caratterizzati da bassi livelli tensionali e modeste deformazioni (comunque tali da non raggiungere i valori residui).

In particolare il metodo di Skempton (86) prevede la correzione rispetto alla pressione effettiva di confinamento (calcolata mediante la formula di Baldi, 85), dopo di che si utilizza la formula seguente:

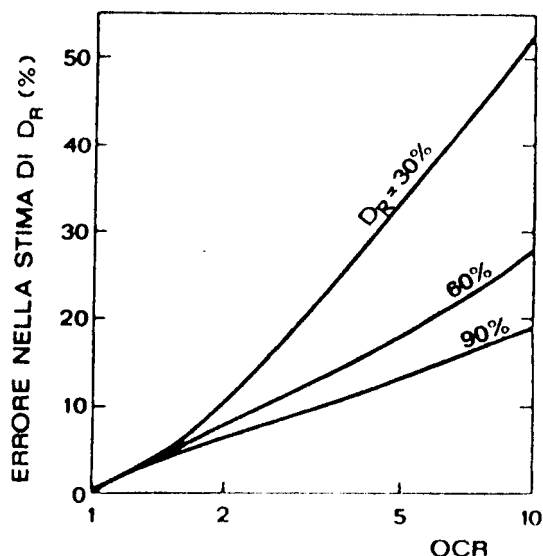
$$D_R = \sqrt{\frac{N_1(60)}{60}}$$

ritenuta una valida approssimazione per terreni a sabbie quarzose, normalmente consolidati, con valori della densità relativa > 35%.

Tale formula non risponde quindi alle caratteristiche dei terreni riscontrate in sito, (granulometria molto distribuita, terreni probabilmente sovraconsolidati e con forte componente mineralogica calcarea), se non per i valori della densità relativa maggiori del 35%, la correzione proposta dallo stesso Skempton (86) per terreni con OCR > 1 si basa sulla conoscenza dei valori di spinta a riposo K_0 in cella triassiale, nei casi sovraconsolidato e normal consolidato. Non essendo disponibili tali dati, e non apparendo lecito, in questo caso, fare supposizioni approssimative sul grado di sovraconsolidazione, ci si limita quindi a considerare **non conservativi** i valori della D_R così ricavati, in quanto tali valori risultano sovrastimati con un errore che cresce in funzione del grado di sovraconsolidazione, come mostrato nella figura (Lancellotta, 1991).

Il dato ottenuto può quindi essere in eccesso per un valore compreso fra circa il 10% - 30% del valore ottenuto. Ciò comporta una sovrastima massima dell'angolo di resistenza al taglio pari a circa 4°, mediamente pari a 2° - 3° e decrescente in funzione di valori di D_r decrescenti.

In alternativa viene quindi utilizzata la formula proposta da Bazaara e Peck (1969), specificatamente valida per terreni sovraconsolidati, in cui la correzione in funzione della pressione di confinamento risulta:



$$\text{per } \sigma' < 0.732 \text{ kg/cm}^2 \quad N' = \frac{4N_{\text{SPT}}}{(1 + 4.097 \cdot \sigma'_{vo})}$$

$$\text{per } \sigma' > 0.732 \text{ kg/cm}^2 \quad N' = \frac{4N_{\text{SPT}}}{(3.25 + 1.024 \cdot \sigma'_{vo})}$$

con σ'_{vo} in kg/cm^3

da cui si ricavano i valori della densità relativa tramite:

$$D_r = \sqrt{\frac{N'}{80}}$$

Si utilizza infine la formula proposta da Marcuson (77), in cui, considerando l'influenza del grado di sovraconsolidazione (compreso fra 2.2-7.6, come da prove edometriche), si introduce un parametro che tiene conto della pressione effettiva di confinamento e, come tratto caratteristico, dell'analisi granulometrica, attraverso l'introduzione del coefficiente di uniformità, che caratterizza appunto il grado di uniformità del sedimento, pari a :

$$C = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ ove:}$$

D_{60} = diametro corrispondente al 60% di passante

D_{10} = diametro corrispondente al 10% di passante

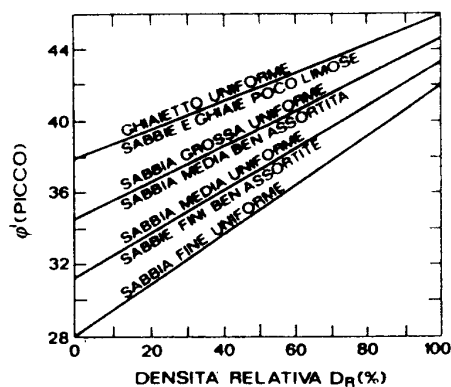
La formula proposta ha quindi il seguente aspetto:

$$D_R = 112.2 + 0.75 \cdot \sqrt{222 \cdot N_{\text{SPT}} + 1600 - 711 \cdot \text{OCR} - 7.54 \sigma'_{vo} - 50 \cdot (C)^2}$$

con σ'_{vo} in kg/cm^3

Come si diceva sopra, il valore dell'angolo di resistenza interna di picco, viene ricavato, con doppio passaggio, dalla densità relativa ottenuta dalle formule sopra, utilizzando le formule proposte da Schemertmann (77).

In particolare le formule corrispondenti ai campi della figura seguente sono:



Sabbia fine uniforme: $\phi' = 28 + 0.14 \cdot D_R$

Sabbia media uniforme: $\phi' = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$

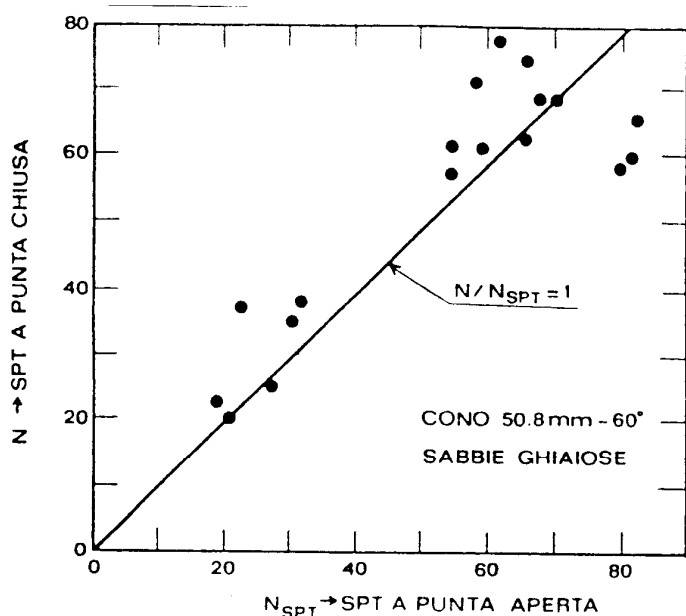
Sabbia grossa uniforme: $\phi' = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$

Ghiaietto uniforme: $\phi' = 38 + 0.08 \cdot D_R$

Nell'obbiettivo incertezza relativa alla esatta collocazione del sedimento eterometrico presente in sito nelle definizioni di Schmertmann, viene utilizzata la prima formula, relativa alle sabbie fini uniformi - con chiaro intento conservativo - a parziale compensazione anche dell'incertezza relativa alla composizione mineralogica, al grado di sovraconsolidazione, al grado di cementazione e di invecchiamento.

In suoli ghiaiosi è prassi comune applicare il cono chiuso al posto della scarpa tagliente al tubo campionario. I dati così raccolti non hanno evidentemente lo stesso significato, secondo Palmer e Stuart, citati dal Cestelli - Guidi (Ottava edizione, 1987) i valori andrebbero ridotti del 30%, mentre tale correzione sembrerebbe decisamente più alta in base a Cestari, 1990, mentre da una analoga ricerca (Pasqualini, 83) non emerge una chiara correlazione:

Nell'incertezza di un adeguato parametro di correzione, vengono trattati a parte i dati ottenuti con punta chiusa, dato il loro valore **non conservativo**, almeno laddove è dato di conoscere la modalità di esecuzione della prova.



da Pasqualini (1983)

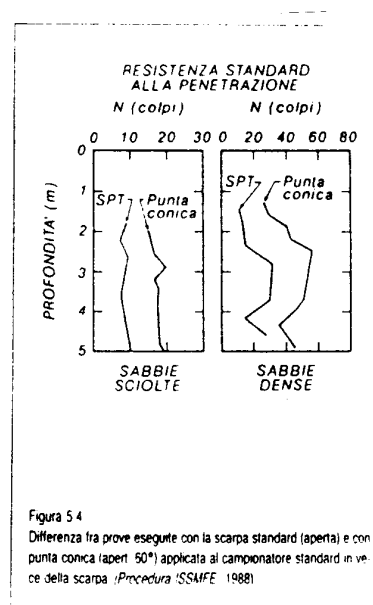


Figura 54
Differenza fra prove eseguite con la scarpa standard (aperta) e con punta conica (aperta 50°) applicata al campionario standard in vece della scarpa (Procedura SSANFE 1988)

Per quanto riguarda la dipendenza del valore di N_{SPT} con la presenza di falda, la bibliografia specializzata riporta contributi molto contrastanti, essendo generalmente accettata solo la correzione proposta da Terzaghi e Peck, valida però solo per sabbie fini e/o limose con $N_{SPT} > 15$.

In generale è possibile dire che in presenza di falda si ha una sopravvalutazione dei valori di N_{SPT} per alte D_R , mentre avviene esattamente l'opposto per D_R basse, inoltre sembra che la divergenza fra i due comportamenti si riduca in funzione di un aumento dei materiali fini.

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche permette di evidenziare una buona e generale convergenza fra i risultati ottenuti con i metodi proposti (vedi tabella allegata). Poichè si è già lungamente disquisito sulle larghe approssimazioni di ognuno dei metodi utilizzati, il dato acquisito sarà una media dei valori ottenuti con le formule di cui sopra. Anche il dato finale del valore dell'angolo di attrito ad ogni profondità di prova viene utilizzato per ricavare un dato medio del valore dell'angolo di resistenza al taglio dei materiali, e ottenendo **un valore di 36° circa come dato medio per le coltri detritiche del rilevato antropico, passante a 37° per la sabbie marine.**

La trattazione del dato medio, stante le numerose approssimazioni adottate ed insite nelle formule di calcolo, non giustifica l'adozione di metodi di analisi statistica molto raffinati (media ponderale sulla profondità, distribuzione statistica per classi in rapporto alla profondità, alle granulometrie o quant'altro).

La tabella all'allegato 1 può essere letta tramite la seguente legenda:

TIPO DI PUNTA: A = punta aperta (campionatore privo di controcamicia)

PROF =	profondità di esecuzione della prova rispetto alla quota del terreno
Q.T. =	quota del terreno
Q.A. =	profondità di esecuzione prova alla quota assoluta
FALDA =	quota relativa della superficie piezometrica
Na; Nb; Nc =	n° colpi registrato durante ogni step di avanzamento
N spt =	Nb + Nc
SIGMA' =	pressione verticale efficace di confinamento
N1(60) =	N spt normalizzato in funzione della pressione di confinamento di riferimento di 1 bar, dell'energia di infissione pari al 60% dell'energia teorica, del diametro del foro, della lunghezza delle aste.
N1(78)=	N spt normalizzato in funzione della pressione di confinamento di riferimento di 1 bar, dell'energia di infissione pari al 78% dell'energia teorica, del diametro del foro, della lunghezza delle aste
N1 =	N spt normalizzato in funzione della pressione di confinamento effettiva secondo la formula di Baazara e Peck (69)
D60 =	diametro corrispondente al 60% del passante della curva granulometrica
D10 =	diametro corrispondente al 10% del passante della curva granulometrica
C =	coefficiente di uniformità
Dr (S) =	densità relativa calcolata secondo Skempton (86)
Dr (B) =	densità relativa calcolata secondo Baazara e Peck (69)
Dr (M) =	densità relativa calcolata secondo Marcuson (77)
Dr (GH) =	densità relativa calcolata secondo Gibb e Holtz (57)
Dr (My) =	densità relativa calcolata secondo Meyerhof (57)
Dr (CI) =	densità relativa calcolata secondo Cubrinowski e Ishihara (98)
PHI (S) =	angolo di attrito calcolato secondo Schmertmann(77) dalla

	densità relativa di Skempton (86)
PHI (B) =	angolo di attrito calcolato secondo Schmertmann (77) dalla densità relativa di Baazara (67)
PHI (M) =	angolo di attrito calcolato secondo Schmertmann (77) dalla densità relativa di Marcuson (77)
PHI (R) =	angolo di attrito calcolato secondo Road Bridge Specification
PHI (J) =	angolo di attrito calcolato secondo Japanese National Railway
PHI (ST)=	valore di ϕ' calcolato con l'abaco di Stroud (1988)

5.1.3 Parametri di deformazione

Il modulo di deformazione ricavato in questo studio dalle prove penetrometriche è il **modulo elastico E_{50}** , riferito al diagramma sforzo deviatorico - deformazione non rettilineo, con valore del modulo determinato sulla secante al 50% del valore massimo dello sforzo deviatorico.

Si ricorda che il modulo di deformazione di un terreno dipende, in senso generale:

- dalla storia tensionale del deposito;
- dal livello della tensione media corrente;
- dal livello di deformazione imposto;
- dallo *stress-path* seguito;
- dal fattore tempo, inteso come incrudimento viscoso (*aging*) seguente la fase di consolidazione, sia come effetto della viscosità strutturale che interviene durante la fase di sollecitazione.

In particolare, secondo Jamiolkowski (88), le correlazioni fra la resistenza alla penetrazione e il modulo E in depositi sabbiosi dipende dalla storia tensionale e di deformazione, dai fenomeni di *aging* e dalla composizione mineralogica delle sabbie.

A fronte di tutto ciò appare evidente come **il valore del modulo E_{50} ricavabile da prove SPT abbia solo una funzione largamente indicativa** e non può essere assunto come parametro di progetto, variando in funzione di tutti i parametri sopra esposti e con la profondità di misura.

Le formule utilizzate, tra le tante proposte in letteratura, sono le seguenti:

$$\text{Bowles, 1991} \quad E_{50} = 1200 \cdot (N_{\text{SPT}} + 6) + 2000 \quad N_{\text{SPT}} \geq 15$$

$$E_{50} = 1200 \cdot (N_{\text{SPT}} + 6) \quad N_{\text{SPT}} \leq 15$$

adatta per terreni sabbiosi e ghiaiosi, mentre la seguente formula:

$$\text{D' Apollonia, 70} \quad E_{50} = (18.75 + 0.756 \cdot N_{\text{SPT}})$$

è valida per terreni sabbiosi.

I risultati del calcolo, presentati nella tabella allegata, devono essere letti in funzione del valore medio ottenuto, pari a circa 800 kg/cm².

Tale valore appare sostanzialmente in linea con i valori sperimentali proposti da Falchi Delitala per le sabbie.

Natura e stato del suolo		E ₀ (kg/cm ²)
sabbia sciolta	a spigoli arrotondati	400-800
	a spigoli vivi	500-800
sabbia mediamente	a spigoli arrotondati	800-1600
	a spigoli vivi	1000-2000
sabbia umida a grani di media dimensione		550
sabbia secca a grani medi		845
sabbia satura a grani fini		865
sabbia grigia mista con ghiaia		550
ghiaia senza sabbia		1000-2000
ghiaia naturale a spigoli vivi		1500-3000

I valori di E ricavati mediante la formula proposta dal Parry (1971, 1978) e di seguito riportata, appaiono sensibilmente maggiori. La formula ha il seguente aspetto:

$$\text{Parry (71-78)} \quad E_{50} = 28 \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{kg / cm}^2$$

Seguendo una metodologia più moderna Stroud (1989) mostra che una ragionevole approssimazione, valida sia per terreni normalconsolidati, sia per terreni sovraconsolidati, nell'ipotesi di fattore di sicurezza pari a 3, è:

$$E'/N60 = 1 \text{ Mpa}$$

Tuttavia considerando che nella casistica esaminata, il fattore di sicurezza è molto spesso superiore a 3, il rapporto potrebbe essere più realisticamente aumentato fino a 2, almeno per sabbie normalconsolidate, mentre per sabbie sovraconsolidate e ghiaie può arrivare fino a 16 volte (Clayton, 1995).

In alternativa al metodo di Stroud si può calcolare il modulo di Young secondo quanto proposto da Jamiolkowski et al. (1988) (E₂₅, cioè pari al 25% di quello corrispondente alle tensioni dell'ordine del 25% di quelle di rottura), utilizzando il valore della densità relativa:

$$E_{25} = (10.5 - 3.5D_r) \cdot N_{\text{spt}} \quad \text{per terreni normalconsolidati}$$

$$E_{25} = (52.5 - 35D_r) \cdot N_{\text{spt}} \quad \text{per terreni sovraconsolidati}$$

Nell'applicazione a terreni ghiaiosi con campionatori standard bisogna utilizzare il valore di N₆₀.

Si è ricavato anche il valore delle velocità delle onde trasversali V_s e del corrispondente modulo di deformazione al taglio G, utilizzando la formula di Ohta and Goto (78):

$$V_s = 54.33 \cdot (N_{SPT})^{0.173} \cdot f_A \cdot f_B \cdot \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.193}$$

$$G_o = (V_s)^2 \cdot \frac{\gamma}{g}$$

ove

z = profondità in m

$\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$

G_o = modulo al taglio tangente iniziale

f_A = coefficiente dipendente dall'età del deposito

f_B = coefficiente dipendente dalla granulometria

V_s = velocità delle onde sismiche trasversali (m/sec)

Recentemente Yoshida e altri (1988) hanno trovato la seguente correlazione con le velocità trasversali:

$$V_s = 55 \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot \sigma'_{vo}{}^{0.14}$$

In alternativa si tenga conto della formulazione riportata da Crespellani e Vannucchi (1991), che per sabbie assume la forma di:

$$G_o = 12.3 \cdot N_{60}^{0.611}$$

E per le ghiaie

$$G_o = 8.1 \cdot N_{60}^{0.777}$$

Nella tabelle seguenti si dovrà quindi tener conto della seguente legenda:

E50 (Ap)= Valore al 50% della tensione a rottura secondo D'Apollonia (70);

E50 (Bo)= Valore al 50% della tensione a rottura secondo Bowles (90);

E50 (P)= Valore al 50% della tensione a rottura secondo Parry (71-78);

E25(S);(GH);(My);(Cl);(B);(M)= Valore al 25% della tensione a rottura secondo quanto proposto da Jamiolkowski per le densità relative sopra descritte;

G(Cr)= Modulo di deformazione al taglio secondo Crespellani e Vanucchi (91);

G(Y) = Modulo di deformazione al taglio secondo Yoshida ed al. (88);

G(OG)= Modulo di deformazione al taglio secondo Ohta e Goto (78);

MEDIE GENERALI MATERIALE DI COLMATA

DENSITA' RELATIVA	68 (%)
ANGOLO RES. TAGLIO	36 (°)
MOD. ELASTICO (E50)	699 kg/cmq
MOD. ELASTICO (E25)	316 kg/cmq
MOD. DEF. AL TAGLIO	571 kg/cmq
WINKLER UNITARIO	6 kg/cm

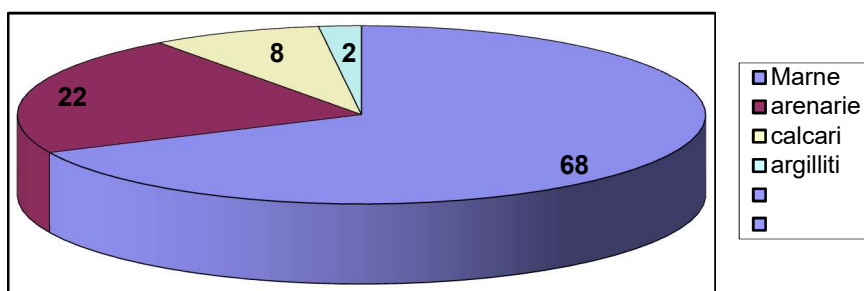
MEDIE GENERALI SEDIMENTI MARINI

DENSITA' RELATIVA	72 (%)
ANGOLO RES. TAGLIO	37 (°)
MOD. ELASTICO (E50)	762 kg/cmq
MOD. ELASTICO (E25)	343 kg/cmq
MOD. DEF. AL TAGLIO	943 kg/cmq
WINKLER UNITARIO	10 kg/cm

5.2 La colmata antropica

Le colmate antropiche a mare del Ponente Ligure sono costituite da materiale di smarino proveniente dalle gallerie autostradali e ferroviarie, scavate nei materiali sopra descritti. La dimensione granulometrica dello smarino, crescente in funzione di abbattimento rispettivamente con fresa, martellone ed esplosivo, riguardano essenzialmente le dimensioni dei clasti prodotti dall'abbattimento del solo litotipo arenaceo - calcilutitico del

Composizione litologica del Flysch di Sanremo



Flysch di Sanremo, corrispondenti mediamente al 22% del totale del materiale presente nella sequenza.

Nel flysch di Sanremo la frazione marnosa-calcareo e argillosa, corrispondente al restante 78% risulta a granulometria differenziata, in funzione del mezzo di abbattimento, solo in prima battuta:

l'alterabilità di questi

litotipi porta a una rapida e generale diminuzione della granulometria per disfacimento e scagliatura dei blocchi al contatto con l'aria e gli sbalzi di temperatura diurni / notturni, oltre che, secondariamente, per le azioni dinamiche dovute al trasporto, alla scarica e al costipamento meccanico.

Frazione marnosa-calcareo del flysch	Composizione		
Denominazione	Calcari	Arenarie	Argille
Marna calcarea finemente arenata	30-35%	20-30%	30-40%
Marnoscisto	40-50%	10-20%	30-40%
Marnoscisto argilloso	30-40%	Assente	70-60%

La gran parte del materiale derivato dallo scavo dell'ammasso roccioso flyscioide tende quindi ad uniformare la propria granulometria nel corso del tempo (pochi mesi), per alterazione naturale del materiale marnoso, la granulometria finale risulta quindi sostanzialmente indipendente dal sistema di scavo adottato.

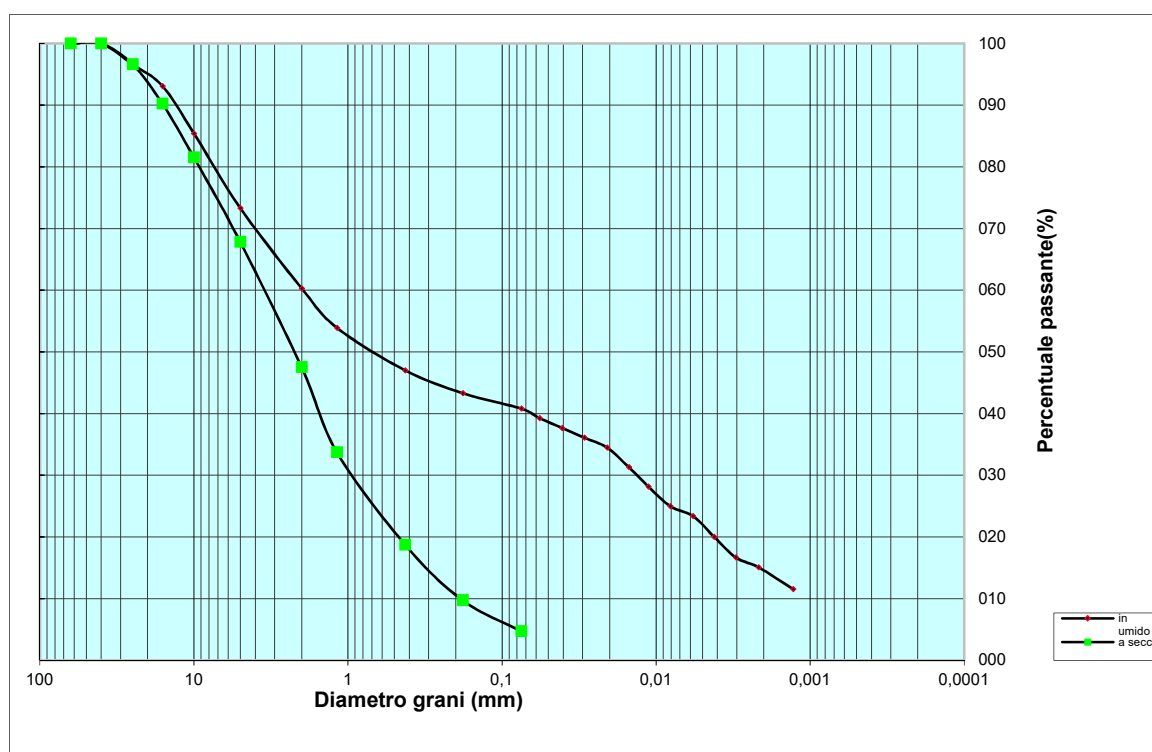
Le granulometria finale è descrivibile come una ghiaia (a elementi lamellari) con ciottoli e massi (pari al 20 - 25% del totale), poca sabbia in abbondante limo debolmente argilloso. La frazione fine risulta classificabile come limi e argille inorganiche a bassa plasticità.

Nonostante ciò risulta evidente che la tendenza del materiale di rilevato è quella di alterarsi producendo un materiale assai simile alle normali coltri detritiche derivate per alterazione in posto del flysch:

tali coltri presentano una minor consistenza dello scheletro grossolano, e una composizione della matrice con circa il 60-70% di materiali limo-argillosi, in cui l'argilla pesa dal 10 al 30%.

In estrema sintesi e per ragioni di semplicità si può affermare che il processo pedogenetico (*latu sensu*) tende a produrre un incremento della frazione argillosa nel materiale, operando su scale di tempo “storico” per quanto riguarda il disfacimento delle marne, su tempi “geologici” e quindi decisamente maggiori della durata delle opere antropiche, per la realizzazione di quei processi di alterazione chimico – fisica che porta alla creazione di suolo vero e proprio.

Un interessante confronto può essere fatto rispetto alle analisi granulometriche condotte sui sedimenti di discarica, sia con setacciatura a “secco”, sia con setacciatura in “umido”, sulla frazione fine del sedimento, costituita dal passante al vaglio dei 5 cm.

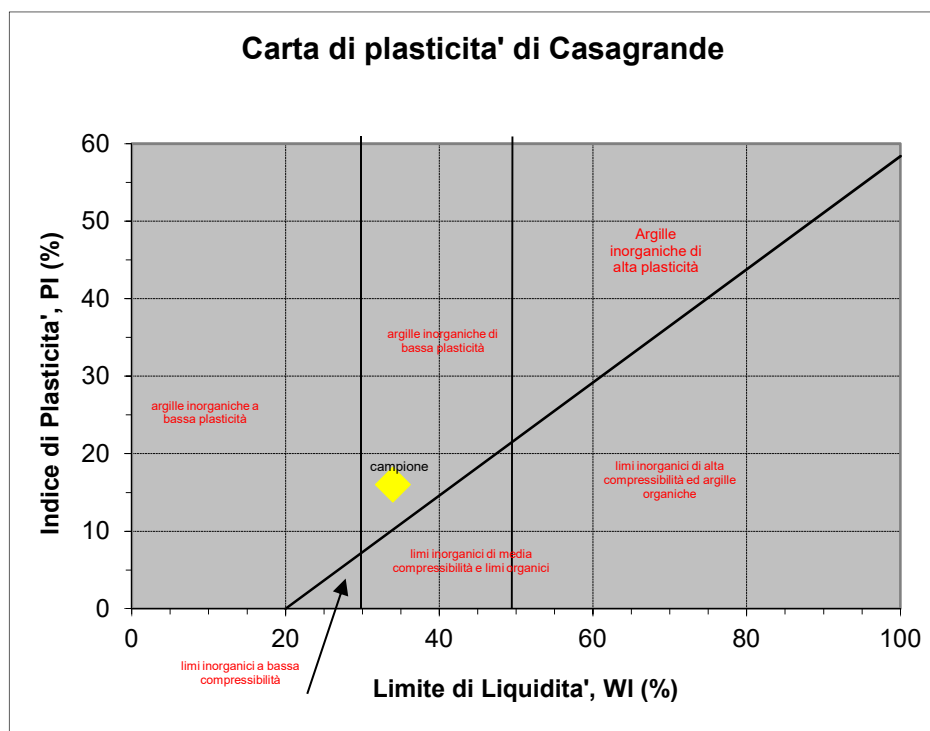


La frazione fina (passante ai 5 cm del totale del materiale di colmata) può quindi essere descritta come (classi Wentworth):

Classe granulometrica	Percentuale
Ghiaia e ciottoli piccoli	40
Sabbia	21
Silt	15
Argilla	9
Collodi	15

Poiché il passante ai 5 cm rappresenta mediamente la metà del corpo di discarica, che contiene anche numerosi massi e grani di dimensioni maggiori dei 5 cm, le percentuali sopra riportate si dimezzano rispetto alla globalità del corpo di discarica.

La frazione più fina del sedimento è classificabile come una argilla inorganica di bassa plasticità, con porosità pari a circa 8.66%.



Prove in sito sui materiali di colmata (essenzialmente SPT), essendo difficilmente ricavabili campioni rappresentativi per prove di laboratorio rappresentative, indicano i seguenti parametri geotecnici medi:

MATERIALI DI COLMATA		
DENSITA' RELATIVA	75	(%)
ANGOLO RES. TAGLIO	36	(°)
MOD. ELASTICO (E25)	316	kg/cmq

L'estrema eterogeneità del sedimento di colmata e la sua composizione mineralogica (argille non attive) rende ragione delle eccellenti proprietà del materiale nella costituzione di rilevati.

Sono ormai moltissimi gli esempi progettuali già attuati da tempo che utilizzano lo smarino di galleria per la costruzione di rilevati, svincoli, terreno di fondazione di stazioni ferroviarie ecc..

Tali opere hanno mostrato nel tempo la loro efficacia, per lo meno dal punto di vista statico.

In particolare risulta assai contenuto il fenomeno di assestamento, che si esaurisce completamente nella fase di costruzione dell'opera stessa.

Il meccanismo di assestamento è dovuto essenzialmente alla frammentazione del materiale marnoso che, riducendo la propria granulometria, "intasa" i vuoti presenti nella struttura fra i blocchi di maggiori dimensioni.

Stante l'alterabilità del litotipo marno, nel giro di poche settimane, si ha il completo disfacimento dei blocchi marnosi di rilevante dimensione, con esaurimento del fenomeno di assestamento.

Tale meccanismo non va evidentemente confuso con il cedimento correlato all'espulsione dell'acqua interstiziale, dovuta alle sovrappressioni della fase fluida in fase di carico crescente, o al fenomeno di consolidamento legato alla suzione nel livello insaturo.

Nota l'ordine di grandezza della permeabilità dei sedimenti di colmata, pari a circa 10^{-5} cm/sec, sostanzialmente caratteristico delle sabbie molto fini, dei limi inorganici e organici, delle mescolanze fra sabbie, limi ed argilla, ci troviamo nelle condizioni di permeabilità intermedia fra processi di consolidamento drenati istantanei (permeabilità superiori a 10^{-5} cm/sec) e processi non drenati (permeabilità inferiori a 10^{-7} cm/sec). Il tempo di consolidamento è decisamente inferiore alla durata delle lavorazioni.

In altre parole, dal punto di vista progettuale, i terreni di colmata non danno luogo a cedimenti sul lungo termine.

Diverso è il discorso nel momento in cui si considera il livello geotecnica come mezzo trifase, laddove, come verrà meglio specificato in seguito, il livello di falda sia variabile.

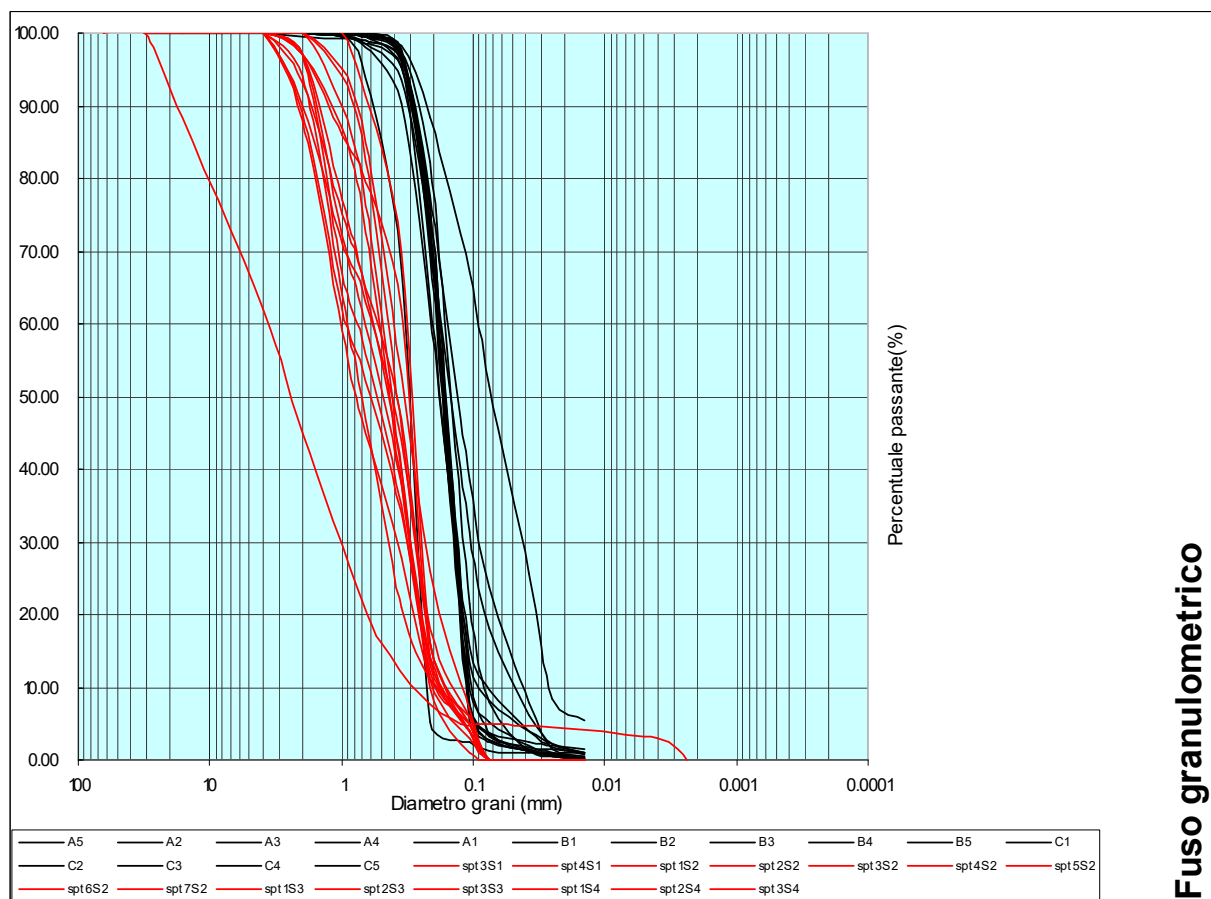


Figura 9: Fuso granulometrico complessivo dei campioni prelevati nei sondaggi meccanici sul corpo di colmata

La relativa ampiezza del fuso rilevato conferma gli aspetti generali sopra descritti.

5.3 Le sabbie marine

Tali materiali saranno trattati con più dettaglio nella parte relativa all'analisi sedimentologica, relativamente alla distribuzione granulometrica.

Da un punto di vista geotecnico, costituiscono un eccellente materiale.

Prove in sito sui materiali (SPT), essendo difficilmente ricavabili campioni rappresentativi per prove di laboratorio rappresentative, indicano i seguenti parametri geotecnici medi:

MATERIALI DI COLMATA		
DENSITA' RELATIVA	75	(%)
ANGOLO RES. TAGLIO	37	(°)
MOD. ELASTICO (E25)	343	kg/cmq

5.4 I materiali della diga foranea e delle opere di difesa

Per quanto riguarda tutti gli approfondimenti tematici relativi alle opere di difesa costiera, si rimanda allo specifico elaborato "Relazione idraulica" allegato al progetto.

Da un punto di vista geotecnica, vengono distinti due livelli, costituiti da:

Mantellata e strato di transizione:

peso di volume	$\gamma = 1.9-2.1 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 44^\circ$

Nucleo (Tout venant):

peso di volume	$\gamma = 1.9-2.1 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 38^\circ$

5.5 Le arenarie di Bordighera

Un modo efficace, ancorché empirico, per determinare i parametri geomeccanici del materiale in modo rapido è quello di fare ricorso alle classificazioni geomeccaniche.

In realtà le classificazioni rappresentano uno strumento empirico di enorme valore se usate correttamente e nel giusto contesto, senza trascurare tutte le raccomandazioni che gli Autori stessi pongono.

Il metodo di classificazione utilizzato è quello proposto da Bieniawski, pubblicato nel 1973; tale stesura è stata poi ripresa e notevolmente modificata dall'autore in successivi lavori ('74, '76, '79, '84 e '89) con riferimento non tanto all'aspetto concettuale, quanto alla quantificazione numerica dei parametri considerati.

La parametrizzazione è ottenuta secondo le indicazioni di Marinos ed Hoek, specificatamente adatte al substrato roccioso di tipo flischioide.

Si è passati dalla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso allo studio dell'interazione fra ammasso e scavo, mediante una opportuna rimodulazione dei parametri geomeccanici d'ingresso proposti dalle classificazioni sopra richiamate sulla traccia proposta da Marinos e Hoek (*Bull. Eng. Geol. Env n° 60 pp85-92 del 2001*) – con metodologie di calcolo del *Geological Strength Index (GSI)* specificatamente dedicate ai materiali di tipo flyschioide, come appunto quelli presenti in sito.

Come è noto il GSI viene introdotto nel 1995 (*Hoek, Kaiser, Bowden*), per superare i limiti di applicabilità del sistema RMR (*Beniawski, 1989*), per la caratterizzazione di ammassi poco resistenti e, soprattutto, caratterizzati dalla presenza di livelli litologici caratteristiche fortemente diverse.

In tal modo è stato possibile arrivare ad una definizione della resistenza globale d'ammasso, passando attraverso un indice dai connotati fortemente qualitativi, come il GSI, che tuttavia rappresenta ad oggi l'unico strumento a disposizione per affrontare le problematiche connesse allo studio di un ammasso eterogeneo, debole e complesso come le formazioni flyschioidi.

Si ricorda che, poiché la differenza fra il valore di resistenza del *materiale roccia* e dell'*ammasso roccioso* può giungere ad un intero ordine di grandezza, solo mediante l'adozione di tale strumento qualitativo (ma dotato di grande spessore sperimentale), è possibile una valutazione meno soggettiva di questo importantissimo parametro geomeccanico.

La caratterizzazione delle Arenarie viene fatta con i criteri sopra esposti, tenendo conto che il carattere decisamente massivo dell'ammasso rende più facilmente identificabile il valore della resistenza a compressione.

E' possibile indicare una C_o media del campione intatto pari a circa 80 MPa. La variabilità del dato è notevole anche nelle arenarie, passando da valori prossimi a 50 MPa, fino a valori superiori a 130 MPa.

Utilizzando i dati delle tre prove triassiali seguenti, note per prove eseguite su tali materiali per altra Committenza:

Prova	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1
1	0.00	94.64	2.00	118.42	3.00	119.25	7.00	156
2	1.00	79.50	4.00	95.42	6.00	117.86		
3	0.00	68.87	2.00	80.23	5.00	108.00		

si possono indicare i seguenti parametri medi, relativi ad un valore del GSI pari a 40 applicati al caso generale.

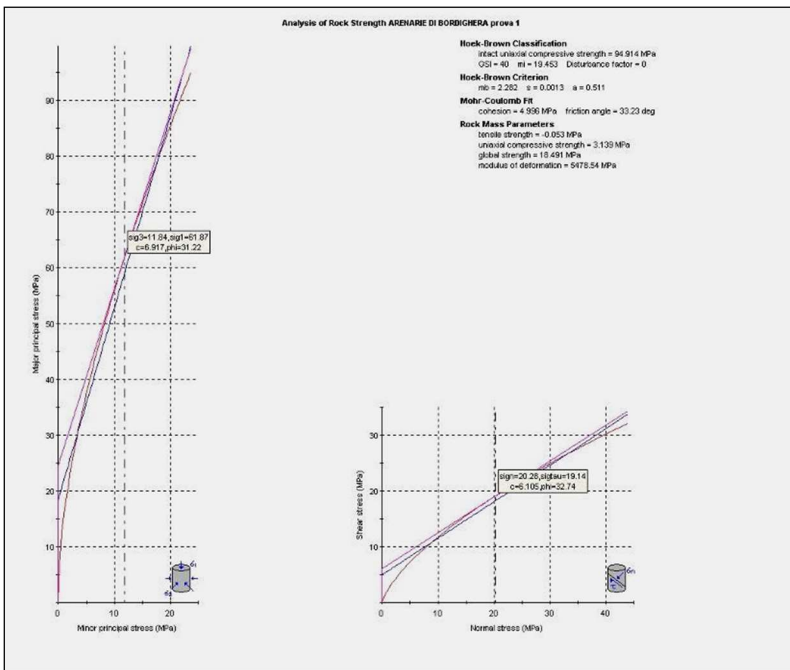


Figura 10: Prova TXT1

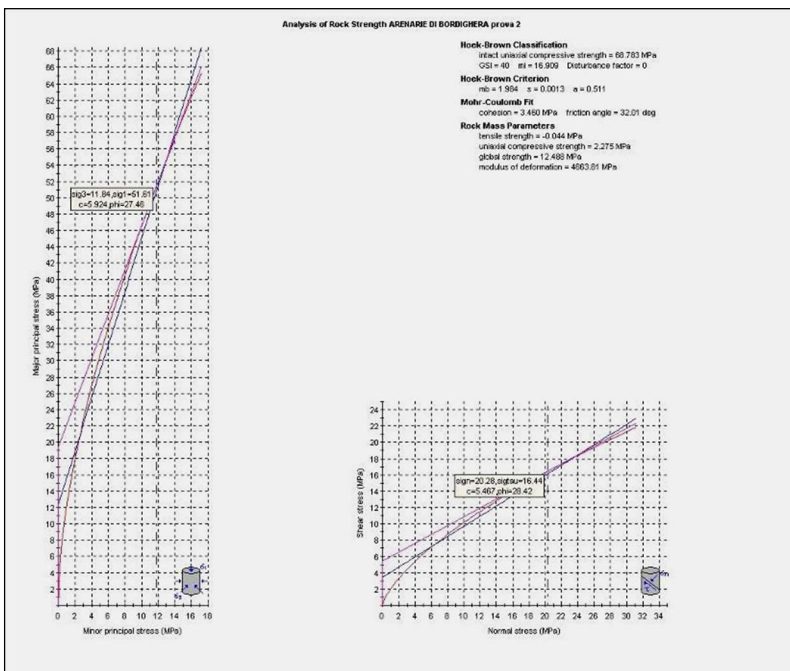


Figura 11: Prova TXT 2

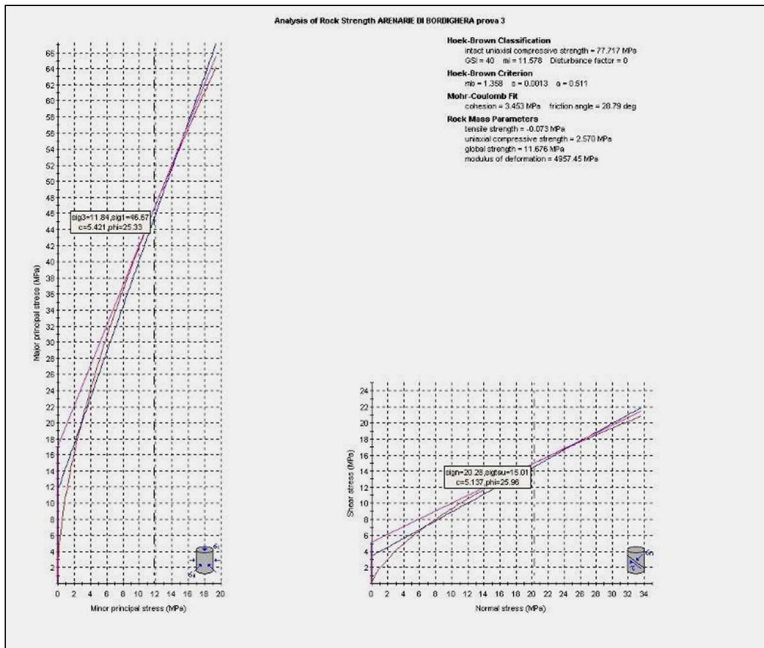


Figura 12: Prova TXT n° 3

Considerazioni riassuntive relative al substrato roccioso

Sulla base dell'analisi sopra esposte, si possono indicare come sufficientemente conservativi i seguenti parametri geomeccanici:

peso di volume	$\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 2.4 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 30^\circ$
modulo elastico	$E = 0.5 \text{ GPa}$
modulo di Poisson	$\nu = 0.33$

Il valore della resistenza a compressione dell'ammasso è circa 5 Mpa.

Il valore della coesione viene ridotto di due ordini di grandezza per tener conto della presenza delle frazioni deboli nella sequenza d'ammasso.

6. INQUADRAMENTO SEDIMENTOLOGICO E MARINO

6.1 Premesse

Nel progetto preliminare sono stati recuperati 15 campioni di materiale del fondo mobile, posizionati lungo tre diversi profili riferiti a terra (vedi carta dei fondali allegata, rotte in rosso), a profondità note e prestabilite, pari alle batimetriche di -4m; -8m; -12m; -16m; -20 m ritenute significative ai fini di una individuazione preliminare delle caratteristiche del fondo mobile e del trasporto litoraneo, rispetto al regime ondoso locale e alla conformazione della costa.

Naturalmente l'indagine riguarda un'area relativamente limitata, compresa fra il Capo Sant'Ampeglio e il rio Sasso, al fine di un inquadramento preliminare delle caratteristiche locali del fondo mobile e della dinamica litoranea.

In particolare questo primo approccio serve a individuare preliminarmente le dimensioni dell'unità fisiografica da prendere in esame nelle successive fasi progettuali.

Come è noto si definisce unità fisiografica quella porzione di territorio, ottenuta discretizzando l'estensione del litorale, in cui i sedimenti che contribuiscono a formare la spiaggia presentano movimenti confinati, in quanto gli scambi con le spiagge limitrofe sono nulli o trascurabili.

Poiché per spiaggia si intende sia la spiaggia sommersa che quella emersa, anche la presenza di capi e insenature pronunciate come nel nostro caso, non sempre è garanzia di assenza di trasporto e di travasi da un sistema morfologicamente ben definito all'altro. L'estensione dell'unità fisiografica dovrà essere inoltre scelta anche in funzione della scala temporale a cui si intende effettuare delle previsioni, in quanto lo studio dell'evoluzione a breve termine (condizioni idrauliche estreme) può essere fatto su unità più piccole che quelle riguardanti il lungo termine (condizioni idrauliche medie).

Oltre alla necessità di verificare l'opportuna estensione dell'unità fisiografica, occorre inquadrare preliminarmente le caratteristiche del trasporto litoraneo, costituito dalla sovrapposizione tradizionale del trasporto lungo riva e del trasporto trasversale.

Il primo condiziona fortemente l'evoluzione morfologica della linea di riva sul lungo termine, mentre il secondo è la principale causa dei fenomeni evolutivi alla scala dell'ora e del giorno, in seguito ad eventi estremi. Occorre tuttavia ricordare che il trasporto trasversale è spesso causa di perdite definitive di materiale verso il largo, incidendo quindi anche sulle quantità globali disponibili per l'evoluzione sul lungo termine.

Al fine di evidenziare questi due aspetti principali vengono quindi analizzati i risultati delle prove di laboratorio (determinazione del peso specifico dei granuli e della curva granulometrica), elaborando la curva cumulativa mediante la misura delle frequenze percentuali di superamento di alcuni percentili significativi: 5°; 16°; 50°; 75°; 84°; 95°.

Si ricavano quindi il valore della:

Mediana (D50) in unità phi e in mm;

Media di Folk e Ward (M phi);

Cassazione di Folk e Ward (SIGMA phi, o assortimento, cernita, dispersione, "sortine");

Cernita di Trask (So);
Assimetria di Folk e Ward (Sk phi o “skewness”);
Appuntimento di Folk e Ward (KG phi, o “Kurtosis”).

In base ai dati sopra elencati vengono elaborati i seguenti grafici sedimentologici:
Istogramma di frequenza cumulativa per le classi dimensionali di Wentworth;
Curve cumulative dei singoli campioni con indicazioni del trattenuto ai singoli setacci ASTM;
Fuso granulometrico totale;
I grafici e le tabelle sono riportate negli allegati a fondo testo.

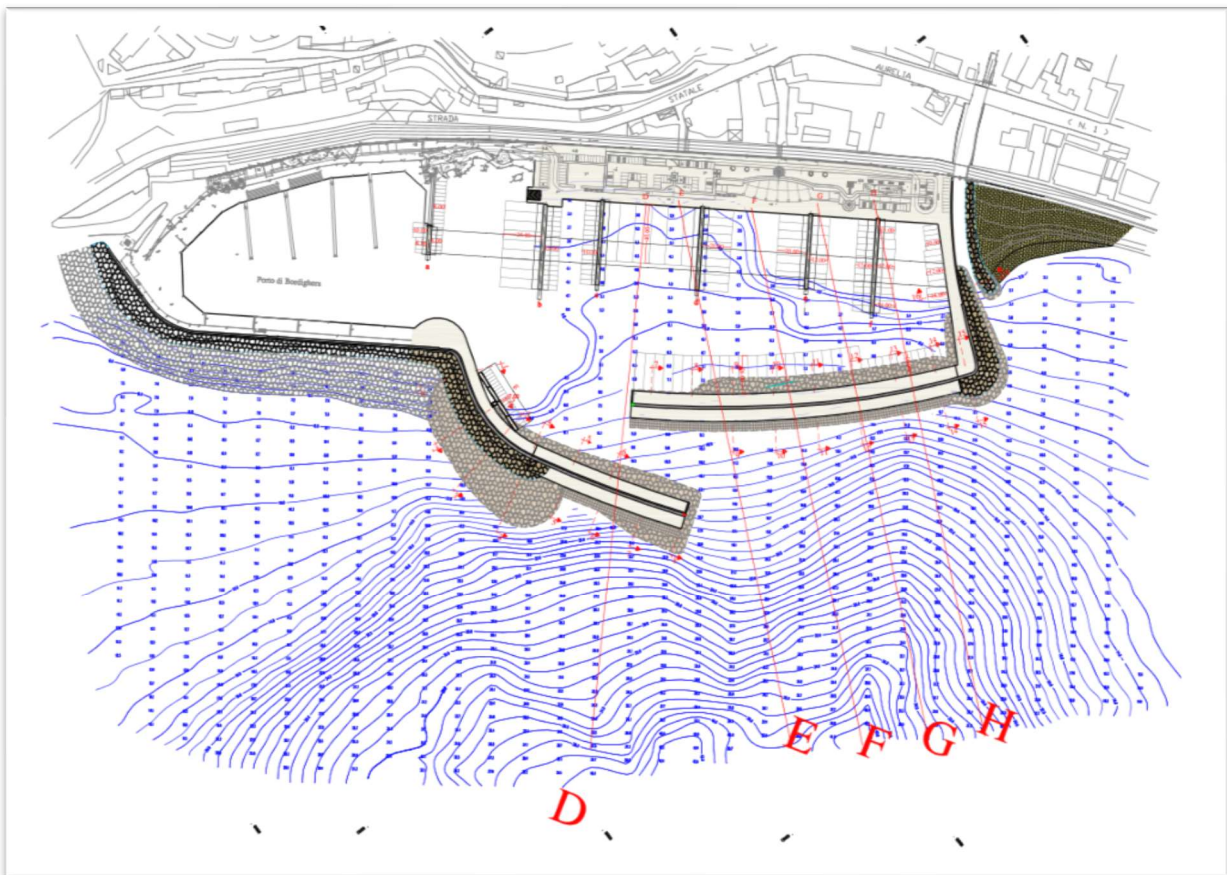


Figura 13: Rotte seguite per il prelievo dei campioni alle batimetrie prestabilite.

6.2 Indagini sismiche marine

Nell'apposito report della Ditta Drafinsub Survey viene riportato il dettaglio delle metodologie e i risultati dell'indagine sismica a riflessione eseguita mediante sistema Boomer-plate a 200 joule.

Le indagini eseguite a terra e in mare, associate ad una mappatura del fondale molto precisa e georeferenziata, hanno consentito la restituzione di carte degli spessori del sedimento e della profondità del bed-rock, utilizzate per la ricostruzione dei profili geologici-geotecnici.

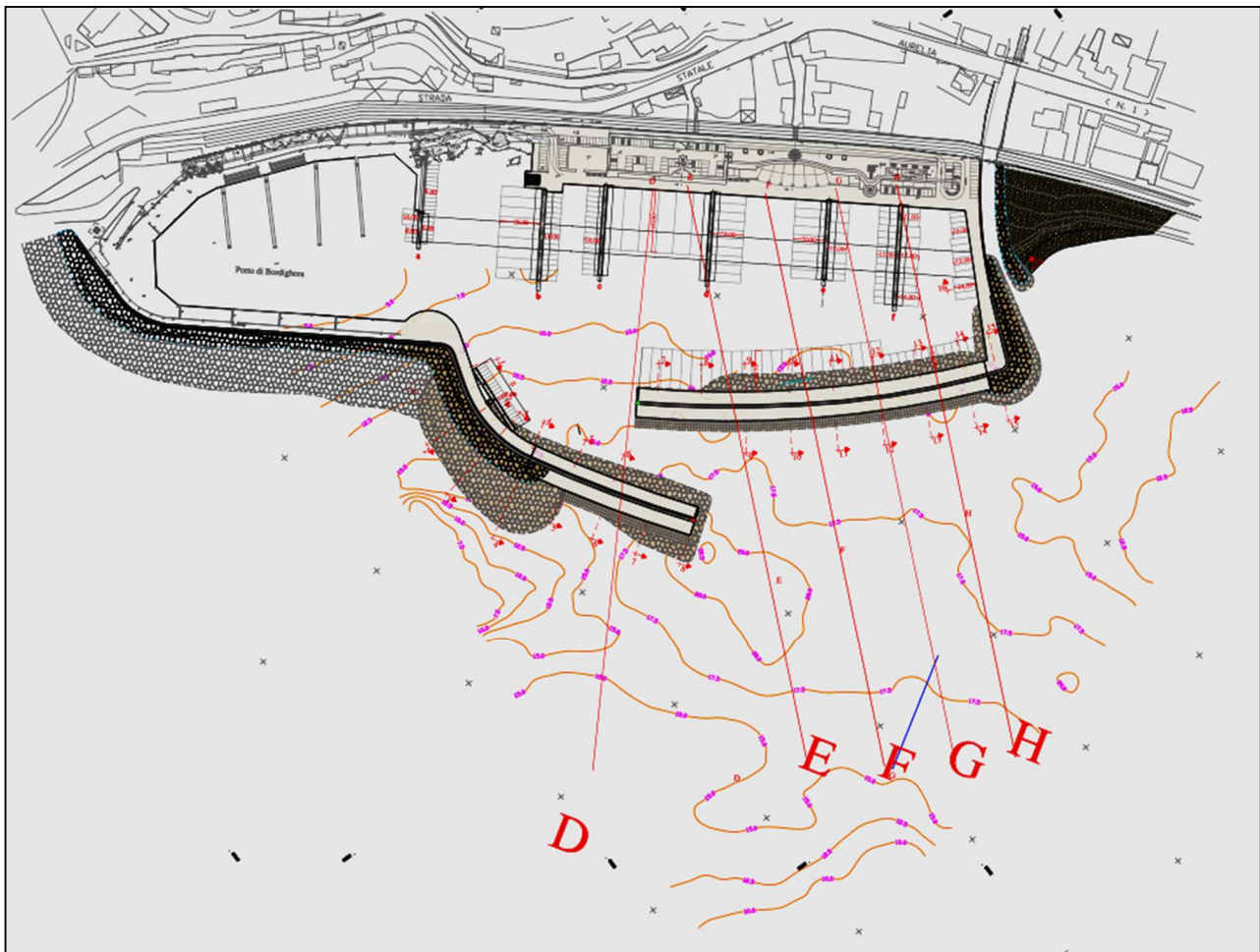


Figura 14: Isopache dello spessore dei sedimenti marini

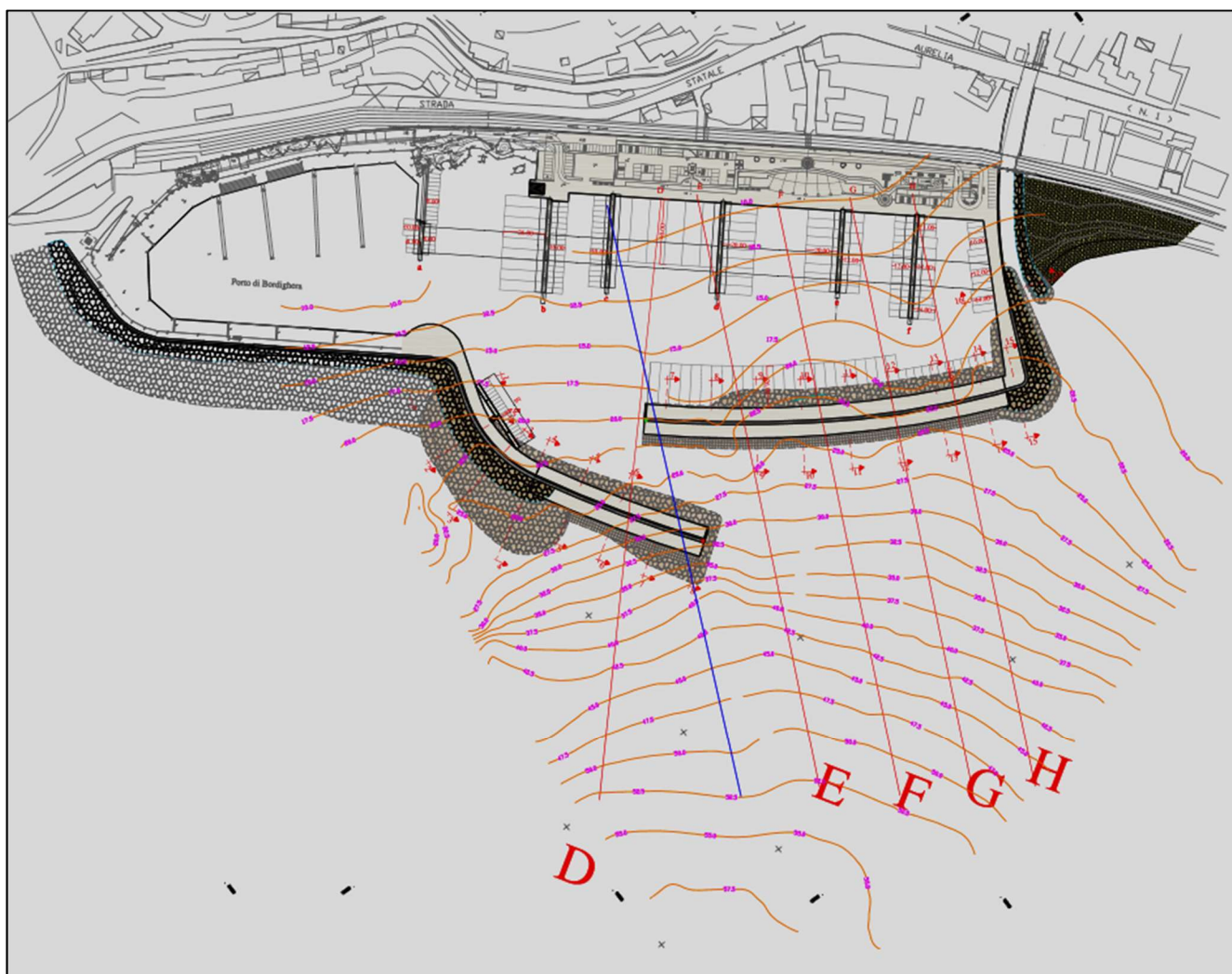


Figura 15: Isopache profondità substrato roccioso

6.2.1 Tipologia e caratteri morfologici della piattaforma

L'area in esame fa parte del c.d. Bacino Ligure s.s., caratterizzato dalla presenza delle scarpate alpine per tutta l'area a W di Imperia.

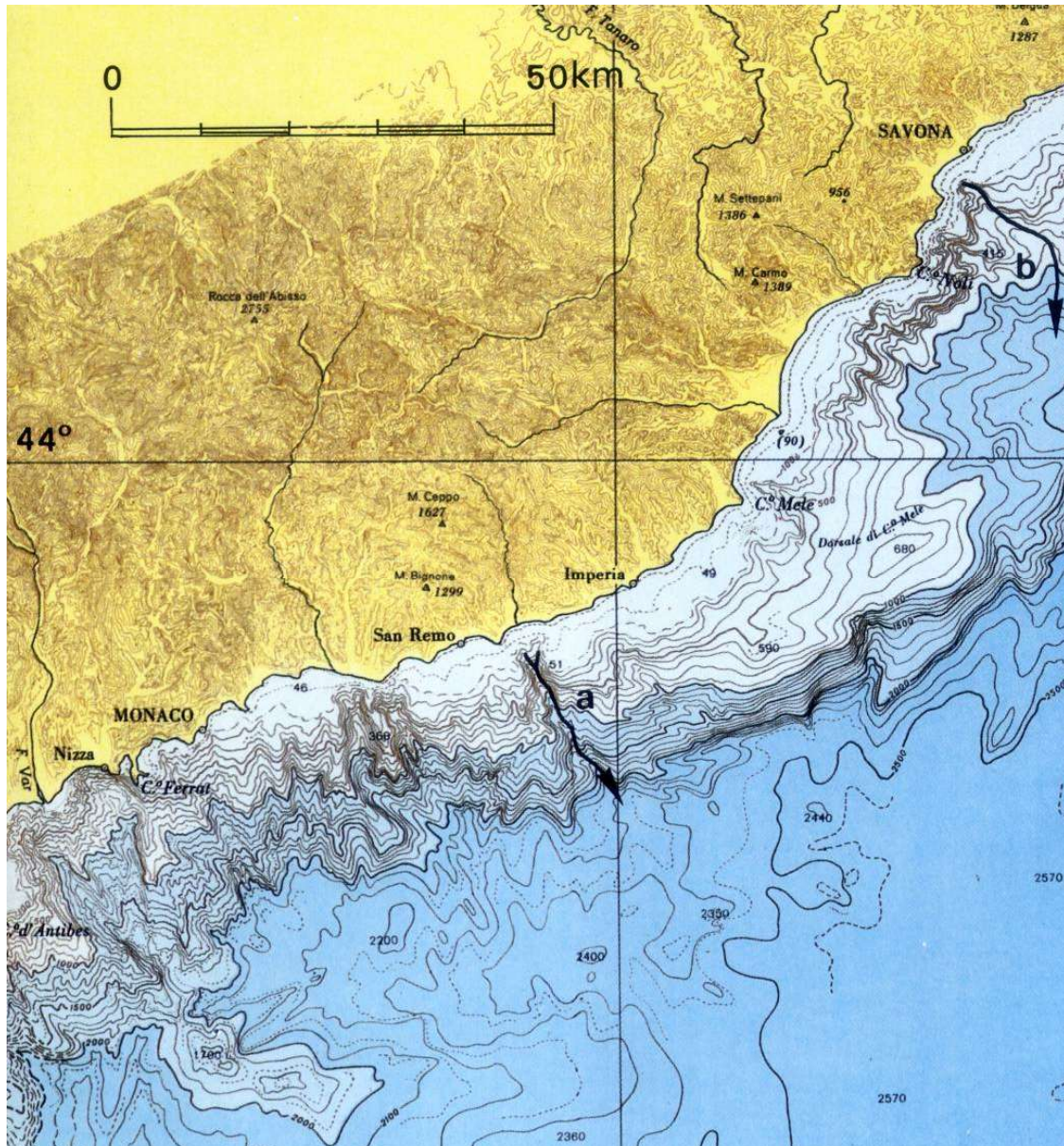
Tali scarpate, con morfologia abrupta presentano marcata attività neotettonica, che si esplica prevalentemente lungo faglie dirette orientate secondo lo sviluppo delle scarpate stesse.

Lungo le direzioni ortogonali sono impostati i caratteristici canyons.

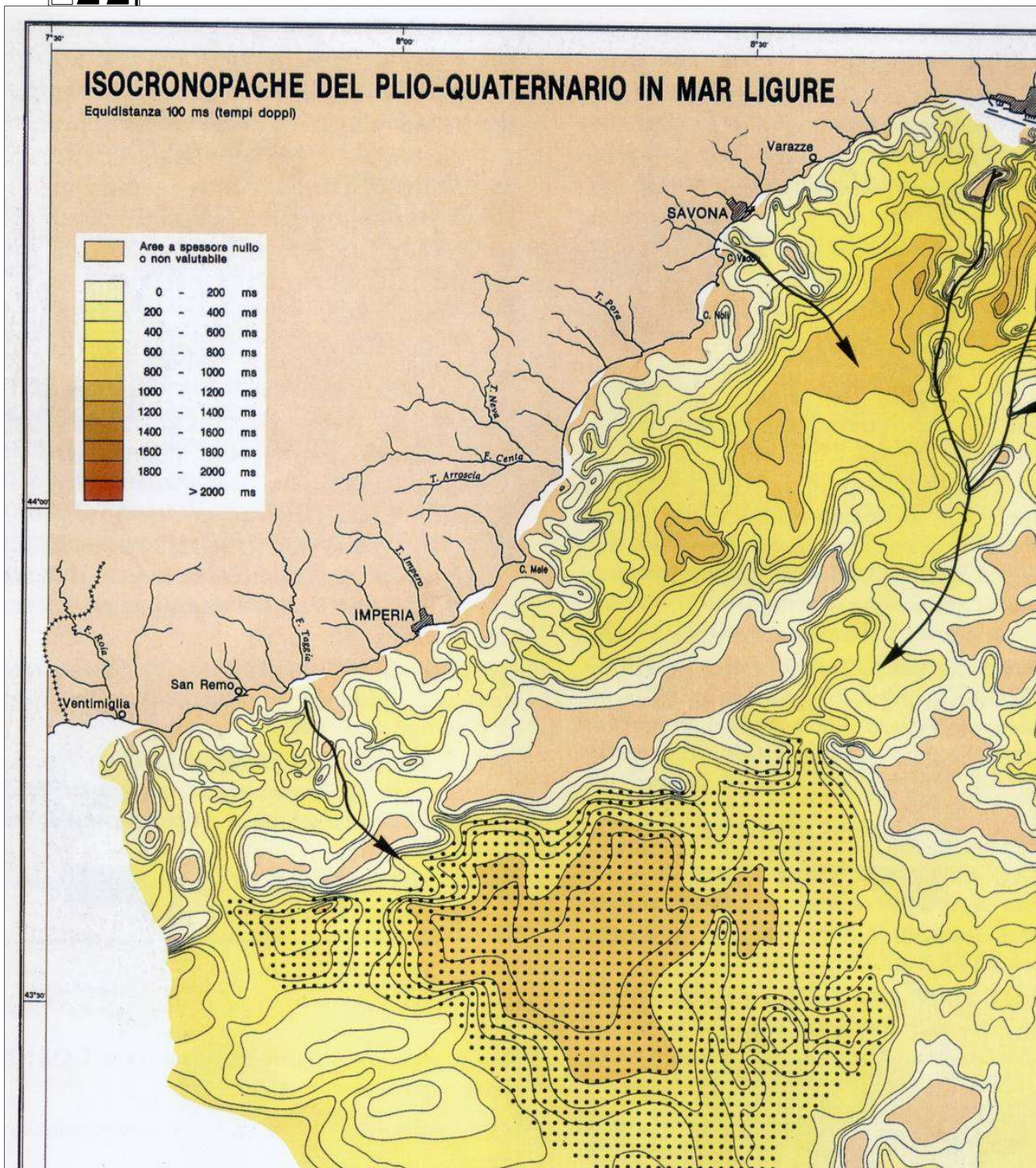
La scarpata è spesso interrotta da piccoli bacini a struttura di graben asimmetrici, in cui si riscontrano localmente potenze relativamente elevate. Di fronte alle coste di Bordighera- capo S. Ampeglio si ritrova una piattaforma erosiva, con modesto prisma sedimentario, con ciglio di piattaforma posto a non più di 1 Km dalla costa.

La campagna sismica indica la presenza di modesti spessori di sedimento con massimi relativi (vedi Tavola G.2.3) in corrispondenza del rio Sasso (20 m) e poco a Ponente dello stesso (22.5 m).

Sebbene l'origine del materiale sedimentario sia in gran parte correlabile al pur modesto apporto del rio, parte della sedimentazione è dovuta alla deriva litoranea verso Levante che, oltrepassando il Capo S. Ampeglio, genera notevoli dispersioni al largo, proprio in funzione della presenza dell'aggetto portuale.



Da Fanucci e al. 1987



Da Fanucci e al. 1987

6.3 Commento dei dati sedimentologici

Si rileva un leggero aumento del peso specifico dei granuli nei campioni C3, C4, C5, con valore che passa da 2,67 gr/cmc a 2.68 gr/cmc, probabilmente correlabile ad un processo di maturazione in direzione da W verso E.

Gli apporti di materiale terrigeno alla deriva litoranea netta annuale sono infatti dovuti essenzialmente al torrente Nervia, ubicato ad W del sito, oltre Capo Sant'Ampeglio.

Il verso della deriva litoranea risulta generalmente condizionata dalla componente lungo costa dei mari provenienti da S: infatti ad una componente annuale prevalente diretta verso Levante, si associa spesso una componente "estiva" diretta in senso opposto per le coste orientate in direzione NW-SE.

Nel nostro caso, essendo la costa orientata in direzione SW-NE abbiamo una direzione prevalente di trasporto verso levante.

La distribuzione granulometrica porta ad individuare un sedimento abbastanza uniforme, costituito essenzialmente da sabbie fini (0.25 – 0.125 mm), passanti a sabbie molto fini verso il largo e verso Levante, in corrispondenza del campione B5 e tra i campioni C3 – C4 (vedi tavola G3).

Osservando il fuso granulometrico è facile individuare nei campioni B1, C1, C3, C4 e C curve "anomale" rispetto al corpo del fuso, molto stretto.

Quindi mentre i campioni regionali posti verso Ponente evidenziano una certa omogeneità, costituendo una "popolazione" unica sia come parametri statistici che come distribuzione delle classi granulometriche con la profondità, procedendo verso E e verso il largo, si assiste ad una costante diminuzione del granulo medio.

Tale diminuzione, generalmente correlabile con la direzione di trasporto principale, è solo in parte correlabile alla presenza della discarica antropica che costituisce il campo sportivo: tale discarica ha subito un certo grado di assestamento della scogliera radente, ma con modesta asportazione di volumi terrosi, anche per azione di sifonamento.

Decisamente prevalente l'apporto dovuto alla presenza del rio Sasso, il cui trasporto solido, certamente non paragonabile a quello del Nervia, ha comunque una influenza locale significativa.

In questa fase preliminare, senza ricorrere ad eccessive elaborazioni statiche nel diagramma lineare della distribuzione delle classi granulometriche, si può osservare la simmetria della distribuzione della sabbia fine con il silt, e analogamente della sabbia media con la sabbia molto fine.

Ciò suggerisce che la diminuzione del diametro medio causato dall'aumento della frequenza percentuale di silt e sabbia molto fine è realizzato a discapito della componente di sabbia grossa e media.

In altre parole il regime dinamico passa verso energie minori che favorisce il deposito di classi granulometriche inferiori, in ragione della protezione offerta dall'aggetto del Capo.

Mentre la tendenza dei profili A e B è di mantenere abbastanza costante con la profondità sia il diametro medio che la distribuzione delle classi (distribuzione dominata dal regime dinamico del mare), nel profilo C si ha netta diminuzione del diametro medio e aumento delle classi fini del sedimento con la profondità ("slope sorting").

Il diagramma che confronta la media con la classazione mostra come le migliori cernite (sedimento discretamente classato, SIGMA phi 0.5 – 0.8 secondo Folk e Friedman) si registrino fra 2.4 – 2.6 u. phi (0.189 – 0.164 mm), nel campo delle sabbie fini come è universalmente verificato, con l'eccezione del campione C1 e C2. Il campione B5 pur essendo discretamente classato presenza media minore (0.143 mm), mentre i campioni C3, C4 e C hanno la peggiore cernita, a dimostrazione di un minor grado di riequilibrio con il regime dinamico.

L'assimmetria si presenta sempre negativa per i campioni costituenti la popolazione omogenea di cui sopra. Ciò significa che lo scostamento tra media e mediana presenta una coda grossolana (asportazione delle classi più fini), mentre si trasforma in positiva per gli altri campioni, tranne il C.

La classazione peggiora per i campioni con asimmetria positiva (cioè asportazione della frazione grossolana o aggiunta di porzioni fini), tranne sempre per il campione C5.

La curtosi tende a crescere per asimmetria nulla e per classazione compresa fra 0.7 – 0.9 unità phi, cioè in questi intervalli migliora il grado di cernita attorno alla moda principale.

Un'importante eccezione è rappresentata dal campione A4, con sedimenti grossolani, a testimoniare la presenza di fondale di area molto ristretta.

In genere si assiste ad un leggero aumento del granulo alle medie profondità, nell'area di ideale crescita della prateria di posidonia, generalmente interpretabile come un sedimento residuale, cioè "ripulito" dalla frazione fina dall'azione dei mari più tempestosi. La mancanza di tale fascia a sedimento grossolano può essere messa in correlazione con la netta diminuzione degli apporti in deriva litoranea provenienti da Ponente, in seguito al prolungamento del pennello di Capo S. Ampeglio.

Le frazioni più grossolane non riescono quindi ad aggirare l'aggetto del pennello, perdendo inoltre maggiori aliquote del materiale in deriva verso gli alti fondali.

La mancanza di alimentazione porta ad un riequilibrio della granulometria di fondo mobile mediante diminuzione del granulo medio, in equilibrio con la frazione fina che riesce ancora a superare il Capo.

6.4 Deriva litoranea

I considerevoli apporti terrigeni forniti dal torrente Nervia vengono trasportati verso levante dalla corrente long-shore, in modo abbastanza efficace, tenuto conto delle rilevanti perdite al largo lungo il “canyon” sottomarino del Nervia e l’orientazione della costa di Bordighera, praticamente perpendicolare al settore di traversia principale di S-SE. I materiali doppiano il Capo Sant’Ampeglio dopo un discreto processo di maturazione, con buona classazione del sedimento, omogeneamente distribuito in funzione del regime idraulico alle singole profondità.

Negli ultimi anni tale processo appare assai impoverito, in funzione del prolungamento dell’aggetto del pennello di Capo S. Ampeglio.

La presenza del pennello di Capo Sant’Ampeglio, se da un lato favorisce la cattura di parte del materiale che si sposta verso Levante (pur lasciandolo esposto ai mari della traversia principale), dall’altro accentua i fenomeni di perdita al largo lungo le notevoli pendenze rilevabili ad E del Capo (di natura tettonica), limitando quindi fortemente le quantità dei materiali in transito e, quindi, la possibilità di ripascimento naturale delle spiagge a Levante di Capo Sant’Ampeglio.

Il materiale che doppia il Capo e che rimane a batimetriche compatibili con il trasporto litoraneo, si trova in settori maggiormente riparati dalla traversia principale (per effetto della rotazione dei mari da S-SE imposta dal Capo) e subisce una perdita della frazione più fina (asimmetria negativa), che si ritrova quasi interamente poco più a levante, ove la struttura portuale e il rilevato artificiale protetto accentuano l’effetto di protezione del Capo dai mari più violenti (asimmetria positiva, arricchimento della frazione fina).

Questo meccanismo di protezione, innescato dalle difese rigide del porto e del rilevato antropico, sono evidenti anche nel deposito sabbioso persistente sulla spiaggia alla bocca del rio Sasso, mentre la restante spiaggia è ghiaiosa e ciottolosa, come quella di Bordighera e come la piccola spiaggia fra la struttura portuale e il campo sportivo.

In questo contesto la spiaggia dell’Arziglia appare mantenuta principalmente dagli apporti del solo rio Sasso, in quanto i materiali sempre più fini provenienti dal Capo sono asportati dalle maggiori energie disponibili man mano che ci si allontana dalla zona di relativa calma creata dal porto e dal rilevato antropico.

Significativamente fra il pennello aderente, che limita la spiaggia dell’Arziglia ad W e Punta Migliarese non esistono spiagge naturali, e la morfologia a costa alta prosegue fino a Ospedaletti, al promontorio di Madonna della Ruota, per mancanza di significati apporti terrigeni nell’area.

La struttura portuale in progetto risulta quindi al riparo da dannosi effetti di ostruzione della bocca, e non modifica di fatto la dinamica del limitato trasporto litoraneo, proveniente da W, già fortemente condizionata dal pennello di Capo Sant’Ampeglio.

Potrà inoltre indurre benefici indiretti offrendo una maggiore protezione alla spiaggia dell’Arziglia, rispetto ai mari del terzo settore.

6.5 Unità fisiografica

Appare abbastanza evidente come lo studio possa essere limitato fra i limiti morfologici di Capo Sant'Ampeglio e di Punta Migliorese.

Il confronto fra i dati sedimentologici derivanti dalla campagna d'indagini regionale e quella presentata in questo studio conferma la sostanziale ininfluenza dei pochi sedimenti che doppiano il Capo ai fini del rinascimento della spiaggia dell'Arziglia, mentre dovrebbe risultare aumentata la protezione della spiaggia stessa dalla parte nuova del porto, che deviando verso E gli apporti del rio Sasso, li rende immediatamente e totalmente disponibili alla dinamica litoranea, favorendone il rinascimento per diminuzione dell'energia dei mari del III quadrante.

L'aumento di protezione offerto dalla struttura portuale, genererà quindi prevedibilmente non solo un'assenza di fenomeni erosivi, ma anche una diminuzione del granulo medio della spiaggia emersa a Levante della stessa, attingendo maggiormente a quella componente sabbiosa immessa dal rio Sasso, ad oggi trasportata e persa al largo.

Questo fatto, unitamente ai previsti apporti di sabbia, consentirà una notevole progradazione del litorale.

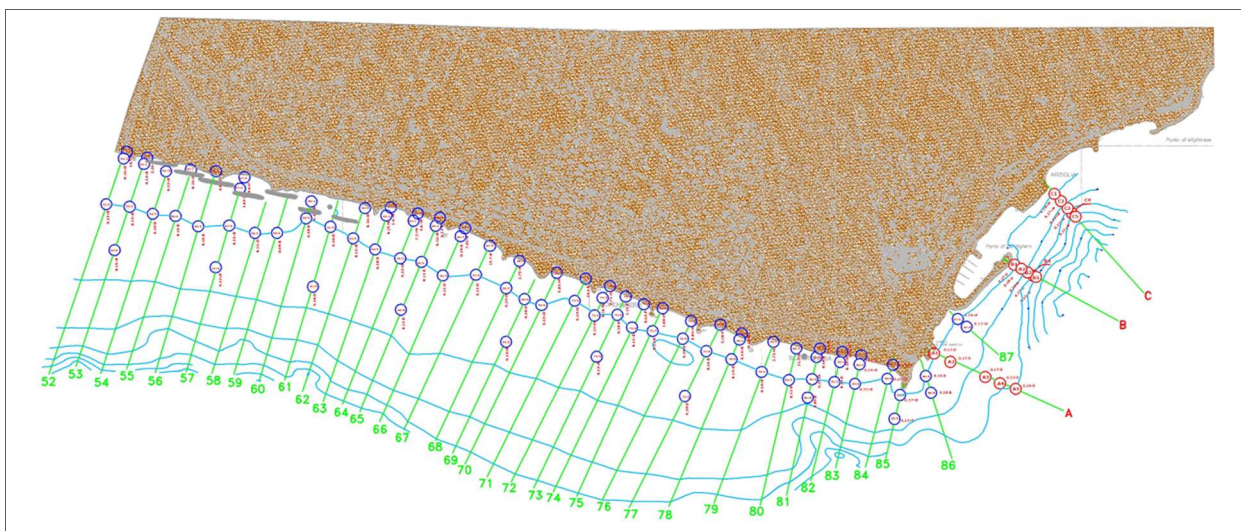


Figura 16: Tavola G1. Insieme dei dati statistici resi disponibile dalla campagna d'indagine sedimentologica nell'area.

6.6 Alcune notizie storiche

(da "Evoluzione delle coste liguri" - 1936). Le notazioni temporali vanno riferite alla data di pubblicazione.

La spiaggia Nervia -S.Ampeglio, sino alla fine del secolo scorso fu paludosa con vasti stagni (lago del Moro, lago Anselmo, i Lagacci ecc..). L'evoluzione subita da questa spiaggia è stata continua e presenta varie vicende:

verso la metà del XVIII secolo il torrione di Vallecrosia era a circa 300-450 palmi dal mare (72-84 m). Dopo il 1850 inizia un ciclo di rapido aumento. A Bordighera la *casa Moreno* aveva nel 1869 93.70 m di arenile. Nel decennio 1870-1880 si accrescono le porzioni di spiaggia di Vallecrosia, un debolissimo avanzamento sulla sinistra del rio Rattaconigli e una generale progressione a destra e a sinistra del Borghetto San Nicolò, a Bordighera la spiaggia è tutta in avanzamento.

Questa situazione si mantiene per altri dieci anni circa, nel 1890-1891 cresceva la spiaggia solo in riva destra del Nervia. Ancora all'inizio del XX secolo non si notavano fenomeni allarmanti: nel 1907-1908 sotto la passeggiata di Bordighera esistevano 50 m a ponente e 40 m a levante. Dopo questi anni si cominciò a lamentare l'arretramento di tutto il litorale con ritmo acceleratissimo.

Nel 1913 davanti alla passeggiata vi erano 30 m, nel 1921 si erano ridotti a 26 m e oggi (1936, anno di pubblicazione dell'"Evoluzione delle coste liguri"), le ondate vengono a battere contro i muri di sostegno.

Si può calcolare che nell'ex Comune di Borghetto S. Nicolò il mare abbia asportato, fra il 1907 e il 1934, una superficie di quasi 10.000 mq ed in quello di Vallecrosia assai più di 25.000 m².

L'orientazione della costa da Ventimiglia al Capo S. Ampeglio, quasi perpendicolare al libeccio, vento di traversia, fa sì che i materiali alluvionali dai corsi d'acqua si costipino presso la foce, senza assumere un movimento deciso verso levante ed assai scarse o nulle sono quindi le sabbie che superano il Capo di S. Ampeglio.

Tale capo, costituito da Arenarie di Bordighera, viene assai intaccato dal moto ondosso, per la sua posizione eminente fra le due spiagge alluvionali di Bordighera e Arziglia e per la sua situazione, essendo il promontorio più meridionale della Liguria, a levante del quale la costa abbia orientazione da W-SE a SW-NE.

Per opera di questa abrasione il Capo viene sottoposto sia a formazione di piccole grotte (in una delle quali visse appunto in eremitaggio Sant'Ampeglio), sia ad un curioso fenomeno di disgregazione della roccia compatta con produzione di piccole cavità emisferiche (tali forme vengono oggi indicate come *tafoni* o *conchi*, rispettivamente termini corsi e sardi, per indicare queste forme concave nella roccia, che sembrano svilupparsi verso l'alto e verso l'interno della roccia, quasi che questa risulti più disgregabile nelle parti interne più riparate in confronto a quelle esterne maggiormente esposte all'aggressione chimico-fisica marina. La disgregazione è legata ad effetti di idrolisi e/o di soluzione dei carbonati per alternanze di umidificazioni e disseccamenti, favoriti probabilmente anche da venti umidi.)

Da capo S. Ampeglio alla punta di Migliarese si sviluppa per 750 m la spiaggia detta Arziglia, nella quale mettono foce il torrente Sasso e il rio Lumassa.

Nel 1862, a ponente del Sasso le condizioni della spiaggia erano eguali a quelle odierne e, solamente intorno al 1891 si produceva un allargamento di una decina di metri. Dal 1901 al 1913 si succedono brevi e insignificanti oscillazioni.

Oggi rispetto al battente del 1907, si ha una differenza in meno di 10-15 m, retrocessione assai breve, dovuta in parte ad asportazione del materiale per opera dell'Uomo.

Solo *recentemente*, nel 1931, si ebbero alcune mareggiate che danneggiarono la porzione orientale del lido.

E' la speciale orientazione del litorale, difeso totalmente dal libeccio e sufficientemente dal mezzogiorno - libeccio che non permette la violenza dell'ondazione.

A levante della punta di Migliarese sino alla Madonna della Ruota, la costa è ripida e le spiaggette a grossi massi, come nelle regioni Chiappe e Acquasanta, sono sotto il dominio delle frane.

Ad Est della punta della Madonna della Ruota si inizia una spiaggia, lunga circa 600 m., nota già nel Medio Evo col nome di "Gionchetto", dai giunchi un tempo esistenti. Questo punto fu sempre per le imbarcazioni uno dei rifugi più sicuri, chiamato "cala della Rotta" o "Ripa Nerviae ad Rotam"....

Qui il Libeccio non ha nessuna forza e neppure il Mezzogiorno-Libeccio, in modo che la spiaggia riesce anche più riparata di quella della Arziglia.....

Questa spiaggia tenderebbe a crescere se non intervenissero continue manomissioni a deteriorarla.

Varie misure di precisione del 1865 permettono di vedere come essa fosse già allora nelle condizioni *odierne*. Così pure non è variata in anni posteriori, cioè 1873, 1891, 1902, 1907, ecc., nei quali è stato possibile fare osservazioni.

A Levante del Giunchetto e a sinistra del rio dei Termini, sono assai frequenti i movimenti franosi, il più rilevante dei quali ebbe inizio il 30 Ottobre 1907....

Così pure le mareggiate, la più furiosa delle quali si registrò l'11 dicembre 1903, attaccano la zona con particolare intensità, dato che in questa zona comincia a cessare l'opera protettiva del ridosso della Ruota-Migliarese.

Superata l'antica "Punta di Rolero" si trova l'abitato di Ospedaletti, con una spiaggia in gravissima demolizione. Il paese nel 1700 possedeva ancora una vasta spiaggia con industrie marinesche.

Nel 1863, a Ponente del rio Pelotta, v'erano 25-30 m a sud dei terreni, mentre *oggi*, fatti i dovuti rapporti, risulta una scomparsa di 10-20 m

Nello stesso anno, tra il Noce e il Crosio, la spiaggia era più vasta di 15 m; enorme poi la retrocessione tra il Crosio e Pian d'Ascheri, giacchè si tratta di un'erosione di ben 40-50 m in profondità.

Il fenomeno retrocessivo ha avuto decorso vario nel tempo. Pare che siano state alcune mareggiate del 1870 ad iniziare lo squilibrio.....

Solamente in seguito a nuove dannose libecciate, con asportazione della costa di almeno 20 m di larghezza, si costruiva nel 1878 un pennello a ponente del rio Crosio, che in parte funzionò, riuscendo a trattenere le scarse materie superanti il Capo S. Ampeglio. Per nulla invece riuscì fruttuoso un secondo pennello costruito più tardi, a ponente del casello ferroviario n° 136.

Il pennello del rio Crosio conseguiva reali effetti a Ponente, cosicchè nel 1882-1883 e nel 1891 si avevano più di 40m di spiaggia. A levante del pennello, invece, la corrosione aumentava, nel 1898 dal ponte della ferrovia sul Crosio al mare non v'erano più che 24 m e la spiaggia veniva inghiottita.

Dopo una mareggiata da Ponente nel 1910, il muro di sostegno a mare della stazione ferroviaria rovinava per un tratto di 60 m. Immediatamente a Levante della stazione, mentre all'epoca della costruzione della linea il mare distava 25-30 m, si dovette poi costruire una scogliera lunga 350 m, la quale, quasi lambita dal battente in seguito al fortunale della notte dal 20 al 21 febbraio 1915, veniva sconnessa e asportata, mentre il rilevato ferroviario restava malconco, tanto da doverlo deviare in via provvisoria. La mareggiata dell' 8 Marzo 1917 attaccava lo stesso punto e le onde, dopo aver aperta una breccia nel muro di rivestimento, la allargavano su una lunghezza di 20 m, riuscendo ad asportare quasi completamente le materie costituenti il rilevato e lasciando sospeso il binario. Provvedutosi con vari muri paraonde e scogliere, a queste, già nel 1922, urgevano solleciti ricarichi. Da *poco tempo* (1920-1922) con gli scarichi dei detriti, provenienti dallo scavo della una nuova galleria ferroviaria del Capo Nero, si formò a ridosso un notevole imbonimento, dovuto però esclusivamente a questa circostanza transitoria.

La zona a Ponente di Capo Nero è franosissima.....



6.7 Evoluzione della linea di costa

Dai rilievi cartografici esistenti nell'archivio della regione Liguria, è possibile ricostruire l'evoluzione della linea di costa



Figura 17: Linea di costa (in giallo) al 1944



Figura 18: Dopo la creazione delle principali opere antropiche costiere (1973, 1983; 1993; 2003; 2013), l'evoluzione della linea di costa è estremamente limitata, con tendenze erosive tranne che a Capo S. Ampeglio.



Di conseguenza risultano estremamente limitate le possibilità di insabbiamento della struttura portuale, almeno per apporti provenienti da ponente.

Generalmente questi sedimenti depositano per diffrazione intorno alle strutture poste a difesa del Libeccio e vengono quindi resi disponibili per il trasporto long-shore inverso (non dominante) dovuto allo scirocco, finendo intrappolati nelle strutture aperte appunto a levante.

Si consideri inoltre che i sedimenti sommersi si innestano su pendenze medie del fondo decisamente alte e sono costituiti sottocosta da granuli medi del diametro compreso fra 0.18-2.00 mm., cioè da sabbia fine a sabbia molto grossolana.

Verso il largo si passa a diametri minori e meglio assortiti, con sabbia medio fina (0.13 – 0.18 mm).

Non sono quindi da escludere consistenti perdite al largo di porzioni di fondo mobile mobilitato dalla dinamica costiera.



FOTO 1. Scarpata a mare in erosione del rilevato artificiale che ospita il campo sportivo (21.06.99)



FOTO 2. Particolare della granulometria del materiale esistente sulla piccola spiaggia di foto 7.





**FOTO 5. Panoramica della spiaggia di Bordighera
Da Capo S. Ampeglio**



FOTO 6. Panoramica della spiaggia dell'Arziglia



FOTO 7. Panoramica del litorale fra il porto e il rilevato antropico



FOTO 10. Veduta da Capo S.Ampeglia in direzione E (21.06.99)



FOTO 11. Panoramica dal Grand Hotel del Mare verso ponente



FOTO 8. Particolare della spiaggia di Bordighera: 1° tombolo procedendo da Capo S.Ampeggio verso ponente (21.06.99)



FOTO 9. Particolare sulla granulometria del materiale di foto 8.



FOTO 12. Grand Hotel del Mare visto dall'ex macello (21.06.999)



FOTO 13. Versante ovest del promontorio di Madonna della Ruota (ex macello)



Foto 14 Lo stato al luglio 2004 del rilevato del campo sportivo

7.IL MODELLO GEOLOGICO

La realizzazione dei quattro sondaggi meccanici con recupero, ha permesso una perfetta taratura delle indagini sismiche a mare, con ricostruzione dell'andamento verso il largo e in profondità del substrato roccioso e la ricostruzione delle sezioni geologiche estese. Tali sezioni mostrano come il substrato roccioso s'immerga, più o meno regolarmente, verso il largo. Lo spessore dei sedimenti marini, accanto al generale aumento di spessore verso il largo, mostrano una leggera anomalia solo nella sezione G, laddove gli spessori restano abbastanza costanti e pari a circa 9-10 m verso il largo.

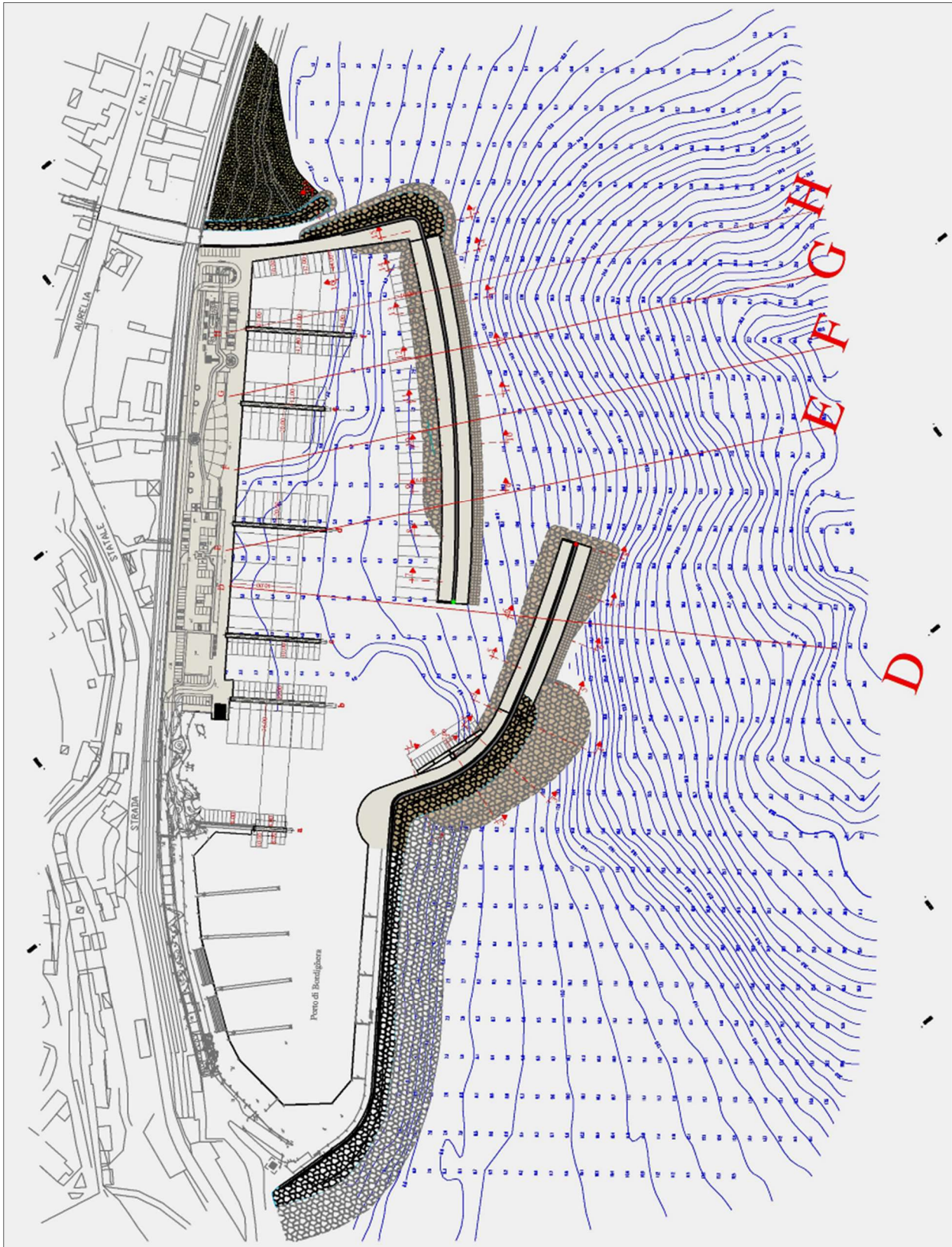
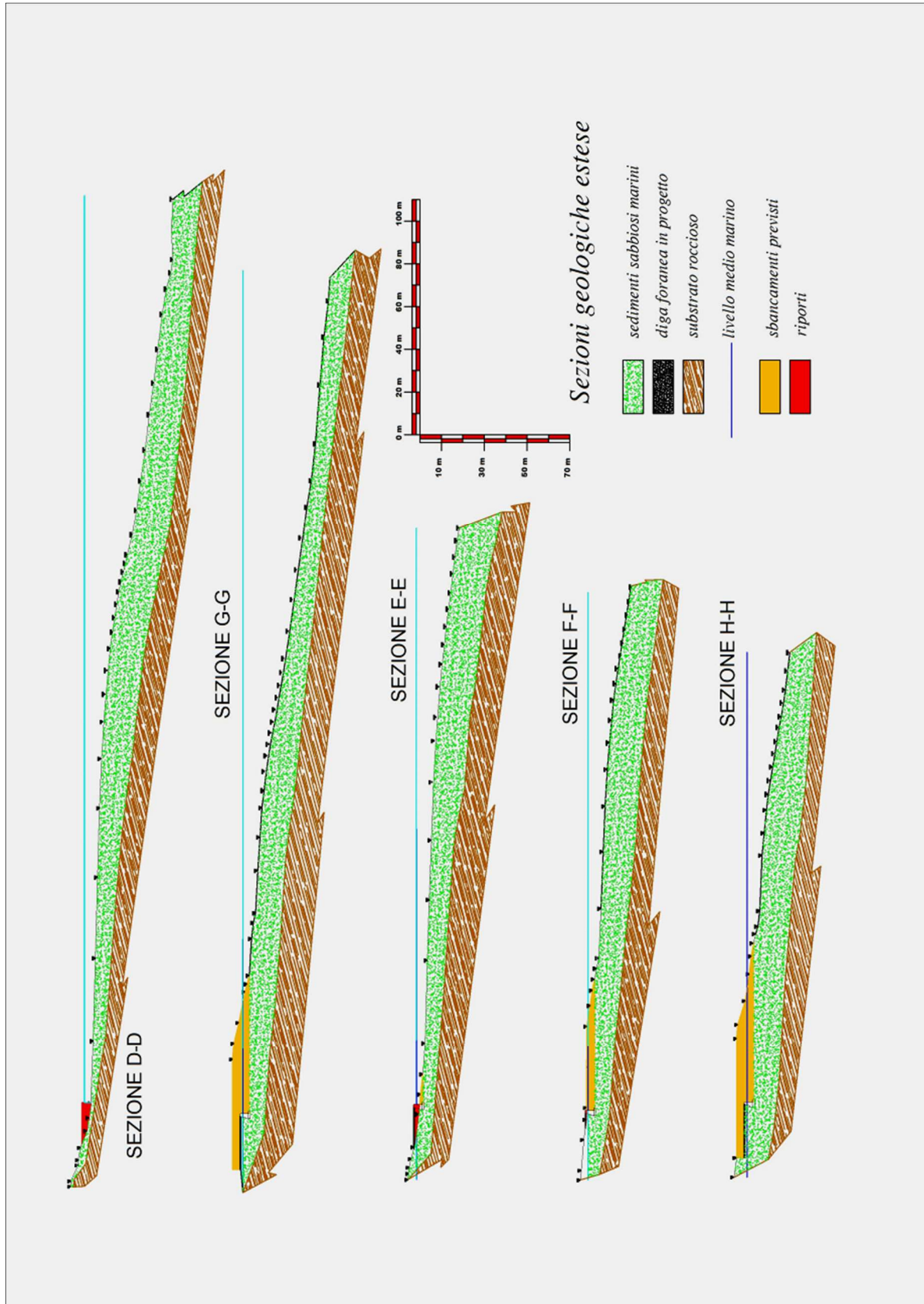


Figura 19: Planimetria con ubicazione delle sezioni geologiche



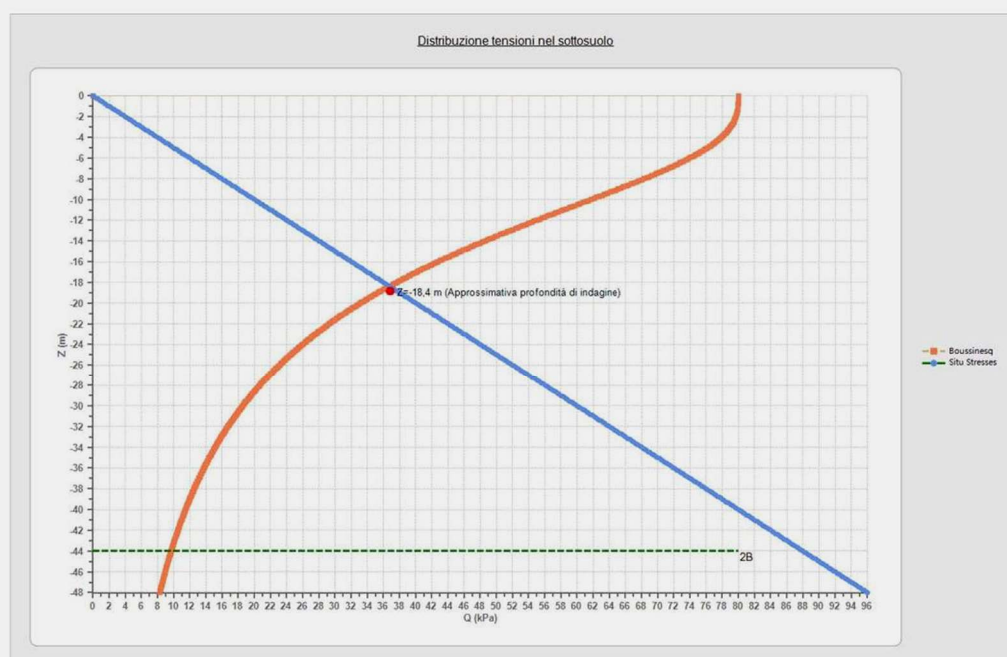
8.IL MODELLO GEOTECNICO

Il modello geologico consente una schematizzazione del modello geotecnico del sottosuolo con due livelli litologici distinti, formati dalle sabbie marine e dal substrato roccioso profondo.

8.1 Valutazione del volume significativo

In prima approssimazione, sulla base delle condizioni contorno, è possibile indicare un volume significativo (e una profondità d'indagine) pari a circa 18 m, corrispondente con le quote raggiunte dalle indagini eseguite.

Numero di piani (compreso interrato)	5
Sovraccarico	80 kPa
Profondità fondazione	1 m
Dimensione massima in pianta (lato lungo)	25 m
Dimensione massima in pianta (lato corto)	22 m



8.2 Classificazione del suolo di fondazione

Secondo quanto espresso dalle NTC 2018 le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa 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**), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , 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 in accelerazione orizzontale.
- T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il decreto privilegia l'informazione diretta desumibile dai valori sismici misurati rispetto alle analoghe considerazioni effettuabili dall'analisi dei dati penetrometrici, più facilmente ottenibili ma di minor rappresentatività rispetto agli effetti di sito.

La presenza degli strati di terreno più superficiali induce una modificazione nelle onde sismiche, tale modificazione è una delle cause più importanti degli estesi danneggiamenti prodotti da alcuni terremoti, in ragione degli effetti locali o effetti di sito.

Si rammenta che con la presente normativa la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più "zona dipendente" come nell'O.P.C.M del 20/03/03 e successivo O.P.C.M. 3519/2006. Sulla base delle informazioni definite nei paragrafi precedenti è possibile calcolare la classe di sito mediante entrambi i metodi proposti dal DM. Sulla base dell'equazione seguente si ottiene il valore equivalente normalizzato sui 30 m di spessore.

$$V_{s30}; N_{30}; C_{u30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}; \frac{d_i}{N_i}; \frac{d_i}{C_{ui}}}$$

Ove:

n = numero di strati omogenei in cui è possibile suddividere il terreno

d_i = spessore dello strato i

V_{si} = velocità di propagazione dell'onda di taglio nello strato i

N_i = numero di colpi della SPT nello strato i

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$$

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

8.3 Prova sismica HVSR (Ottobre 2018)

Al fine di consentire l'adeguamento della relazione geologica al dettato delle NTC 2018, sono state realizzate n° 2 prove HVSR, eseguite in corrispondenza dei sondaggi meccanici S2 ed S3 (lato di valle del rilevato esistente, ospitante il campo sportivo)

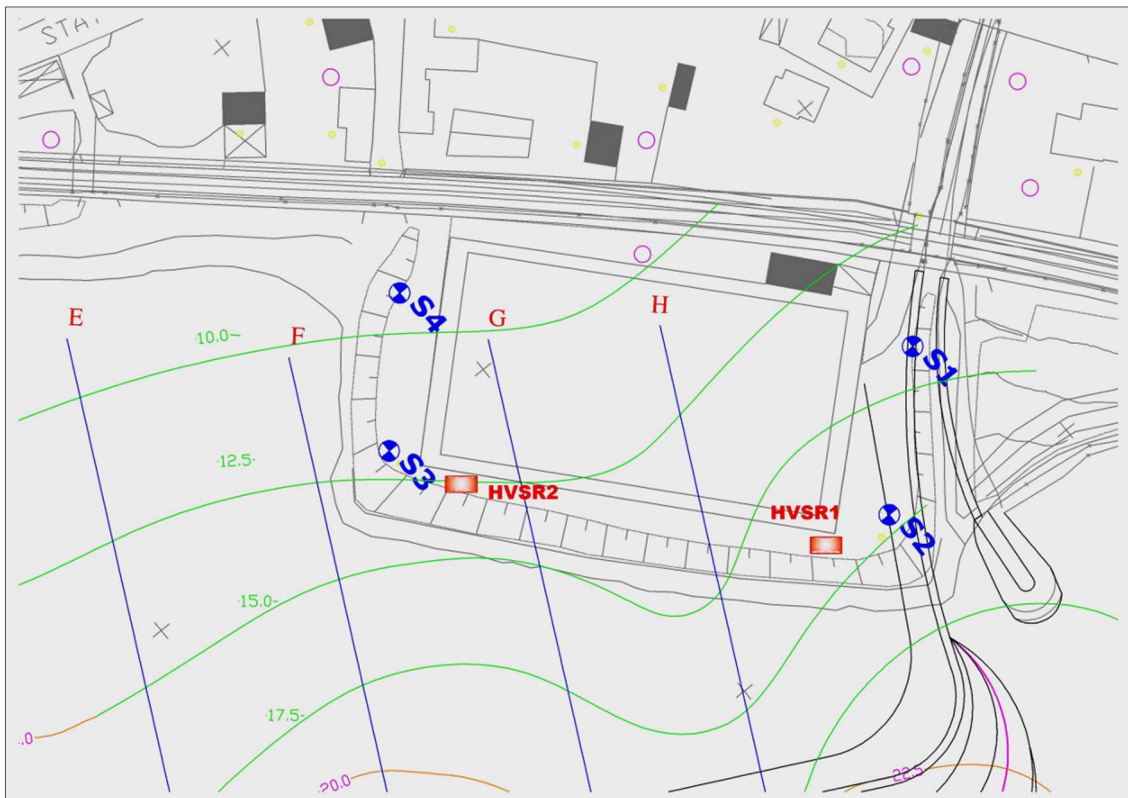


Figura 20: Ubicazione prove HVSR dell'Ottobre 2018



foto 4: Prova HVSR 2



foto 5: Prova HVSR 1

Il metodo HVSR, come tutti gli altri metodi geofisici, ha bisogno di essere interpretato dall'utente sulla base delle conoscenze geologiche dell'area. Il metodo HVSR si basa sulla misura dei microtremori ambientali (derivanti ad esempio da attività antropica, dal moto ondoso del mare, dal vento, ecc..), misurati nelle tre componenti (due orizzontali e una verticale).

Come tutte le indagini indirette hanno il vantaggio di misurare i parametri geofisici del terreno in sito ma non è sempre facile risalire al profilo geologico reale.

La tecnica HVSR consente di valutare la frequenza di risonanza di uno strato soffice a partire dalle sole registrazioni di superficie. In particolare, Nakamura (1989) ha ipotizzato che la componente verticale del rumore sismico ambientale (di varia origine, come sopra indicato) fosse relativamente non influenzata dai sedimenti. Per cui il rapporto H/V tra lo spettro di Fourier delle componenti orizzontale e verticali è stato messo in evidenza come una stima affidabile della risposta di sito alle onde S, non solo per la frequenza di risonanza, ma anche per la relativa amplificazione, partendo dall'ipotesi che la divisione della componente verticale assunta come riferimento, permettesse di rimuovere gli effetti della sorgente, oltre a quelli dovuti alle onde di Rayleigh.

Se ad esempio consideriamo la struttura geologica di un deposito sedimentario (ad esempio depositi alluvionali in una valle fluviale), si nota che il tremore misurato in superficie può essere considerato come costituito da onde superficiali e da onde di volume (come le onde longitudinali). Queste sono modificate dall'azione filtrante operata dallo strato soffice. In base a questo si possono definire due spettri relativi alle misure del moto superficiale orizzontale (misurati dai due geofoni orizzontali) e verticale (misurati dal geofono verticale).

Il software open source Geopsy permette di definire il rapporto H/V, secondo i criteri di attendibilità stabiliti dal progetto SESAME, partendo dalle registrazioni delle vibrazioni misurate sui tre assi dal tromografo digitale.

I metodi d'inversione tendono a comparare i dati acquisiti con quelli calcolati fino a quando non si riesce a trovare la migliore sovrapposizione (come nel caso del programma Dinver, collegato al programma open source Geopsy). Quindi è eseguita una serie di tentativi, sulla base di algoritmi di calcolo, al fine di ottenere la sovrapposizione migliore con i dati sperimentali (ovvero quelli acquisiti durante le registrazioni dei microtremori).

Sulla base di queste sovrapposizioni e di calcoli il software Dinver permette di ottenere una stima dell'andamento delle velocità delle onde P (longitudinali) e delle onde S (di taglio o seconde) in base alla profondità (e quindi di determinare il valore delle Vs30 richiesto dalla normativa italiana), previa la definizione di una modellazione del terreno investigato. Quindi i calcoli sono vincolati alla preliminare conoscenza della stratigrafia del terreno investigato (nel nostro caso, al rilevamento geologico di superficie e all'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche medio-leggere). Questo al fine di evitare di ottenere delle stratigrafie sismiche delle onde P e S non veritiere rispetto al modello geologico che si sta analizzando.

Nel caso di situazioni stratigrafiche consone con il metodo utilizzato generalmente si ottengono dati molto simili alla situazione geologica reale (grazie alla "taratura sopra indicata"). Esistono però casi con anomalie stratigrafiche, rumori più modi di vibrazione, rumori ambientali, imprecisioni del metodo di calcolo che possono far ottenere risultati completamente errati. Nel caso delle acquisizioni di seguito riportate tali problematiche sono in parte superate, come già illustrato, grazie all'esecuzione di quanto sopra riportato.

- scheda madre Theremino master, con uscita USB (Strumento 1);

Adc 24 bit (Strumento 2);
geoamplificatori (Strumento 1);
- n. 2 geofoni orizzontali da 4,5 hz (Strumenti 1 e 2);
- n. 1 geofono verticale da 4,5 hz (Strumenti 1 e 2);
- Frequenza di campionamento 125, 150, 200, 250, 333, 500 Hz (Strumenti 1 e 2);
- Durata acquisizione 10, 20, 30 minuti (Strumenti 1 e 2);
- Registrazione dei dati acquisiti in formato *.SAF (Strumenti 1 e 2);
- pc Windows compatibile con software Theremino-Dolfrang (per visionare e acquisire i dati in tempo reale);
- software open source “geopsy”, per l'elaborazione del diagramma H/V-frequenza;
software open source “dinver”, per l'elaborazione di stratigrafie indicative delle onde S, P e della densità sismica dei terreni investigati.

La durata della registrazione è stata pari a 30 minuti, il segnale è stato elaborato con il software Geopsy per definire la frequenza propria del terreno (vedere figure sottoriportate).

Una prima stima dello spessore del livello detritico superficiale può essere eseguita con l'uso della tabella sotto riportata ([dahttp://comunitadigeologia.blogspot.it/2015/03/4-correlazione-vs-hz-per-hvsr.html](http://comunitadigeologia.blogspot.it/2015/03/4-correlazione-vs-hz-per-hvsr.html)).

In presenza di sedimenti granulari si può ipotizzare che la V_s dipenda principalmente dal carico della colonna stratigrafica soprastante.

Se il sedimento risponde a tale legge si può considerare valida la seguente relazione che lega la frequenza di risonanza con la profondità.

La tabella sottostante riporta la frequenza di risonanza (prima colonna) con la profondità di tre tipi di terreni:

- 1) terreni coesivi
- 2) sabbie
- 3) terreni rimaneggiati

Tali tabelle sono state ricavate sperimentalmente calcolando la funzione interpolatrice di un certo numero di sondaggi, pertanto i dati così calcolati sono puramente indicativi ed utili per valutare la profondità corrispondenti ai principali picchi di un sondaggio HVSR per avere una idea di massima della stratigrafia del sito.

Nel caso in esame, per quanto riguarda l'acquisizione HVSR 1 eseguita nella zona del Sondaggio 2, tenendo conto del picco a circa 3,14 Hz e della stratigrafia del sito, si può stimare uno spessore dei riporti antropici e dei depositi alluvionali, al di sotto della strumentazione usata (al di sopra del substrato roccioso), pari a 22-22 m. Per quanto riguarda l'acquisizione HVSR 2 eseguita nella zona del Sondaggio 3, tenendo conto del picco a circa 4.21 Hz e della stratigrafia del sito, si può stimare uno spessore dei riporti antropici e dei depositi alluvionali, al di sotto della strumentazione usata (al di sopra del substrato roccioso), pari a 16-17 m. Tali risultati sono in perfetto accordo con quanto desunto dai sondaggi geognostici a carotaggio continuo precedentemente eseguiti.

La tabella sopra indicata è ricavata da quanto riportato nell'articolo "INDAGINI GEOFISICHE DI SUPERFICIE A SUPPORTO DELLA RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO" - Dario Albarello - Università di Siena (Italy).

Vs=	terreni	sabbie	benne rimaneggiati coesivi	Vs=	terreni	sabbie	benne rimaneggiati coesivi
	coesivi				coesivi		
m=	0,20	0,25	0,40	m=	0,20	0,25	0,40
Hz	H	H	H	Hz	H	H	H
100,00	0,50	0,45	0,29	4,80	14	14	11
95,00	0,52	0,47	0,31	4,50	16	15	12
90,00	0,55	0,50	0,32	4,20	17	17	13
85,00	0,59	0,53	0,34	4,00	18	18	14
80,00	0,63	0,56	0,37	3,80	19	19	15
75,00	0,67	0,60	0,39	3,60	20	20	17
70,00	0,72	0,65	0,42	3,40	22	22	18
65,00	0,78	0,70	0,46	3,30	23	22	19
60,00	0,85	0,76	0,50	3,10	24	24	21
55,00	0,93	0,84	0,55	3,00	25	25	22
50,00	1,03	0,93	0,61	2,90	26	26	23
45,00	1,1	1,0	0,7	2,80	27	28	24
43,00	1,2	1,1	0,7	2,70	29	29	25
40,00	1,3	1,2	0,8	2,60	30	30	26
37,00	1,4	1,3	0,8	2,50	32	32	28
34,00	1,5	1,4	0,9	2,40	33	34	29
32,00	1,7	1,5	1,0	2,30	35	36	30
30,00	1,8	1,6	1,1	2,20	37	38	31
28,00	1,9	1,8	1,2	2,10	39	40	32
27,00	2,0	1,8	1,2	2,00	41	42	33
25,00	2,2	2,0	1,3	1,90	43	45	34
24,00	2,3	2,1	1,4	1,80	45	48	35
23,00	2,4	2,2	1,5	1,70	47	51	36
22,00	2,5	2,3	1,5	1,60	49	53	37
21,00	2,6	2,4	1,6	1,50	51	55	38
20,00	2,8	2,6	1,7	1,40	53	57	39
19,00	2,9	2,7	1,8	1,30	55	59	40
18,00	3,1	2,9	2,0	1,20	57	61	41
17,00	3,3	3,1	2,1	1,10	60	63	42
16,00	3,5	3,3	2,3	1,00	62	65	43
15,00	3,8	3,6	2,4	0,95	64	67	44
14,00	4,2	3,9	2,7	0,90	66	69	45
13,00	4,5	4,2	2,9	0,85	68	71	46
12,00	5,0	4,6	3,2	0,80	70	73	47
11,00	5,5	5,1	3,6	0,75	72	75	48
10,00	6,1	5,7	4,1	0,70	74	77	49
9,00	6,8	6,5	4,7	0,65	76	79	50
8,50	7,4	7,0	5,0	0,60	78	81	51
8,00	7,9	7,5	5,5	0,55	80	83	52
7,50	8,5	8,1	6	0,50	82	85	53
7,00	9,2	8,8	7		84	87	54
6,50	10,1	9,7	7		86	89	55
6,00	11	11	8		88	91	56
5,50	12	12	10		90	93	57
5,10	13	13	10		92	95	58

Figura 21: CORRELAZIONE VS - Hz per HVSR - (Calcolo empirico per determinare la stratigrafia tramite un sondaggio HVSR)

Figura 22: Grafico della registrazione HVSR 1

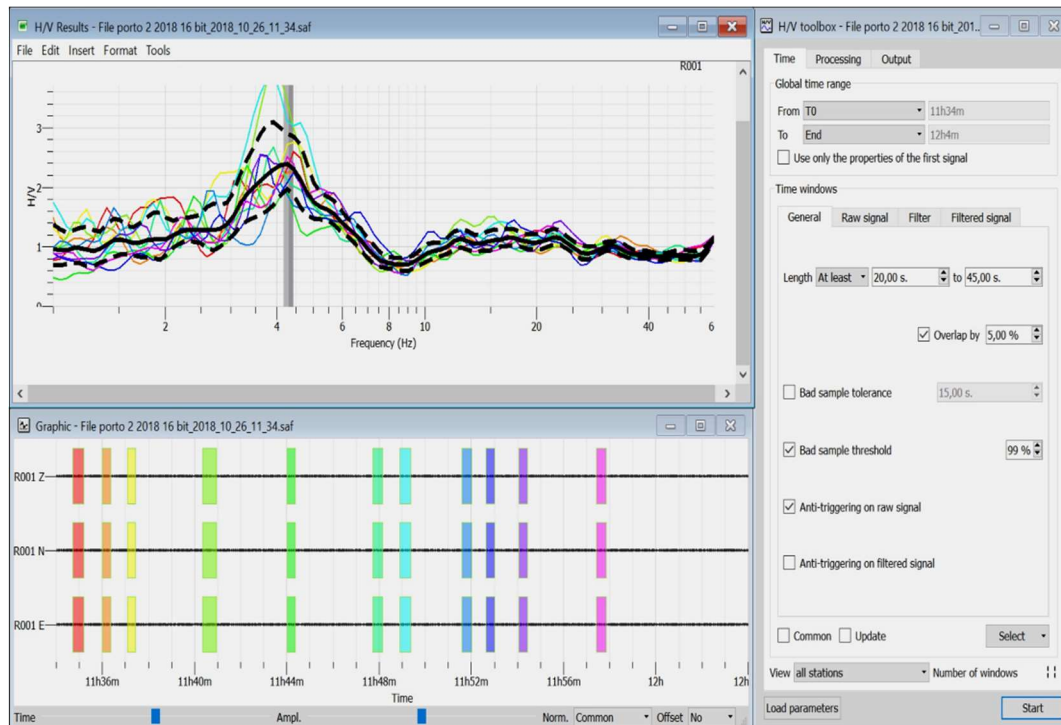
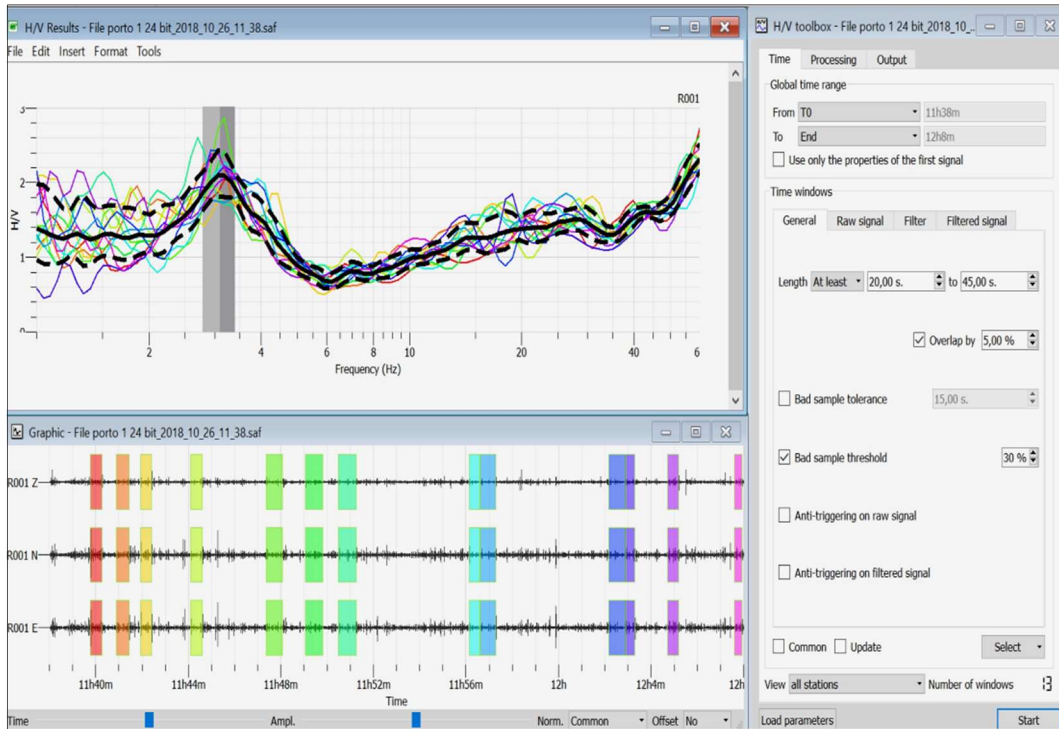


Figura 23: Grafico della registrazione HVSR 2

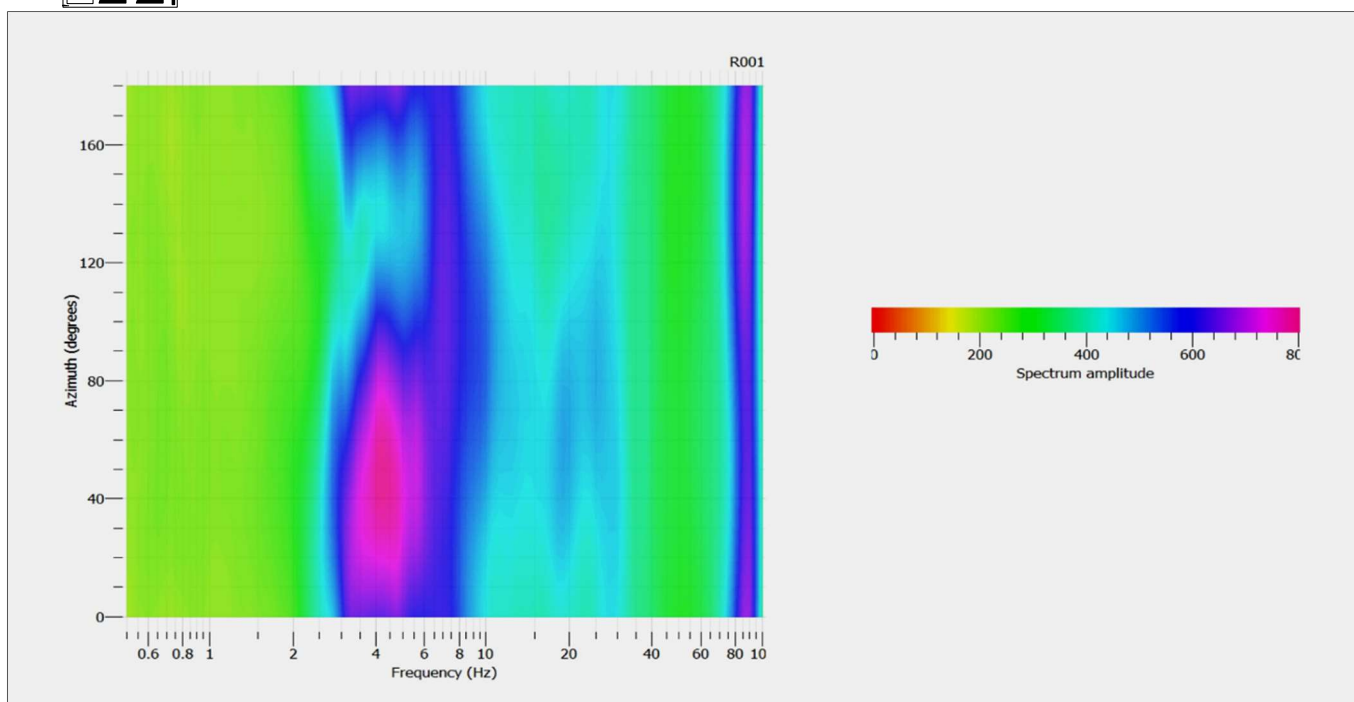


Figura 24: Grafico HVSr 1 rotate

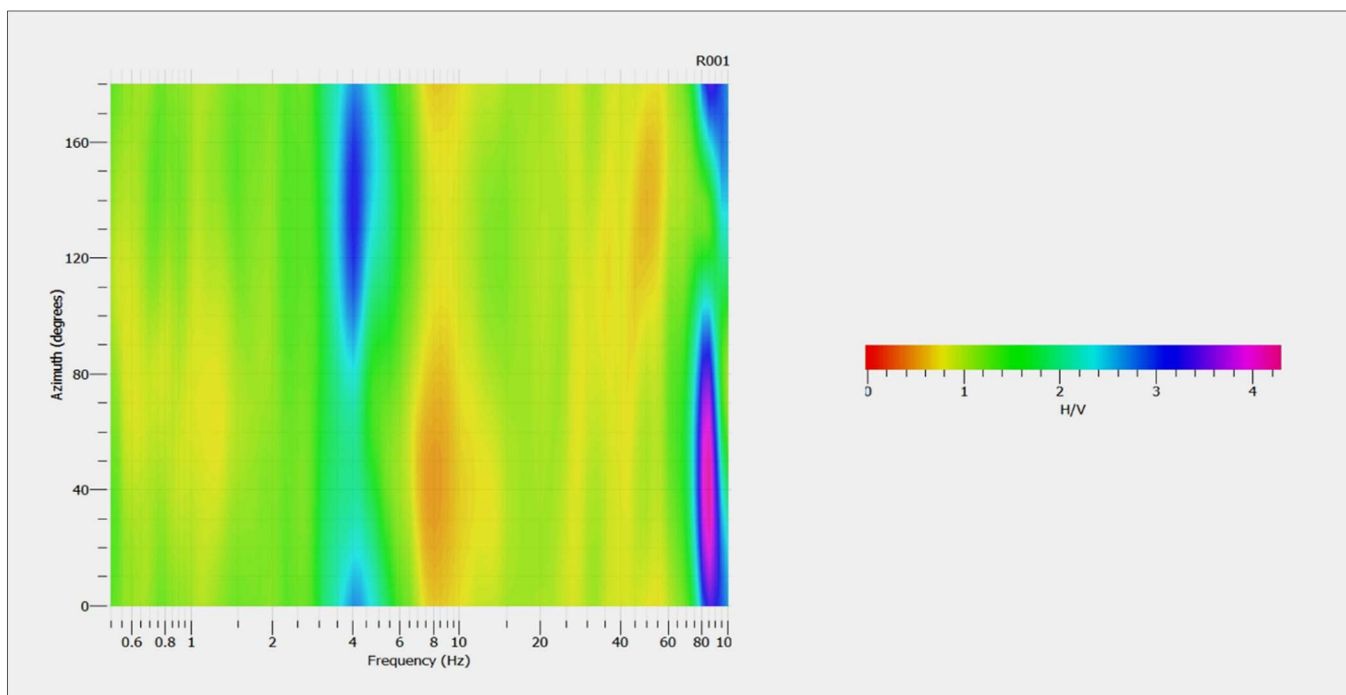


Figura 25: Grafico HVSr 2 rotate

E' dunque possibile procedere alla stima delle velocità delle onde P e delle onde S attraverso l'uso delle registrazioni effettuate con il theringino
Attraverso il programma Dinver precedentemente indicato è stata ricavata una stima indicativa delle velocità delle onde di taglio S e delle onde longitudinali P, come sotto riportato:

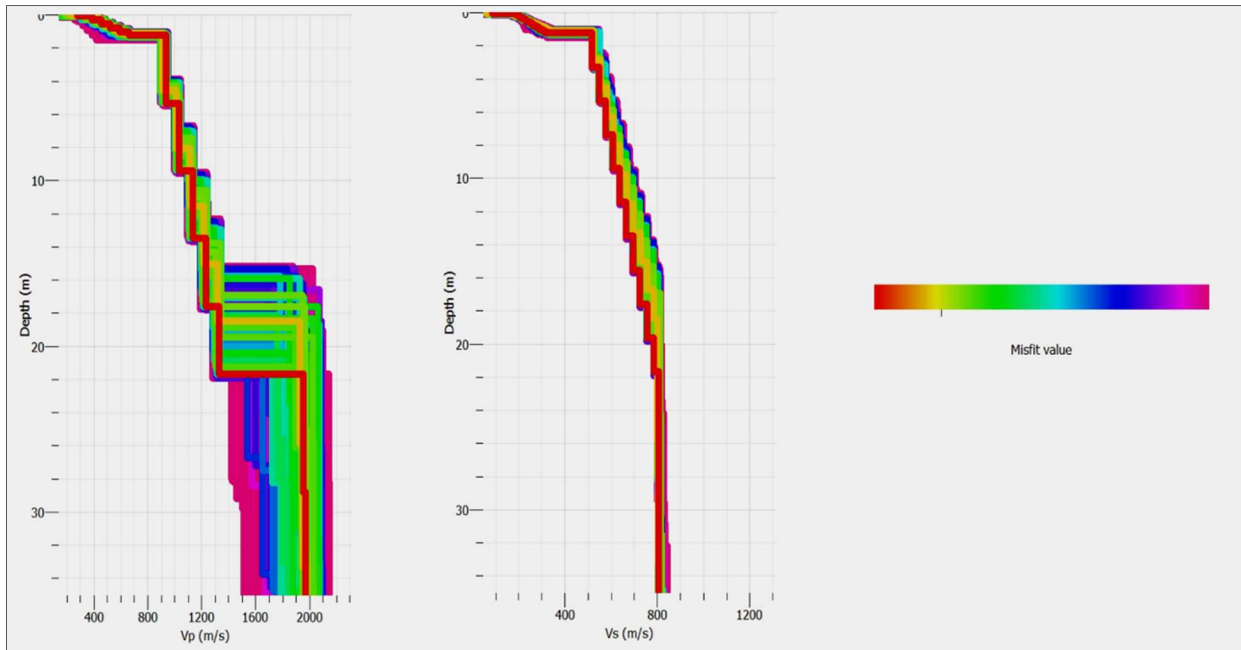


Figura 26: Elaborazione con Dinvier della prova HVSR1 (il colore rosso indica i valori più probabili e con errore più basso)

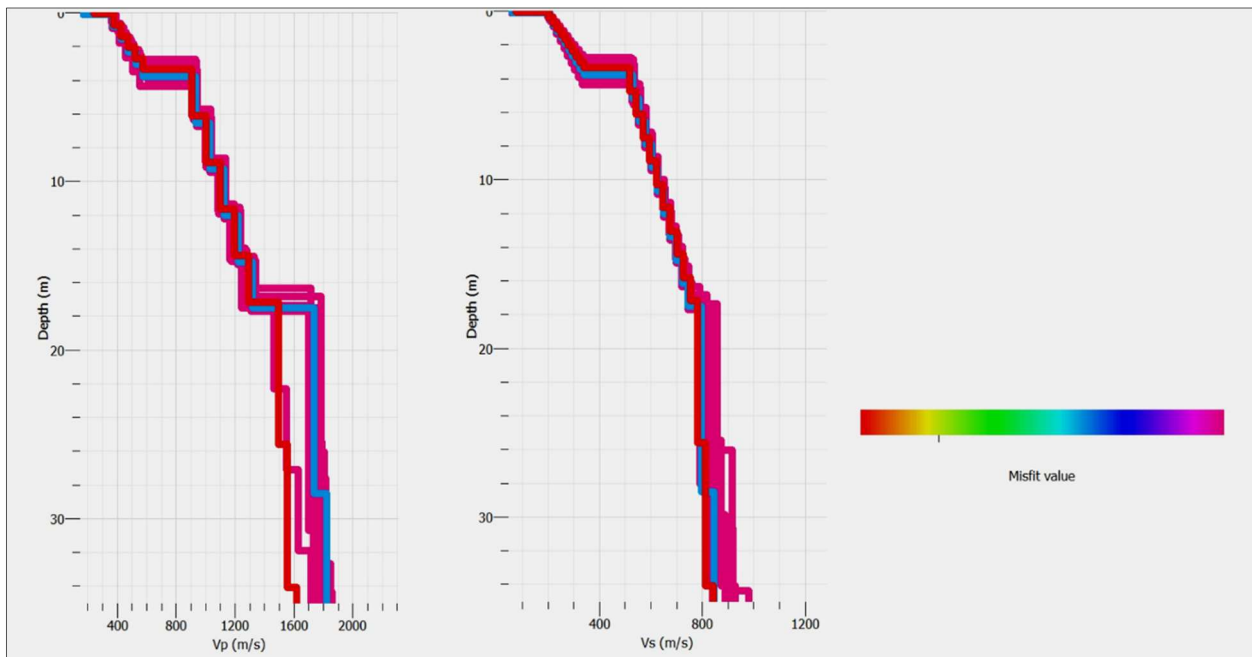


Figura 27: Elaborazione con Dinvier della prova HVSR2 (il colore rosso indica i valori più probabili e con errore più basso)

Acquisizione HVSR n. 1 (Strumento 1)

Velocità delle onde S – Acquisizione HVSR n. 1:

Profondità (m)	Vs (m/s)
da 0,00 a – 1,35	258
da -1,35 a – 21,79	632
da -21,79 a – 30,00	810

Velocità delle onde P – Acquisizione HVSR n. 1:

Profondità (m)	Vp (m/s)
da 0,00 a – 1,35	498
da -1,35 a – 21,79	1112
da -21,79 a – 30,00	1963

Come si può notare il valore di Vs30 (NTC 2008) ottenuto con l'acquisizione HVSR n. 1 sopra riportata, è pari a 609 m/s, mentre il valore delle **Vsecquivalenti (NTC 2018) è pari a 580 m/s.**

Acquisizione HVSR n. 2 (Strumento 2)

Velocità delle onde S – Acquisizione HVSR n. 2:

Profondità (m)	Vs (m/s)
da 0,00 a – 3,05	290
da -3,05 a – 17,00	615
da -17,00 a – 30,00	801

Velocità delle onde P – Acquisizione HVSR n. 2:

Profondità (m)	Vp (m/s)
da 0,00 a – 3,05	460
da -3,05 a – 17,00	1103
da -17,00 a – 30,00	1505

Come si può notare il valore di Vs30 (NTC 2008) ottenuto con l'acquisizione HVSR n. 2 (Strumento 2) sopra riportata, è pari a 607 m/s, mentre il valore delle **Vsecquivalenti (NTC 2018) è pari a 512 m/s.**

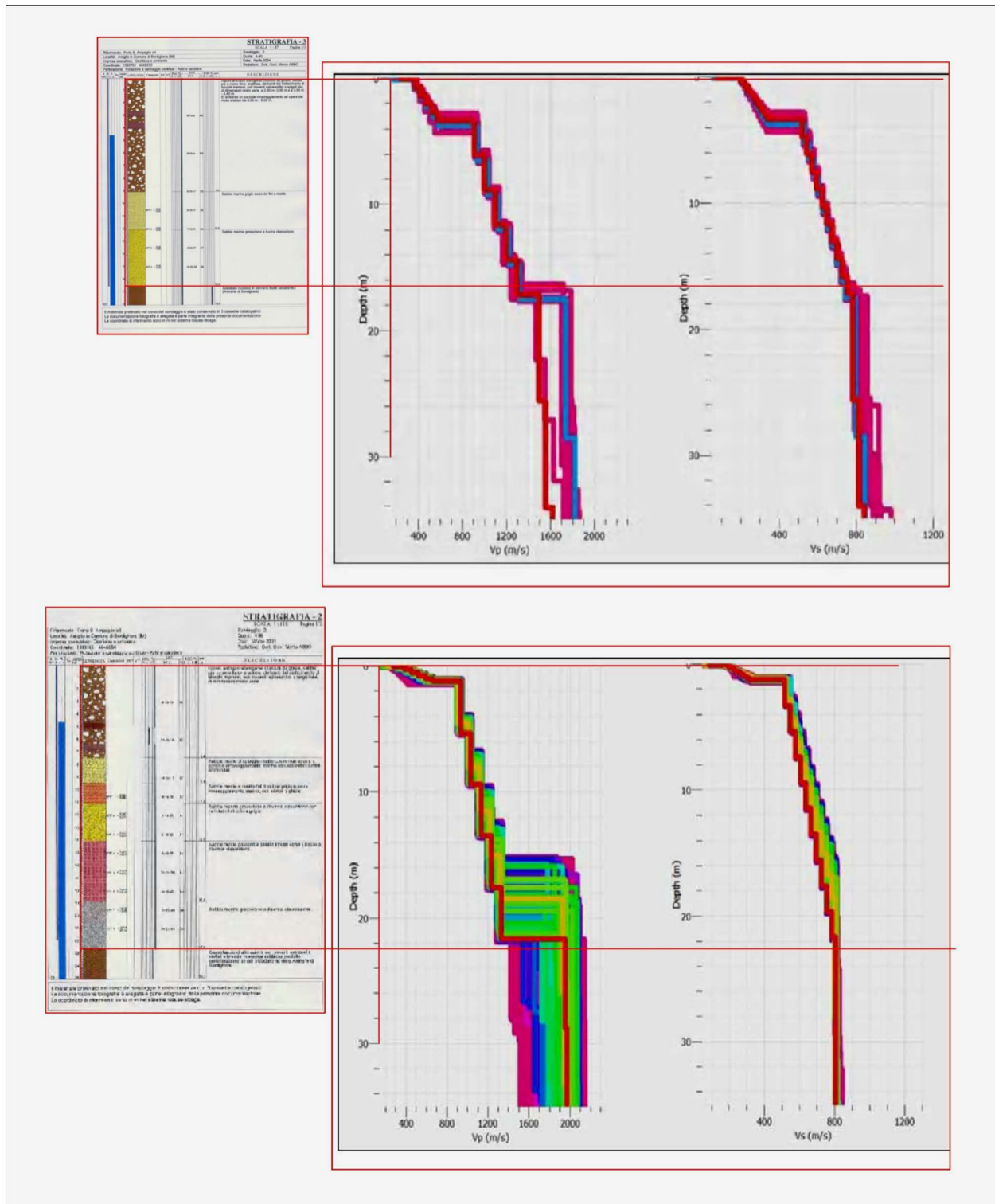


Figura 28: Verifica della corrispondenza fra i risultati delle prove HVSR e le stratigrafie dedotte dai sondaggi meccanici

I dati possono essere utilmente elaborati per ricavare le grandezze sotto descritte:

note	Acquisizioni con HVSR1						unità di misura
	riempimenti		sabbie marine		substrato		
		dati		dati		dati	
velocità onda longitudinale	Vp =	498	Vp =	1112	Vp =	1963	m/s
velocità onda trasversale	Vs =	258	Vs =	632	Vs =	810	m/s
densità	γ =	1.8	γ =	2.3	γ =	2.6	t/mc
acceleraz. gravitaz.	g =	9.81	g =	9.81	g =	9.81	m/sq
Modulo elastico dinamico	Edin =	3216	Edin =	23626	Edin =	48599	kg/cmq
Coeff. di Poisson	ν =	0.32	ν =	0.26	ν =	0.40	

note	Acquisizioni con HVSR2						unità di misura
	riempimenti		sabbie marine		substrato		
		dati		dati		dati	
velocità onda longitudinale	Vp =	460	Vp =	1103	Vp =	1505	m/s
velocità onda trasversale	Vs =	290	Vs =	615	Vs =	801	m/s
densità	γ =	1.8	γ =	2.3	γ =	2.6	t/mc
acceleraz. gravitaz.	g =	9.81	g =	9.81	g =	9.81	m/sq
Modulo elastico dinamico	Edin =	3612	Edin =	22602	Edin =	44294	kg/cmq
Coeff. di Poisson	ν =	0.17	ν =	0.27	ν =	0.30	

8.4 Stima della pericolosità sismica

Il valore delle Vseivalenti (NTC 2018) è pari mediamente a **546 m/s**, al piano campagna.

La realizzazione dell'opera prevede l'imbasamento direttamente sui sedimenti marini, comporta un passaggio a valori medi di Vs equivalenti pari a **623 m/sec**. corrispondente ad una classificazione del suolo nel tipo "B".

Prova HVSR1

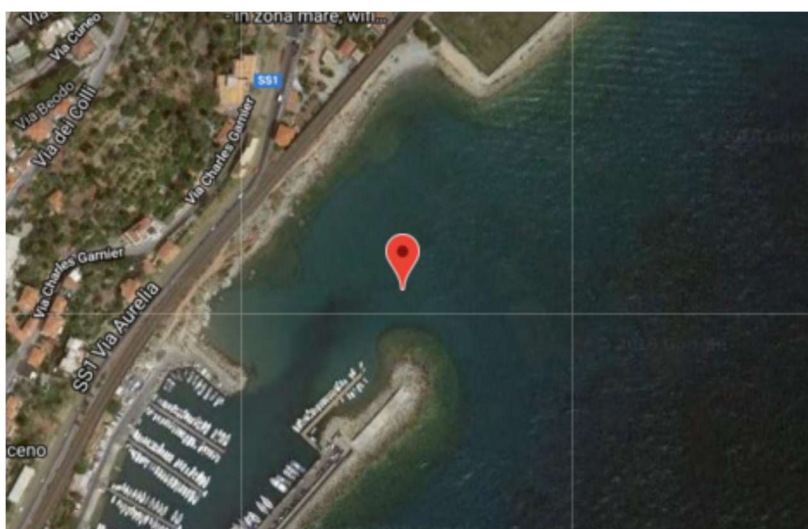
Vs	spessore	profondità	h/V	Vs eq. Piano campagna	Vs eq. Piano fondazione
258	1.35	1.35	0.00523	m/sec	m/sec
632	20.44	21.79	0.03234		
810	8.21	30	0.01014		
			0.04771	579.92	632.00

Prova HVSR2

Vs	spessore	profondità	h/V	Vs eq. Piano campagna	Vs eq. Piano fondazione
290	3.05	3.05	0.01052	m/sec	m/sec
615	13.95	17	0.02268		
801	13	30	0.01623		
			0.04943	512.05	615.00

Per determinare la stima della pericolosità sismica del sito in oggetto si deve ricercare a_g (accelerazione orizzontale massima attesa su un sito di riferimento rigido). Per poterlo determinare è necessario conoscere le coordinate geografiche dell'opera da verificare in gradi decimali. Procedendo in tal modo si determina quindi la maglia di riferimento, in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto in esame. Oltre alle coordinate geografiche si deve disporre della Classe d'uso **CU** del progetto, della sua vita nominale **VN**, della categoria di sottosuolo e di quella topografica. Nel caso in esame tali parametri sono stati tutti ricavati nei capitoli precedenti e sono i seguenti:

VN	>75
Classe edificio	III
Periodo di riferimento	112.5
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1
Amplificazione topografica	1.0
Kh	0.078
Kv	0.039
Ag/g (SLC)	0.241
WGS84 latitudine	43.781147
WGS84 longitudine	7.678046



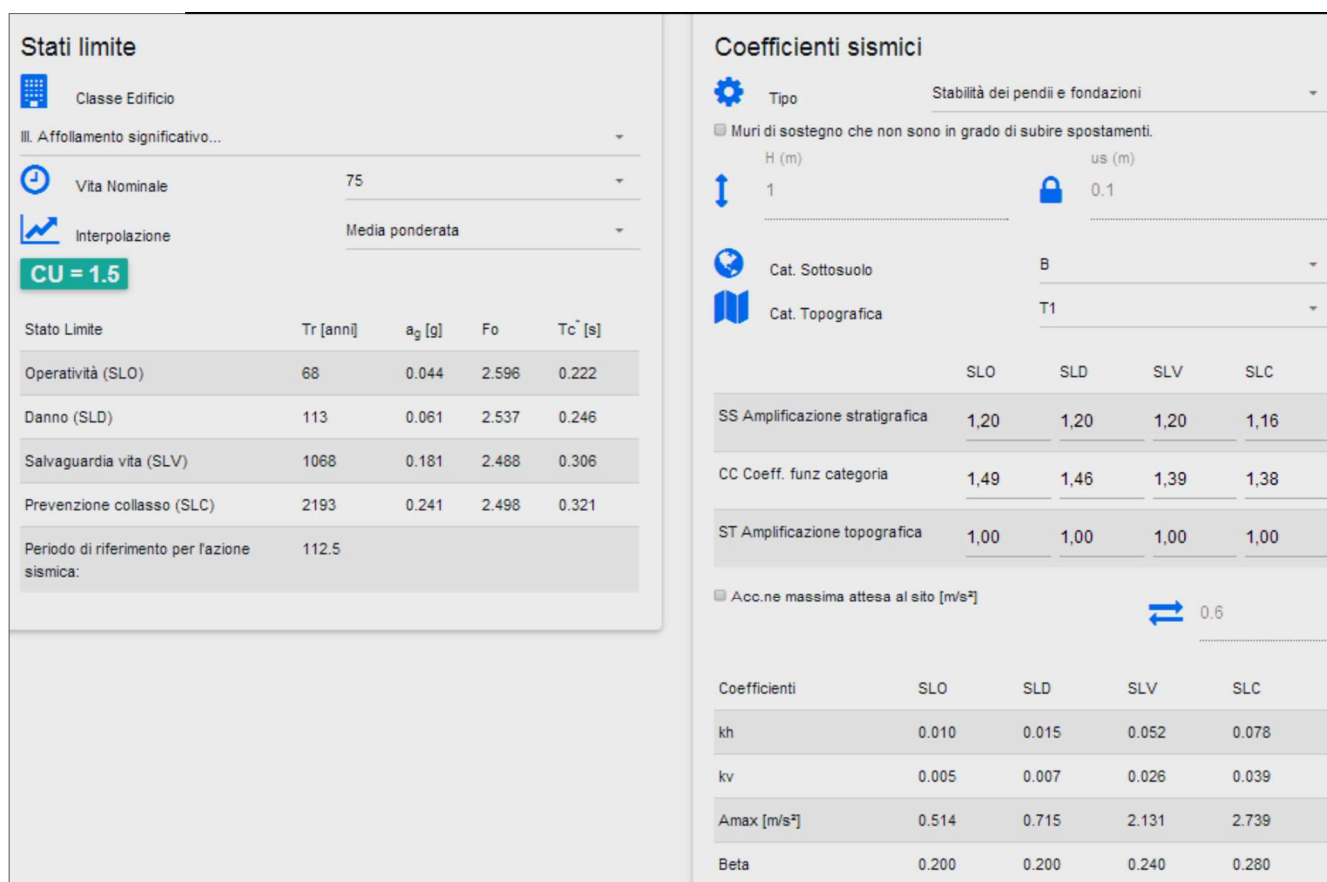


Figura 29: quadro riassuntivo dei parametri sismici

8.5 Liquefacibilità dei sedimenti marini sabbiosi

Per le strutture fondazionali che insistono sul sedimento sabbioso marino saturo, sui fondovalle alluvionali e marini, all'interno di estesi corpi di paleofrana ecc.. occorre svolgere alcune considerazioni preliminari, che possono portare, in fase esecutiva, ad una scelta più conservativa dei fattori di sicurezza e del coefficiente di fondazione.

In genere, infatti, i sedimenti sabbiosi risultano suscettibili di liquefazione sotto la spinta di sollecitazioni rapide da sisma, in funzione delle caratteristiche dei sedimenti stessi.

La normativa italiana non contiene particolari indicazioni riguardo alla valutazione del pericolo di liquefazione; viceversa nella parte 5 dell'Eurocodice n°8 (92), si sottolinea l'opportunità di eseguire tale verifica ogni qual volta ci si trovi in presenza di terreni sabbiosi sotto falda. Tale verifica può essere omessa solo quando il contenuto di argilla superi il 15% o il sedimento abbia una percentuale di limi superiore al 10% e sia caratterizzato da un numero di colpi alla prova S.P.T. (Standard Penetration Test) superiore a 20, o infine, qualora la sabbia, indipendentemente dalla composizione granulometrica, sia caratterizzata da un numero di colpi superiore a 25.

La causa principale della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi è riconducibile all'insorgere dell'incremento delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che sono da attribuire alla propagazione nel terreno delle onde di taglio.

L'applicazione di una successione di sforzi ciclici in condizioni drenate genera inizialmente una riduzione di volume; se tuttavia la sollecitazione avviene molto rapidamente rispetto alla capacità di drenaggio del deposito ne consegue che la riduzione di volume non può manifestarsi e l'elemento di volume risulterà assoggettato ad un processo di carico non drenato.

La deformazione volumetrica impedita sarà accompagnata da un innalzamento della pressione neutra e da una riduzione delle tensioni effettive, dovendo rimanere le tensioni totali costanti.

L'incremento di pressione neutra dipende dal grado di addensamento iniziale del terreno e dall'entità della sollecitazione ciclica, in determinate condizioni la pressione neutra può eguagliare la tensione efficace di confinamento e le particelle del terreno non risultano più sottoposte ad alcun sforzo intergranulare. Essendo nulla la coesione il terreno non possiede più alcuna resistenza al taglio.

I fattori che maggiormente influenzano la resistenza alla liquefazione sono le caratteristiche del terremoto, lo stato di addensamento del terreno e la pressione di confinamento.

Tanto maggiore è la pressione di confinamento e la densità relative, tanto minori sono le probabilità che si verifichi la liquefazione.

Una stima più accurata della probabilità di liquefazione può essere fatta mediante il metodo di Castro e Casagrande, basato sulla densità relativa ricavata da prove penetrometriche, o sul metodo semplificato di Seed e Idriss, basato sulla magnitudo del sisma (posta pari a 7.5 gradi della scala Richter), il numero di colpi alla prova S.P.T. (pari a $N1(60) = 22$, per il materiale di colmata, con componente argillosa $> 20\%$, e $N1(60) = 27$ per i sedimenti marini, con componente argillosa inferiore al 5%), la pressione verticale efficace e la densità relativa.

Verifiche effettuate con tutti questi metodi e l'esame delle caratteristiche dei terreni presentata al paragrafo precedente porta ad escludere il pericolo di liquefacibilità dei suoli locali.

In base all'attività sismica storica, la Liguria di Ponente e la parte settentrionale del Mar Ligure sono sede di una media attività sismica. Tale sismicità non è certo paragonabile a quella che caratterizza l'Italia centro-meridionale: negli ultimi mille anni infatti si è potuto classificare un numero limitato di eventi localizzati in questa zona, con intensità superiore al IX MSK (o di 5.6 magnitudo).

Alcuni degli eventi più significativi degli ultimi 300 anni hanno avuto epicentro in mare, come quelli del 05.09.1807 e del 19.07.1863, mentre altri sono stati localizzati a terra, in prossimità della costa, come quelli del 25.05.1909 e del 25.09.1971.

I sismi con epicentro in mare sono quelli che hanno contribuito maggiormente ai danni locali.

Si riportano dal Mercalli-Taramelli le considerazioni relative a tali terremoti:

1767 - Terremoto rovinoso in Piemonte e nella Valle Lanzo;

1806, 19 Giugno - Fortissimo nel Nizzardo;

1807, 5 Settembre - Sentito da Genova sino a Nizza e a Cuneo. Forte a Sanremo, Oneglia, Alassio e specialmente a Dianò Castello; si sentì fortemente in tutta la Liguria Occidentale da Nizza a Genova, leggermente fino a Torino e Milano. Le repliche continuarono per diverse settimane. Il centro pare nel mare di Oneglia.

1831, 26 Maggio, ore 11.25 - Terremoto disastroso a Taggia, Castellaro, Pompeiana e Bussana. Vi furono 5 morti e 13 feriti a Castellaro, un morto a Taggia. Danni minori a Porto Maurizio, Sanremo e verso Occidente fino a Ventimiglia e a Perinaldo.

1854, 29 Dicembre - Scossa molto simile per area e per il modo di propagazione a quella del 1887, sotto descritta, ma di intensità molto minore.

1887, 23 Febbraio - Epicentro in mare, al largo della costa imperiese, avvertito in una vastissima zona, comprendente parte della Francia e addirittura della Svizzera meridionale. La scossa principale avvenne alle ore 6.20, il periodo sismico si protrasse per parecchi mesi, con serie di repliche. La natura, la mole dei danni e il numero elevato delle vittime, non furono dovute alla sola scossa principale, ma devono essere attribuiti anche a diverse cause concomitanti che ne avrebbero esaltato gli effetti: ben 102 delle vittime di Baiardo erano riunite nella chiesa per il Mercoledì delle ceneri. Oltre a Baiardo soffrirono gravi danni Dianò Castello, Pompeiana, Castellaro, Taggia, ove spesso caddero le stesse case e le stesse chiese già lesionate nei terremoti precedenti e solo parzialmente riparate.

L'area mesosismica disastrosa si estende lungo il litorale da Mentone ad Albisola, per 15-20 km nell'entroterra, in corrispondenza delle valli Nervia, Armea e Impero (intensità compresa fra l'ottavo e il decimo della scala Mercalli).

I maggiori danneggiamenti si ebbero per amplificazione sismica locale sui conglomerati pliocenici, pari a circa 0.5 - 1 grado M.S.K., oltre che sui sedimenti alluvionali e per ubicazione sulle sommità topografiche.

Le repliche furono almeno 40, di cui la seconda e la terza scossa furono fortissime, contribuendo ad aggravare i danni.

1989, 26 Dicembre - Intensità modesta compresa fra il 4° e 5° della scala M.S.K.

1990, 15 Aprile - Intensità modesta compresa fra il 4° e 5° della scala M.S.K.

Hanno provocato e/o evidenziato microfessure già presenti nei fabbricati.

Coerentemente con quanto sopra espresso la verifica alla liquefazione condotta con il metodo di Seed & Idriss porta a risultati analitici negativi al di sotto dei cassoni.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	9,00	29,00	24,59	177,00	127,96	0,19	2,88	14,82	Livello non liquefacibile
2	19,00	40,00	21,61	386,99	239,89	0,19	0,38	2,02	Livello non liquefacibile

8.6 Parametri geotecnici caratteristici

Dalle prove eseguite in sito è possibile indicare il seguente quadro sintetico delle principali caratteristiche geotecniche dei materiali.

Materiali di colmata antropica

peso di volume	$\gamma = 1.9-2.1 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 36^\circ$
Modulo elastico	$E' = 350 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0.2-0.3$
Tipo suolo	"B"
Winkler Unitario	$k = 6 \text{ kg/cm}^3$
S.P.T.	28 colpi

Sedimenti marini

peso di volume	$\gamma = 1.9-2.1 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 37^\circ$
Modulo elastico	$E' = 550 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0.25-0.27$
Tipo suolo	"B"
Winkler Unitario	$k = 10 \text{ kg/cm}^3$
S.P.T.	40 colpi

Substrato roccioso

peso di volume	$\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 2-4 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 30^\circ$
Modulo elastico	$E' = 5000 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0.3-0.40$

Per quanto riguarda i materiali naturali utilizzati nelle opere di difesa costiera, vengono distinti due livelli, costituiti da:

Mantellata e strato di transizione:

peso di volume	$\gamma = 1.9-2.1 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 44^\circ$

Nucleo (Tout venant):

peso di volume	$\gamma = 1.9-2.1 \text{ t/m}^3$
coesione	$c' = 0 \text{ t/m}^2$
angolo di attrito	$\phi' = 38^\circ$

8.7 Le verifiche di portanza: I Cassoni

Tali valori sono ottenuti mediante il calcolo con apposito software, nel rispetto delle seguenti condizioni:

- carico centrato;
- fondazione a platea con $B = 22 \text{ m} \times 20 \text{ m}$
- condizioni sismiche con correzione di Vesic. Tipo suolo B
- Rottura per punzonamento: vengono applicate le correzioni di Terzaghi su angolo di resistenza al taglio e coesione

Allo stato di fatto si pone una stima del carico limite di progetto ipotizzando la realizzazione di fondazioni del tipo a platea con carico

Condizioni a contorno	Kg/cm ²
Stima Carico Limite di progetto (E_d)	3.2

Ora si confronta il carico di progetto con la resistenza di progetto del terreno ridotto dal coefficiente parziale.

Il valore minimo di portanza si ottiene nella formulazione di HANSEN (1970), combinazione A1 M1 R3:

Condizioni a contorno	Kg/cm ²
Resistenza di progetto del terreno (R_d)	4.56

In base a quanto sopra esposto si può affermare che i carichi di progetto sono inferiori alla resistenza di progetto del terreno

$$E_d \leq R_d$$

ne consegue che la **verifica della capacità portante è soddisfatta**.

Il programma di calcolo utilizzato consente anche di determinare in automatico la tipologia di rottura, di seguito indicata.

Condizioni a contorno	Meccanismo di rottura
$I_r = 125$ $I_c = 138$ $I_r < I_c$	Rottura per PUNZONAMENTO

I cedimenti elastici correlati ai carichi in progetto sono pari a:

Cedimenti al centro della fondazione: 45 mm

Cedimenti al bordo: 12 mm

Cedimenti secondo Burland & Burbridge: 17.0 mm

Il terreno risulta non liquefacibile (Metodo C.N.R. da Seed & Idriss).

La costante di sottofondo (formula empirica di Bowles) è 4.20 kg/cm².

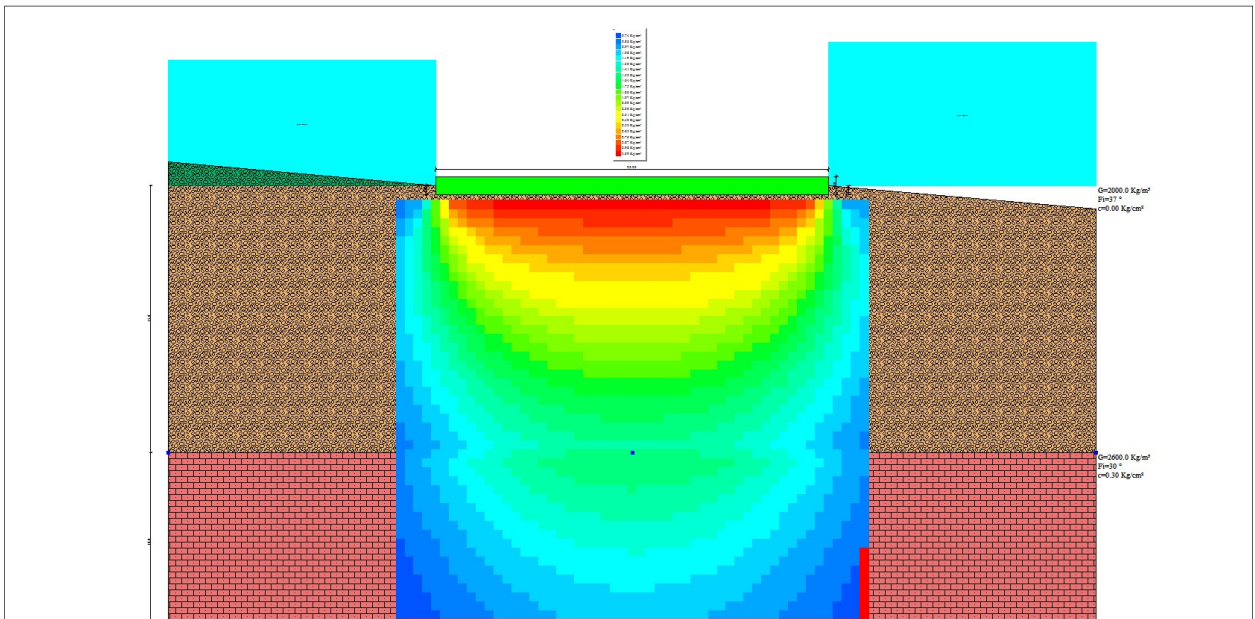
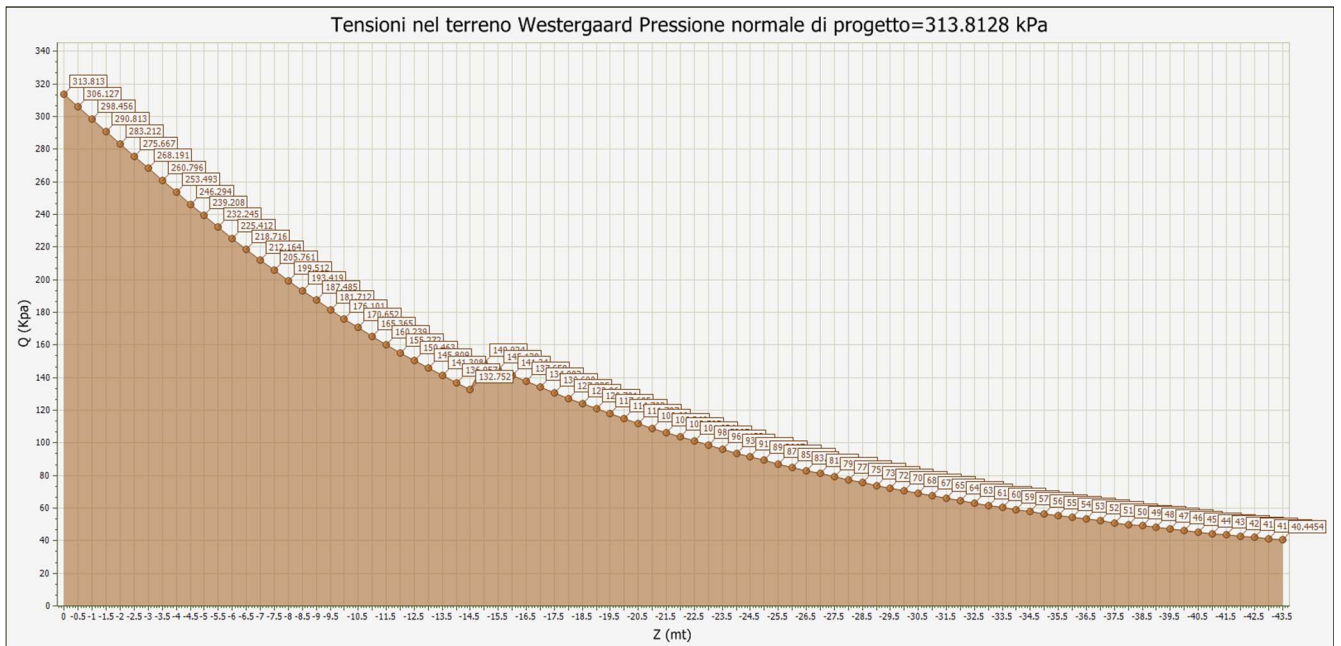


Figura 30: Mappa delle tensioni



Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	3.2	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	SISMA	3.2	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	3.2	0	0	0	0	0	Servizio	1
4	S.L.D.	3.2	0	0	0	0	0	Servizio	1

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2018)	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	yes	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	yes	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	yes	1	1	1	1	1	1	1
4	yes	1	1	1	1	1	1	1

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3								
*	HANSEN (1970)	10.50	4.56	3.20	3.28	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	4.20
	TERZAGHI (1955)	29.63	12.88	3.20	9.26	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	11.85
	MEYERHOF (1963)	27.70	12.05	3.20	8.66	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	11.08
	VESIC (1975)	24.04	10.45	3.20	7.51	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	9.62

	Brinch - Hansen 1970	16.37	7.12	3.20	5.12	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	6.55
	Meyerhof and Hanna (1978)	39.02	16.96	3.20	12.19	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	6.55
SISMA	HANSEN (1970)	10.50	4.56	3.20	3.28	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	4.20
	TERZAGH I (1955)	29.63	12.88	3.20	9.26	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	11.85
	MEYERHOF (1963)	27.70	12.05	3.20	8.66	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	11.08
	VESIC (1975)	24.04	10.45	3.20	7.51	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	9.62
	Brinch - Hansen 1970	16.37	7.12	3.20	5.12	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	6.55
	Meyerhof and Hanna (1978)	39.02	16.96	3.20	12.19	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=125.927; Icrit=138.769	6.55

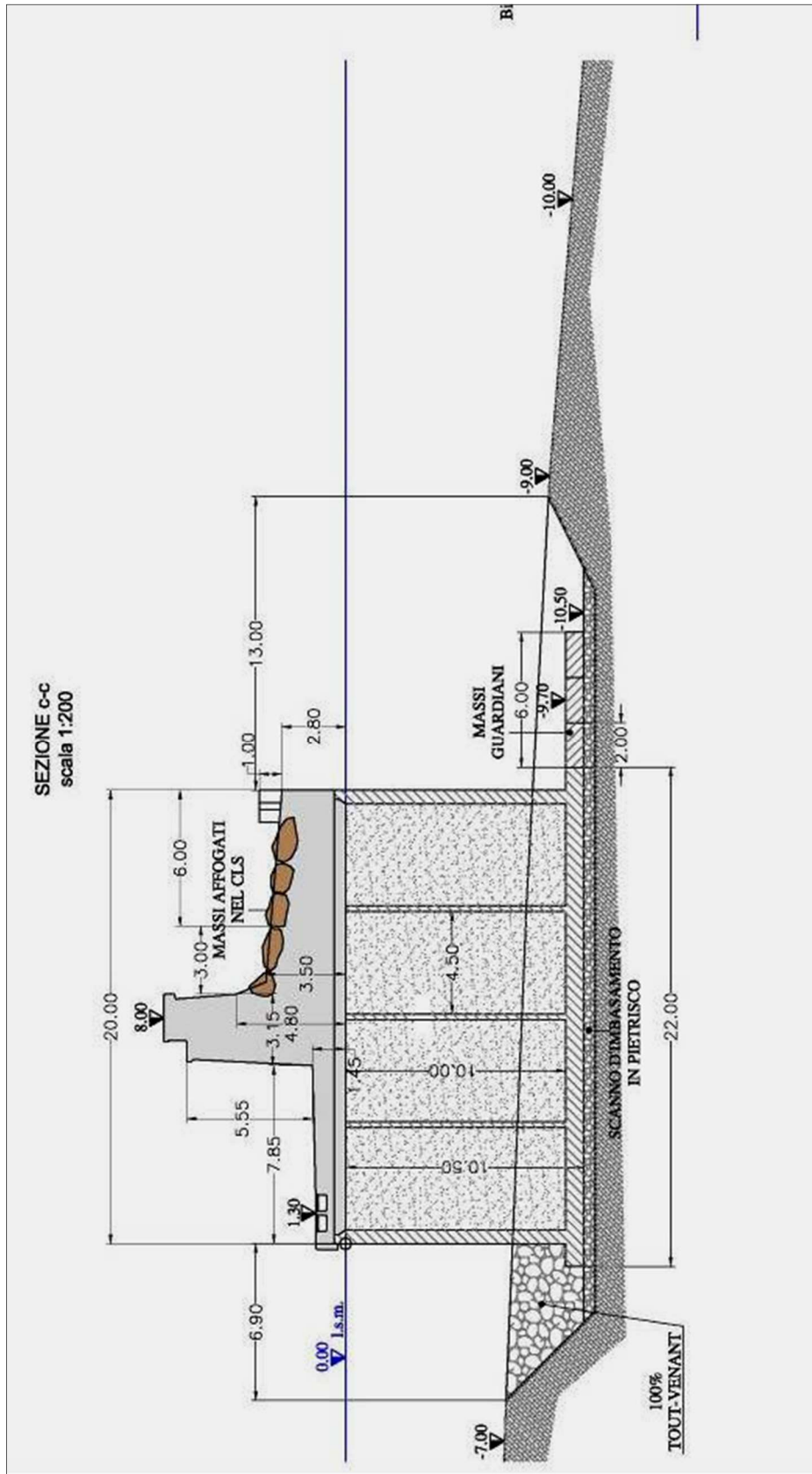


Figura 32: Sezione tipo di riferimento diga a cassoni

8.8 Le verifiche di portanza: la banchina

Tali valori sono ottenuti mediante il calcolo con apposito software, nel rispetto delle seguenti condizioni:

- carico centrato;
- fondazione a platea con $B = 3\text{m} \times 5\text{m}$
- condizioni sismiche con correzione di Vesic. Tipo suolo B
- Rottura generale: non vengono applicate le correzioni di Terzaghi su angolo di resistenza al taglio e coesione

Allo stato di fatto si pone una stima del carico limite di progetto ipotizzando la realizzazione di fondazioni del tipo a platea con carico

Condizioni a contorno	Kg/cmq
Stima Carico Limite di progetto (E_d)	1.5

Ora si confronta il carico di progetto con la resistenza di progetto del terreno ridotto dal coefficiente parziale.

Il valore minimo di portanza si ottiene nella formulazione di HANSEN (1970), combinazione A1 M1 R3:

Condizioni a contorno	Kg/cmq
Resistenza di progetto del terreno (R_d)	2.40

In base a quanto sopra esposto si può affermare che i carichi di progetto sono inferiori alla resistenza di progetto del terreno

$$E_d \leq R_d$$

ne consegue che la **verifica della capacità portante è soddisfatta**.

Il programma di calcolo utilizzato consente anche di determinare in automatico la tipologia di rottura, di seguito indicata.

Condizioni a contorno	Meccanismo di rottura
$I_r = 1264$ $I_c = 218$ $I_r > I_c$	Rottura Generale

I cedimenti elastici correlati ai carichi in progetto sono pari a:

Cedimenti al centro della fondazione: 11 mm

Cedimenti al bordo: 4.1 mm

Cedimenti secondo Burland & Burbridge: 5.0 mm

Il terreno risulta non liquefacibile (Metodo C.N.R. da Seed & Idriss).

La costante di sottofondo (formula empirica di Bowles) è 4.14 kg/cm².

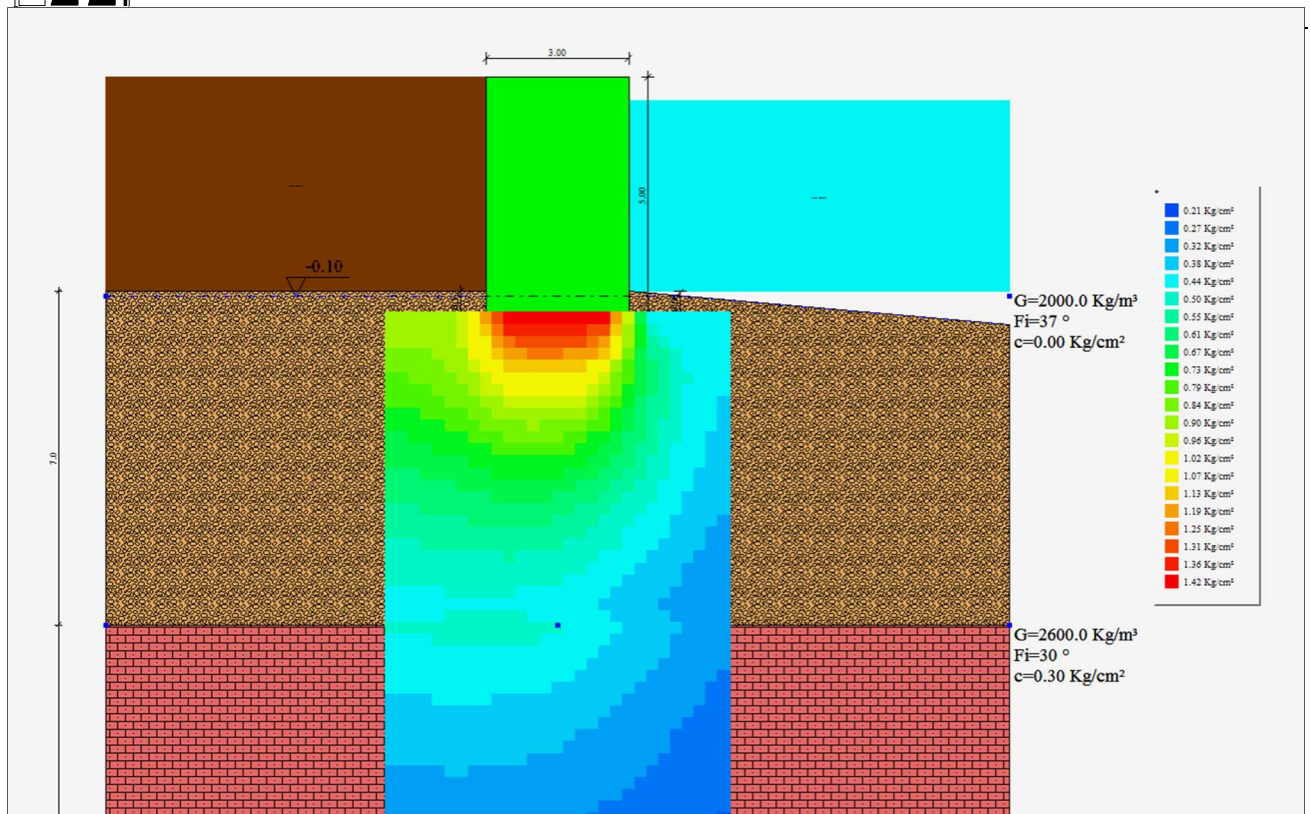


Figura 33: Mappa delle tensioni

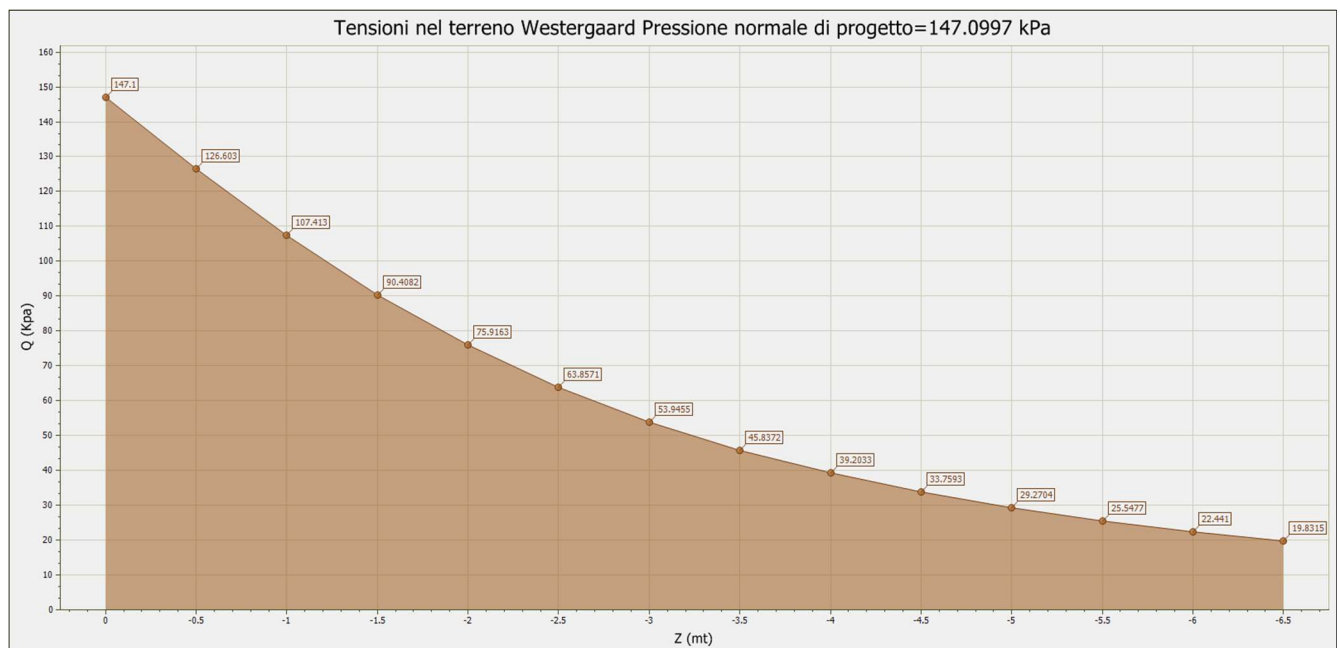


Figura 34: Tensione nel terreno secondo Westergaard

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	1.5	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	SISMA	1.5	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	1.5	0	0	0	0	0	Servizio	1
4	S.L.D.	1.5	0	0	0	0	0	Servizio	1

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2018)	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	yes	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	yes	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	yes	1	1	1	1	1	1	1
4	yes	1	1	1	1	1	1	1

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3	HANSEN (1970)	8.07	3.51	1.50	5.38	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.912	3.23
	TERZAGH I (1955)	13.67	5.94	1.50	9.12	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.912	5.47
	MEYERHOF F (1963)	14.80	6.43	1.50	9.87	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.912	5.92
	VESIC (1975)	10.37	4.51	1.50	6.91	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.912	4.15
	Brinch - Hansen 1970	10.36	4.50	1.50	6.9	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.912	4.14
*	Meyerhof and Hanna	5.52	2.40	1.50	3.68	Verificata	* Rottura generale;	4.14

						Ir=1264.81; Icrit=217.91 2		
SISMA	(1978)							
	HANSEN (1970)	8.07	3.51	1.50	5.38	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.91 2	3.23
	TERZAGH I (1955)	13.67	5.94	1.50	9.12	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.91 2	5.47
	MEYERHO F (1963)	14.80	6.43	1.50	9.87	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.91 2	5.92
	VESIC (1975)	10.37	4.51	1.50	6.91	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.91 2	4.15
	Brinch - Hansen 1970	10.36	4.50	1.50	6.9	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.91 2	4.14
Meyerhof and Hanna (1978)	5.52	2.40	1.50	3.68	Verificata	* Rottura generale; Ir=1264.81; Icrit=217.91 2	4.14	

8.9 Analisi di stabilità

8.9.1 Premessa

Per le verifiche di stabilità viene utilizzato apposito software “Slide” della Rockscience per le analisi all’equilibrio limite.

Le condizioni di calcolo sono le seguenti:

- Parametri geotecnici efficaci di progetto (approccio 1, combinazione 2);
- Spinta sismica ricavata allo SLC per categoria di suolo unica in classe “B”.

Nelle figure che seguono sono riportate le superfici relative al minimo fattore di sicurezza calcolato ed il corrispondente valore di questo fattore.

I calcoli sulle analisi di stabilità saranno condotti coerentemente secondo quanto indicato nelle NTC 2018.

Verranno di seguito eseguite le analisi sui deficit delle forze resistenti in condizioni sia statiche sia dinamiche nelle condizioni peggiori e quindi nello stato limite ultimo di collasso (SLC, $K_h = 0.078$; $K_v = 0.039$).

Per tale verifica si utilizza, secondo quanto esplicito dal NTC, l’Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), ricavando così i coefficienti parziali delle Azioni A, dei Parametri Geotecnici M e della Resistenza Globale del Sistema R, dalle tabelle sottostanti

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{nk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0
Resistenza alla compressione uniaxiale	q_u	γ_{qu}	1,0	1,6

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

In base a tali coefficienti si passa dai parametri caratteristici ai parametri di progetto dei materiali presi in esame.

Livello litologico	Parametri Caratteristici		Parametri di Progetto	
	Coesione (kPa)	Angolo	Coesione ridotta (kPa)	Angolo resist. taglio ridotto
Sabbie marine	0	36	0	30
Substrato roccioso	30	30	24	25
Nucleo	0	38	0	32
mantellata	0	44	0	38

Resta inoltre inteso che le opere di sostegno presenti vengono modellate come infinitamente resistenti, ossia localmente verificate da un punto di vista statico, nonché a comportamento monolitico.

Il F.S. pari o superiore a 1.1 per il raggiungimento della sicurezza rappresenta una proposta adottata in questa sede di calcolo. Tale valore è imposto dalla norma solo per quanto riguarda la verifica della stabilità dei fronti di scavo, ma rimane una scelta progettuale (e di tipo prestazionale). Un eventuale de/incremento di tale valore deve essere indicato e motivato da parte del progettista in rapporto alle esigenze prestazionali richieste dalla Committenza.

Le sezioni analizzate si riferiscono ovviamente alle sezioni maggiormente critiche presenti insito.

8.9.2 Stabilità sezione tipo cassoni

Figura 36: Sezione geologica DD di riferimento

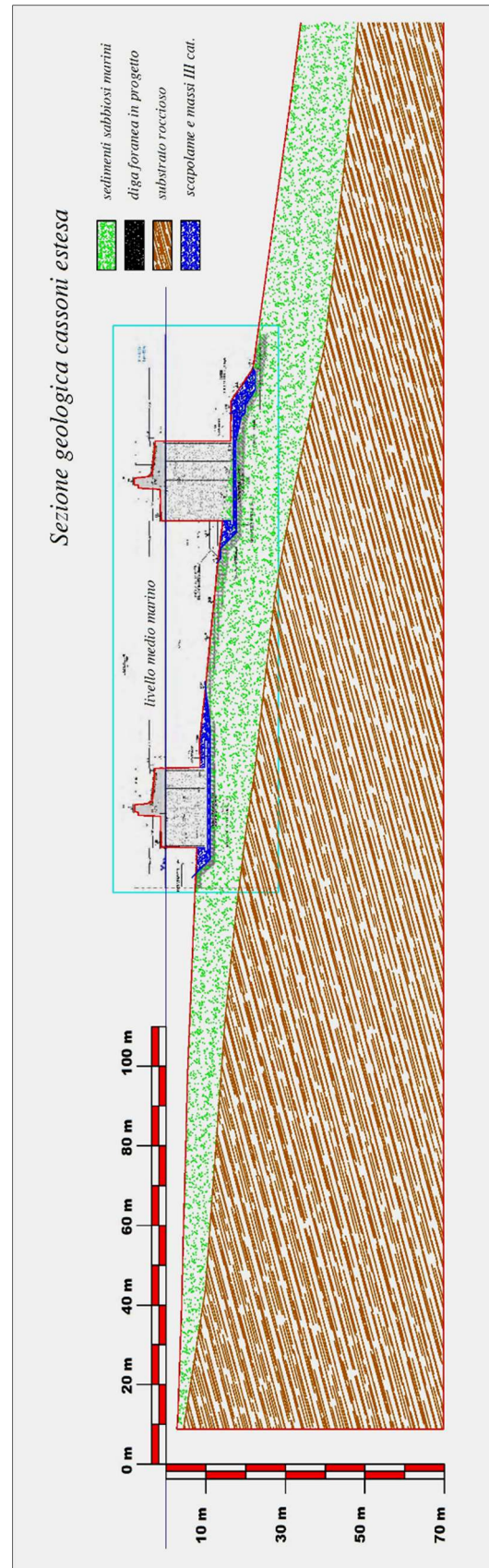


Figura 37: il F.S. in condizioni sismiche è pari a 1.4. Superfici di scivolamento con F.S. comunque maggiore di 1.28 possono svilupparsi per porzioni limitate al piede della diga foranea, nel materiale in massi di terza categoria.

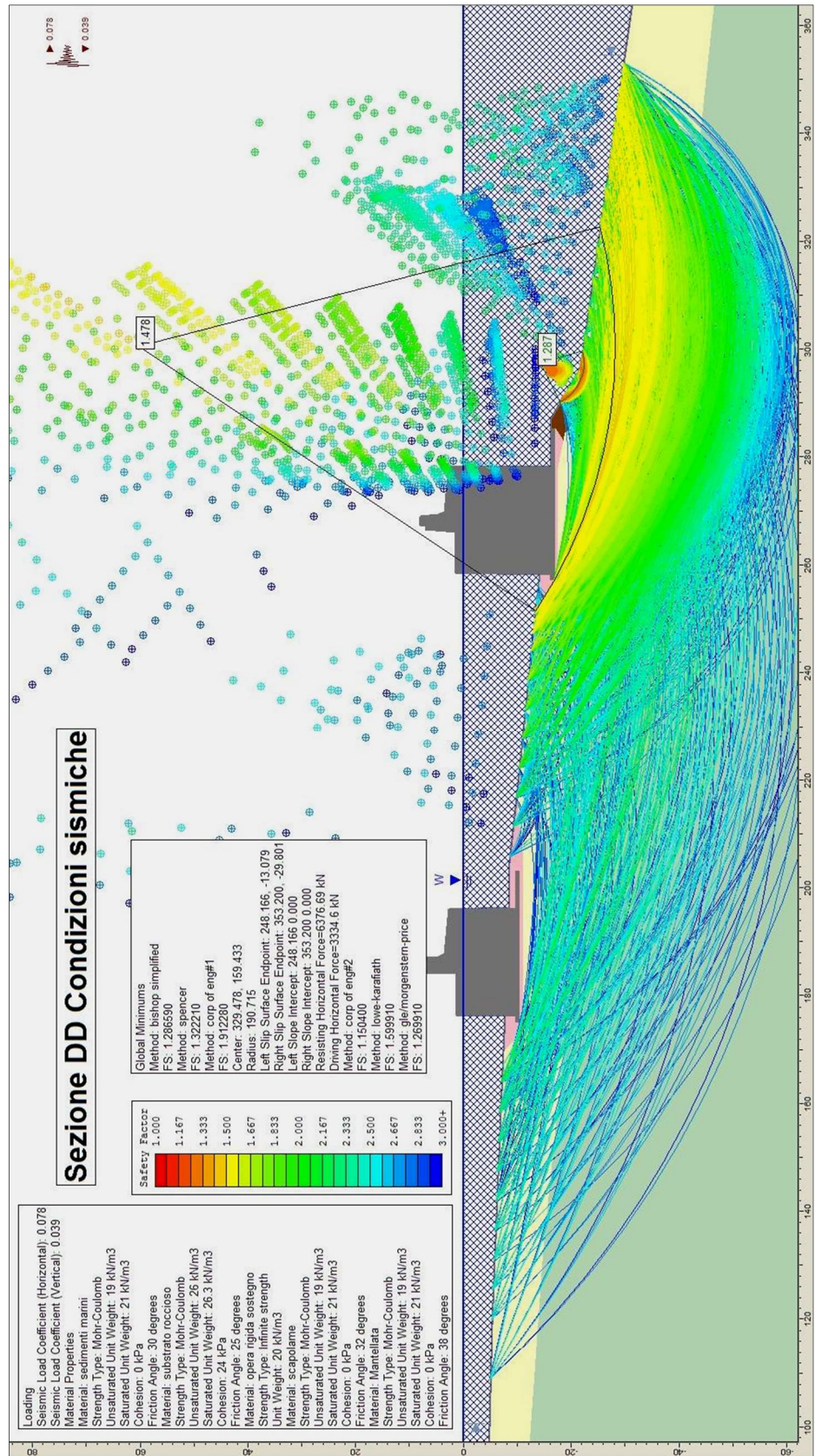
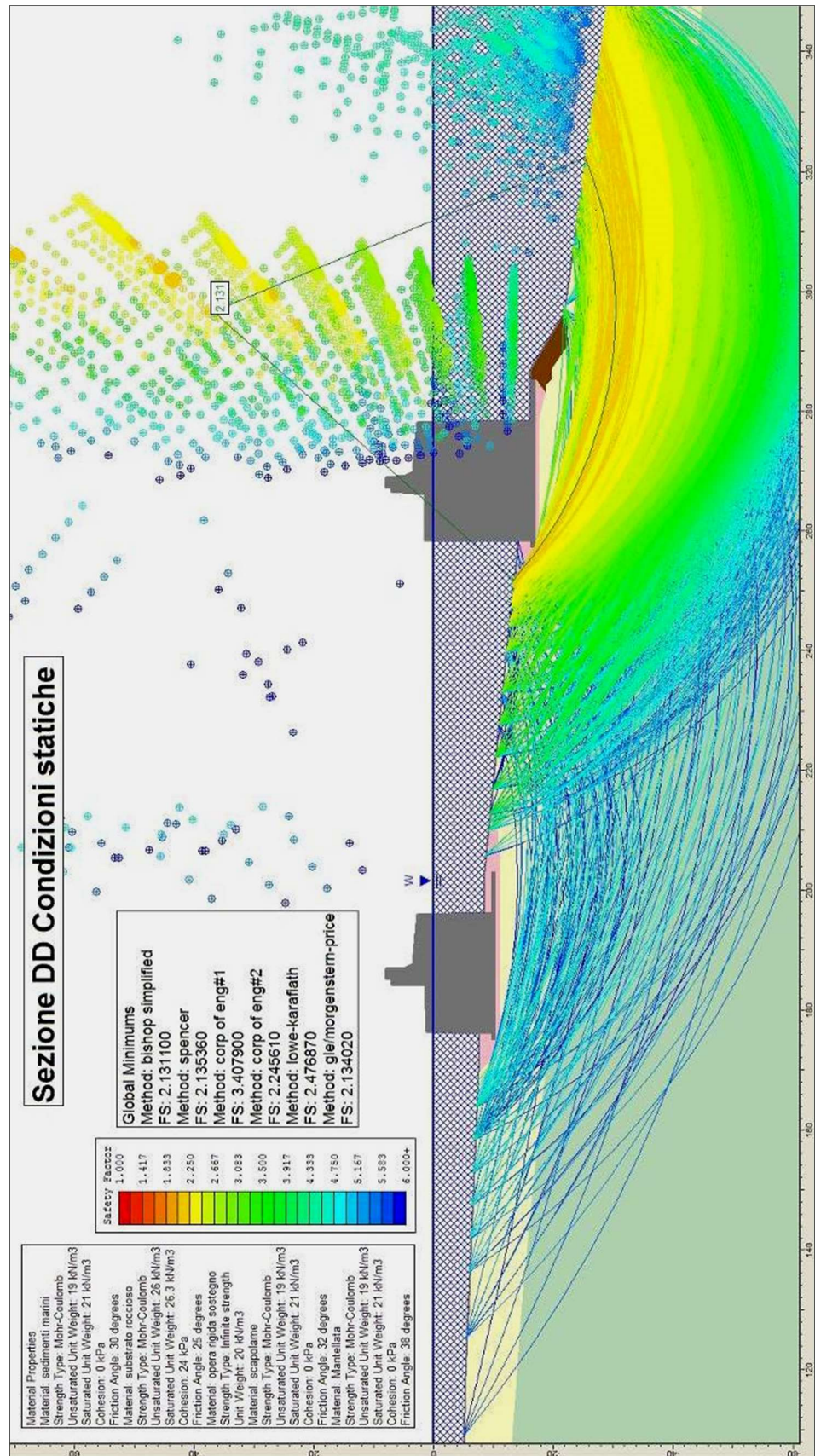


Figura 38: Il F.S. in condizioni statiche è pari a 2.13



8.10 Stabilità sezione tipo in massi naturali

Figura 39: Sezione 4-4 di riferimento

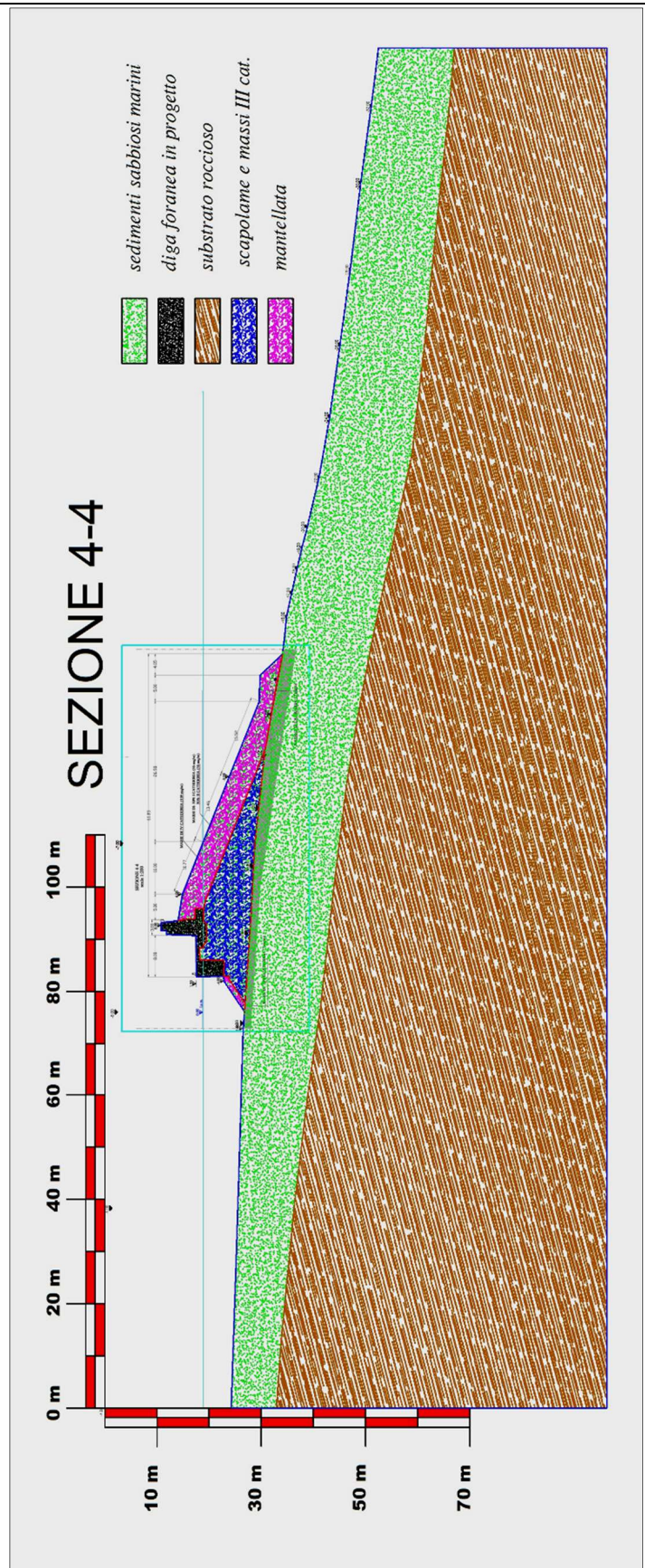


Figura 40: il F.S. in condizioni sismiche è pari a 1.27. Superfici di scivolamento con F.S. comunque maggiore di 1.1 possono svilupparsi per porzioni limitate al piede della diga foranea, nel materiale in massi di terza categoria.

Sotto la sezione di calcolo

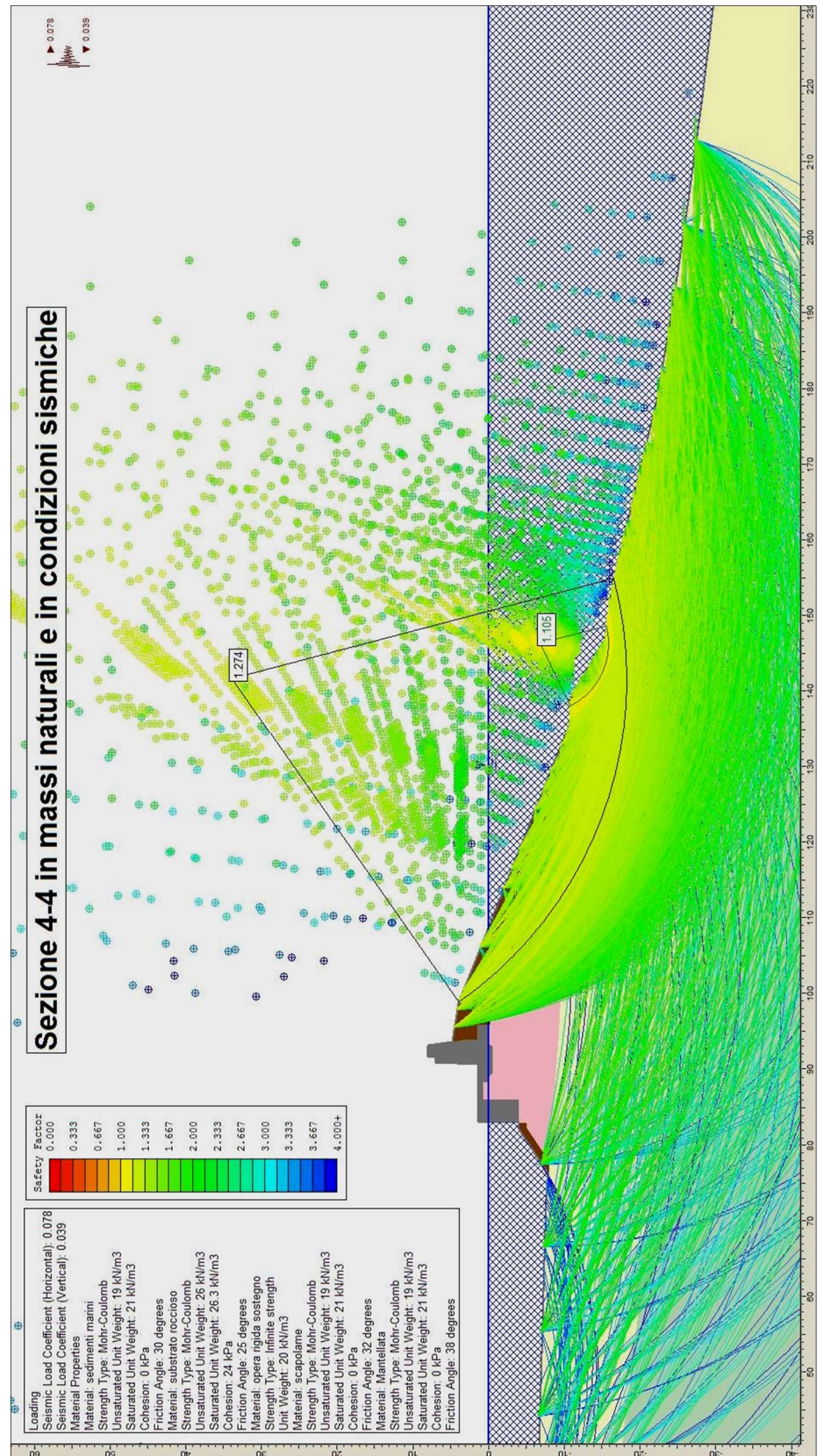
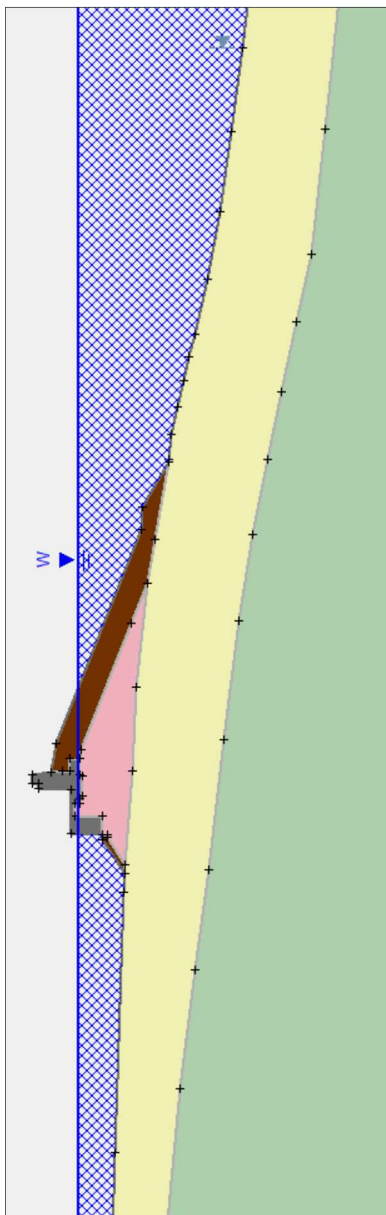
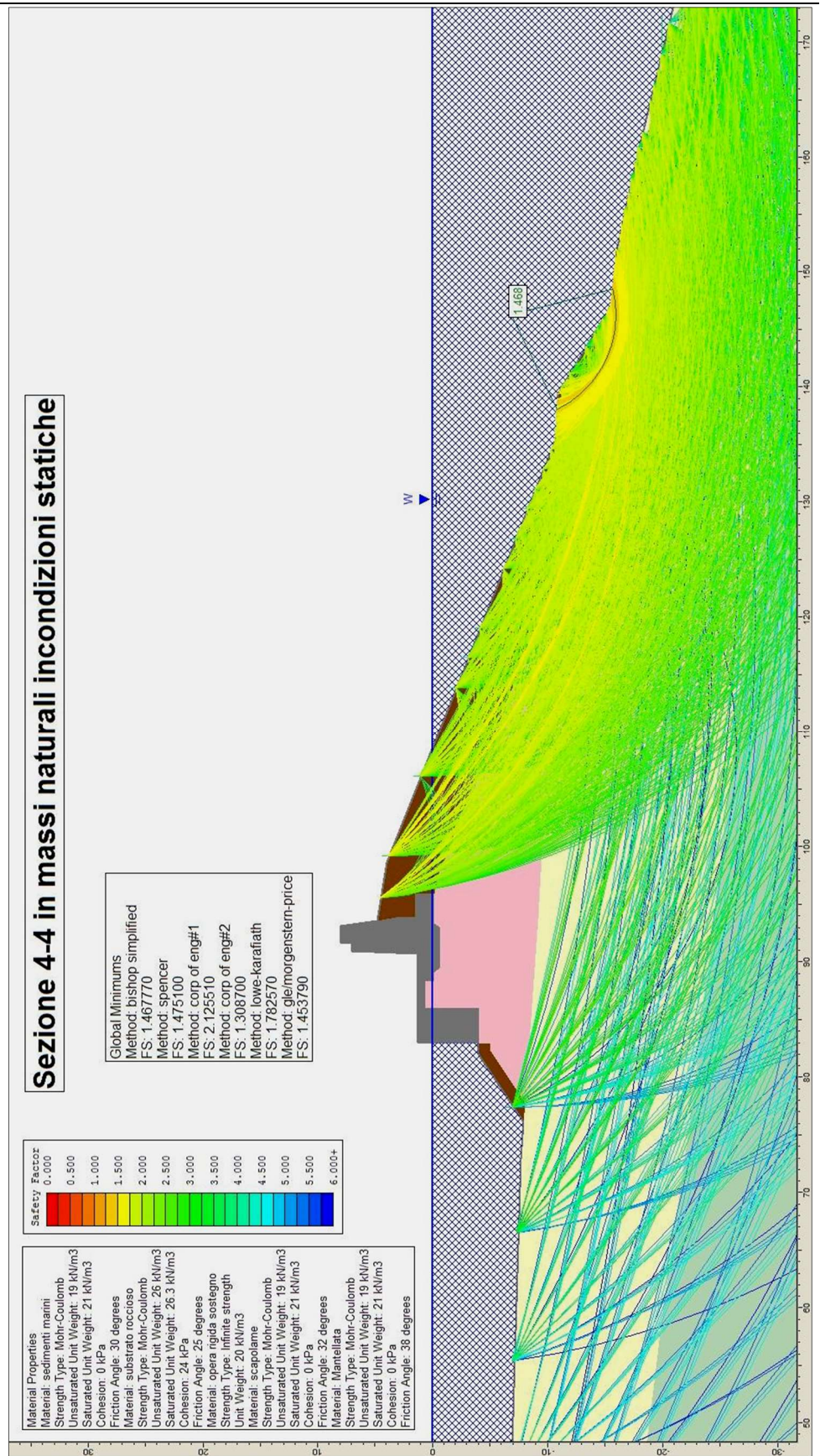


Figura 41: Il F.S. in condizioni statiche è superiore a 1.4 anche al piede della diga.



8.11 Criteri di contenimento della colmata

Il progetto prevede la demolizione parziale dell'attuale rilevato antropico ospitante il campo da calcio.

Il materiale di colmata grezzo è caratterizzato da una elevata percentuale di presenza di granulometrie fini, il cui versamento indiscriminato, sebbene a tergo delle opere di difesa e delle banchine portuali, comporterebbe un'elevata dispersione in mare di sedimenti limosi, con evidenti ripercussioni sulla biocenosi, oltre che sull'aspetto visivo dell'area, per intorbidamento superficiale.

Da ciò emerge la necessità di contenere la dispersione dei materiali fini mediante interposizione di sistemi filtranti, costituiti ad esempio da filtri granulari o da geotessili non tessuti.

Facendo riferimento ad una recente esperienza condotta dagli scriventi in Sanremo, relativa alla protezione della colmata di Pian di Poma, si evidenzia come mediante l'utilizzo di una geotessile non tessuto, sia riusciti ad eliminare il problema relativo alle forme di intorbidamento superficiale, immediatamente percepibili, e soprattutto, a migliorare sensibilmente le condizioni della prateria di posidonia antistante la colmata.

Il geotessile non tessuto utilizzato ha una massa areica pari a 600 gr/mq, è formato con fibre in fiocco di poliestere poiché, come è noto, essendo tale polimero di peso specifico maggiore dell'acqua (1.38 g/mc), si è evitato al problema di galleggiamento nelle fasi di posa in opera.

Le caratteristiche tecniche del geotessile non tessuto utilizzato rispondono in toto alle "Tabelle Sintetiche per il dimensionamento dei Geotessili nelle Applicazioni di Ingegneria Civile – sezione sistemi di drenaggio e filtrazione" a cura di ASSINGEO (Associazione Industrie Italiane Nontessuti Geotessili). Di seguito si riporta la tabella sintetica per il dimensionamento dei geotessili nontessuti da fiocco nella costruzione dei sistemi di drenaggio e filtrazione:

Caratteristiche	U.M.	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Apertura pori O_{90}	μm	120	100	80
Permeabilità normale	m/s	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$
CBR	KN	1.5	2.5	3.5
Resistenza alla trazione	KN/m	8	14	18
Deformazioe	%	50	50	50
Massa areaica	G/mq	150	250	350

Le caratteristiche rappresentate in tabella fanno riferimento agli standards europei in vigore (norme UNI EN ISO).

Si sottolinea infatti come la perdita di particelle limose sia dannosa soprattutto per l'ecosistema ospitato dalla prateria e solo funzionalmente alla salvaguardia di tale

sistema devono essere adottate misure precauzionali, indipendenti da qualunque altra formula quantitativa che definisca l'entità "accettabile" del rilascio.

Esistono esperienze sia in ambito nazionale, sia soprattutto internazionale, che hanno consentito di approntare un efficace metodo di dimensionamento per i filtri in geotessuto tessuto e non tessuto, oltre che, naturalmente, per i filtri in materiale granulare di tipo più tradizionale.

Come affermato da Mazzucato, moraci e Cazzuffi (1994), "nella progettazione e nella costruzione dei sistemi di rivestimento assumono particolare importanza le transizioni tra materiali aventi differenti caratteristiche meccaniche ed idrauliche interessate da un moto di filtrazione.

Per un dimensionamento corretto del filtro occorre prendere in considerazione i parametri caratteristici dei materiali interagenti (terreno base e filtro) e le condizioni a contorno di carattere idraulico e meccanico.

I parametri da considerare per il terreno da proteggere sono la distribuzione granulometrica, lo stato di addensamento, la permeabilità e il potenziale di migrazione delle particelle fini all'interno del terreno stesso e del filtro (instabilità o soffusione).

Per quanto attiene ai parametri caratteristici del filtro occorre considerare, nel caso dei filtri di materiale granulare, la distribuzione granulometrica e la permeabilità del materiale posto in opera e, nel caso dei geotessili, l'apertura caratteristica di filtrazione (O_f), nonché i coefficienti di permeabilità trasversale e longitudinale.

Una volta caratterizzato il terreno di base ed il filtro, quest'ultimo deve soddisfare sostanzialmente tre requisiti. Il primo, comunemente noto come "criterio di ritenzione", consiste nel prevenire, mediante una opportuna porometria, l'asportazione delle particelle fini del terreno di base; il secondo, noto come "criterio di permeabilità", deve garantire il libero passaggio del fluido senza provocare innalzamenti della pressione neutra all'interno del sistema filtrante; infine il terzo, noto come "criterio di autostabilità", garantisce al filtro una struttura stabile, affinché sotto l'azione di trascinamento esercitata dal fluido, lo stesso non subisca fenomeni di erosione.

Nel caso di filtri in materiale sintetico come i geotessili, è implicitamente verificata la stabilità interna del sistema filtrante.

In questo caso è però diverso il meccanismo di formazione della zona filtrante. Tale zona si genera tra il materiale base e la transizione stessa (Jappelli ed Altri, 1987) nel caso delle transizioni granulari, mentre nel caso del filtro di materiale geosintetico si forma all'interno del terreno di base (Lawson 1982).

Facendo riferimento ai filtri di geotessile nel caso di terreni di base uniformi (internamente stabili), la stabilità del sistema filtrante è vincolata alla stabilità dello scheletro solido (di per sé autofiltrante).

Nel caso di terreni internamente instabili le condizioni di stabilità del sistema filtrante sono raggiunte solo qualora si generi all'interno del terreno stesso da proteggere una ridistribuzione particellare tale da rendere il sistema filtrante internamente stabile.

L'utilizzo di geotessili con apertura di filtrazione troppo piccola può condurre, come evidenziato dalle esperienze condotte (Mazzucato, Moraci, 1990) a stati limite di occlusione superficiale (binding). In tale ottica si inseriscono i limiti inferiori dell'apertura caratteristica di filtrazione formulati, per il criterio di ritenzione, da alcuni ricercatori (Ogink, 1975; Schober-Teindl, 1979, CFGC, 1986), che però, sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, hanno limiti inferiori troppo bassi.

Quanto sopra si riferisce a condizioni di flusso unidirezionale e stazionario. Tuttavia i filtri protettivi dei rivestimenti in mare sono sottoposti a condizioni di flusso cicliche.

In questo caso alcune esperienze suggeriscono di utilizzare filtri con porometrie più strette.

Nel nostro caso il materiale all'interno del filtro si presenta con permeabilità dell'ordine di $1-3 \cdot 10^{-7}$ m/sec e risulta quindi di almeno TRE ordini di grandezza inferiore rispetto al sistema filtrante costituito dal geotessile non tessuto.

Secondo quanto suggerito dal Report 169 del CUR (1995) la stabilità dell'interfaccia di un filtro geotessile e la sua efficacia ai fini del criterio di ritenzione e di permeabilità, in condizioni di flusso ciclico e nel caso di suoli coesivi (ad elevata componente fine), deve rispondere alle seguenti caratteristiche:

Criterio di ritenzione	Criterio di permeabilità
$O_f / d_{10b} < 1.5 U_D$ $O_f / d_{50b} < 1$ $O_f < 0.5 \text{ mm}$	$k_f > k_b$

Ove, con riferimento ai dati granulometrici e tecnici dei materiali geotessili non tessuti sopra esposti:

pedice f = grandezza caratteristica del filtro;

pedice b = grandezza caratteristica del materiale di base (riempimento);

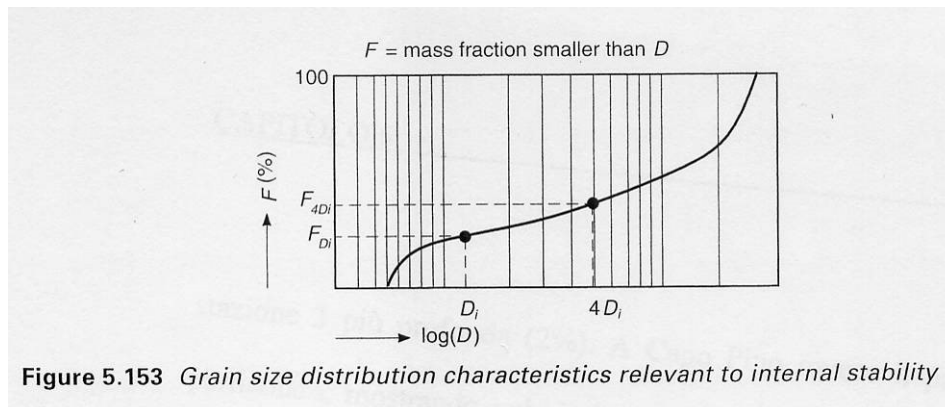
d_{10} = diametro corrispondente al peso del 10 % (curva granulometrica) = 0.001 mm;

d_{50} = diametro corrispondente al peso del 50 % (curva granulometrica) = 1.0 mm;

d_{60} = diametro corrispondente al peso del 60 % (curva granulometrica) = 1.6 mm;

O_f = diametro di filtrazione (O_{90}) del geotessile non tessuto = $80 \mu\text{m} = 0.08 \text{ mm}$

U_d = coefficiente di uniformità (d_{60} / d_{10}) vedi grafico;



Le disequazioni sopra definite, risolte per i valori esposti risultano:

Critério di ritenzione	Critério di permeabilità
$80 < 2400$	
$0.08 / < 1$	$10^{-4} \text{ m/sec} > 10^{-7} \text{ m/sec}$
$0.08 < 0.5$	

Si tenga presente che il criterio di permeabilità sopra applicato risulta molto spesso assai conservativo con i filtri di geotessile (Groot et Al. 1992).

In ogni caso i criteri sono ampiamente verificati.

Quanto sopra esposto ha permesso di identificare con certezza i parametri dimensionali atti a progettare un sistema di contenimento del materiale di colmata.

9. CONCLUSIONI

Nella presente relazione è stato delineato il quadro degli strumenti pianificatori normativi inerenti il sito, verificandone la compatibilità con l'opera.

Si è provveduto ad illustrare il quadro geologico generale dell'area, su cui si inseriscono gli approfondimenti locali costituiti dalla campagna d'indagine a terra e in mare.

I dati acquisiti hanno permesso una compiuta caratterizzazione dei terreni e una affidabile ricostruzione della geometria di sottosuolo, accanto alla precisazione del quadro sedimentologico locale, alla base dei modelli matematici riportati nella parte idraulica - marittima.

Tali dati hanno permesso di impostare le analisi di stabilità generale delle opere di progetto, nonché una prima verifica della capacità portante dei suoli, dei valori dei cedimenti e delle caratteristiche di liquefacibilità degli stessi in considerazione della classificazione sismica del Comune di Bordighera (III categoria).

Sanremo, 29/10/2018



Dott. Geol. Marco Abbo

10.ALLEGATO: ANALISI DI PORTANZA CASSONI

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	22.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	0.5 m
Altezza di incastro	0.5 m
Inclinazione pendio	5.0 °
Profondità falda	0.1
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.241
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consolid. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
15.0	2000.0	2100.0	37.0	0.0	0.0	550.0	0.0	0.26	0.0	0.0	sabbie marine
10.0	2600.0	2650.0	30.0	0.3	0.0	5000.0	0.0	0.35	0.0	0.0	substrato

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1	1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	10.5 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	4.56 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	3.2 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.28
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	4.2 Kg/cm ³
---------------------	------------------------

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	9.02
Fattore forma [Sc]	1.6
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.56
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.8
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.56
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.8
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	10.5 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.56 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15.52
Fattore [Nc]	28.77
Fattore [Ng]	12.76
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	29.63 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12.88 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	9.14
Fattore forma [Sc]	1.58
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.29
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.29
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	27.7 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12.05 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	14.04
Fattore forma [Sc]	1.6
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.56
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.56
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	24.04 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10.45 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	12.02
Fattore forma [Sc]	1.54
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.82
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.67
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	16.37 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7.12 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	14.03

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	3.0 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	39.02 Kg/cm ²

Incremento carico limite strato 1	2.22 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	1.44
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	39.02 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	16.96 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	9.02
Fattore forma [Sc]	1.6
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.56
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.8
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.56
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.8
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	10.5 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.56 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15.52
Fattore [Nc]	28.77
Fattore [Ng]	12.76
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	29.63 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12.88 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	9.14

Fattore forma [Sc]	1.58
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.29
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.29
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	27.7 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12.05 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	14.04
Fattore forma [Sc]	1.6
Fattore profondità [Dc]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.56
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.56
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	24.04 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10.45 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	23.57
Fattore [Ng]	12.02
Fattore forma [Sc]	1.54
Fattore profondità [Dc]	1.01

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.82
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.67
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	16.37 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7.12 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	14.03

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	3.0 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	39.02 Kg/cm ²

Incremento carico limite strato 1	2.22 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	1.44
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	39.02 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	16.96 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	3.2 Kg/cm ²
Spessore strato	15.0 m
Profondità substrato roccioso	15.0 m
Modulo Elastico	800.0 Kg/cm ²



Coefficiente di Poisson	0.26
<hr/>	
Coefficiente di influenza I1	0.2
Coefficiente di influenza I2	0.07
Coefficiente di influenza Is	0.25
<hr/>	
Cedimento al centro della fondazione	45.41 mm
<hr/>	
Coefficiente di influenza I1	0.08
Coefficiente di influenza I2	0.08
Coefficiente di influenza Is	0.13
Cedimento al bordo	12.2 mm
<hr/>	

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	3.2 Kg/cm ²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	5
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	70
Fattore di forma fs	0.961
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.004
Cedimento	17.685 mm
<hr/>	

11.ALLEGATO: ANALISI DI PORTANZA BANCHINA

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3.0 m
Lunghezza fondazione	5.0 m
Profondità piano di posa	0.5 m
Altezza di incastro	0.5 m
Inclinazione pendio	5.0 °
Profondità falda	0.1

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.241
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
7.0	2000.0	2100.0	37.0	0.0	0.0	550.0	0.0	0.26	0.0	0.0	sabbie marine
10.0	2600.0	2650.0	30.0	0.3	0.0	5000.0	0.0	0.35	0.0	0.0	substrato

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1	1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	5.52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto [Rd]	2.4 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1.5 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.68
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	4.14 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	47.38
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.45
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.8
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.8
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	8.07 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.51 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	53.8
Fattore [Nc]	70.07
Fattore [Ng]	62.0
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	13.67 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.94 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	53.27
Fattore forma [Sc]	1.48
Fattore profondità [Dc]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.24
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.24
Fattore profondità [Dg]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	14.8 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6.43 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	66.19
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.45
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	10.37 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.51 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	63.18
Fattore forma [Sc]	1.37
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.83
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.82
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	10.36 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.5 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	14.03

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	4.66

Carico limite strato 2 (qb)	30.33 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	5.52 Kg/cm ²

Incremento carico limite strato 1	13.28 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	9.86
Rapporto (q1/q2)	4.39

Carico limite	5.52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.4 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	47.38
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.45
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.8
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.8
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	8.07 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.51 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	53.8
Fattore [Nc]	70.07
Fattore [Ng]	62.0
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	13.67 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.94 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	53.27
Fattore forma [Sc]	1.48

Fattore profondità [Dc]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.24
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.24
Fattore profondità [Dg]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	14.8 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6.43 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	66.19
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.97
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.45
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	10.37 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.51 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	63.18
Fattore forma [Sc]	1.37
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	0.83
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	0.83
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.82
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	0.83
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	10.36 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.5 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	42.92
Fattore [Nc]	55.63
Fattore [Ng]	14.03

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	4.66

Carico limite strato 2 (qb)	30.33 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	5.52 Kg/cm ²

Incremento carico limite strato 1	13.28 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	9.86
Rapporto (q1/q2)	4.39

Carico limite	5.52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.4 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.5 Kg/cm ²
Spessore strato	7.0 m
Profondità substrato roccioso	7.0 m
Modulo Elastico	550.0 Kg/cm ²



Coefficiente di Poisson	0.26
<hr/>	
Coefficiente di influenza I1	0.5
Coefficiente di influenza I2	0.05
Coefficiente di influenza Is	0.53
<hr/>	
Cedimento al centro della fondazione	11.16 mm
<hr/>	
Coefficiente di influenza I1	0.33
Coefficiente di influenza I2	0.09
Coefficiente di influenza Is	0.39
Cedimento al bordo	4.1 mm
<hr/>	

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	1.5 Kg/cm ²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	5
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	42.5
Fattore di forma fs	1.181
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.009
Cedimento	5.041 mm
<hr/>	

12.ALLEGATO: ANALISI DI STABILITÀ IN CONDIZIONI SISMICHE SEZIONE DD CON CASSONI

Document Name

File Name: cassoni
sismico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An
Interactive Slope Stability
Program
Failure Direction: Left to
Right
Units of Measurement: SI
Units
Pore Fluid Unit Weight:
9.81 kN/m³
Groundwater Method:
Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore
Pressure: Off
Allow Ru with Water
Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-
random Seed
Random Number Seed:
10116
Random Number
Generation Method: Park and
Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
Corps of Engineers #1
Corps of Engineers #2
GLE/Morgenstern-Price
with interslice force function:
Half Sine
Lowe-Karafiath
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of
iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Auto
Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next
iteration: 50%
Composite Surfaces:
Disabled
Minimum Elevation: Not
Defined
Minimum Depth: 1.5

Loading

Seismic Load Coefficient
(Horizontal): 0.078
Seismic Load Coefficient
(Vertical): 0.039

Material Properties

Material: sedimenti marini
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: substrato roccioso
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
26 kN/m³
Saturated Unit Weight: 26.3
kN/m³
Cohesion: 24 kPa
Friction Angle: 25 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: opera rigida
sostegno

Strength Type: Infinite
strength
Unit Weight: 20 kN/m³

Material: scapolame
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Mantellata
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 38 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.286590
Center: 297.421, -14.353
Radius: 8.153
Left Slip Surface Endpoint:
290.118, -17.977
Right Slip Surface
Endpoint: 299.609, -22.206
Left Slope Intercept:
290.118 0.000
Right Slope Intercept:
299.609 0.000
Resisting Moment=570.161
kN-m
Driving Moment=443.156
kN-m

Method: spencer
FS: 1.322210
Center: 297.421, -14.353
Radius: 8.153

Left Slip Surface Endpoint:
290.118, -17.977
Right Slip Surface
Endpoint: 299.609, -22.206
Left Slope Intercept:
290.118 0.000
Right Slope Intercept:
299.609 0.000
Resisting Moment=585.945
kN-m
Driving Moment=443.156
kN-m
Resisting Horizontal
Force=62.5884 kN
Driving Horizontal
Force=47.3362 kN

Method: corp of eng#1
FS: 1.912280
Center: 329.478, 159.433
Radius: 190.715
Left Slip Surface Endpoint:
248.166, -13.079
Right Slip Surface
Endpoint: 353.200, -29.801
Left Slope Intercept:
248.166 0.000
Right Slope Intercept:
353.200 0.000
Resisting Horizontal
Force=6376.69 kN
Driving Horizontal
Force=3334.6 kN

Method: corp of eng#2
FS: 1.150400
Center: 295.924, -16.768
Radius: 5.285
Left Slip Surface Endpoint:
290.912, -18.446
Right Slip Surface
Endpoint: 297.281, -21.877
Left Slope Intercept:
290.912 0.000
Right Slope Intercept:
297.281 0.000
Resisting Horizontal
Force=42.8397 kN
Driving Horizontal
Force=37.239 kN

Method: lowe-karafiath
FS: 1.599910
Center: 316.017, 84.440
Radius: 117.275

Left Slip Surface Endpoint:
251.362, -13.402
Right Slip Surface
Endpoint: 346.386, -28.835
Left Slope Intercept:
251.362 0.000
Right Slope Intercept:
346.386 0.000
Resisting Horizontal
Force=7281.89 kN
Driving Horizontal
Force=4551.43 kN

Method: gle/morgenstern-
price
FS: 1.269910
Center: 297.421, -14.353
Radius: 8.153
Left Slip Surface Endpoint:
290.118, -17.977
Right Slip Surface
Endpoint: 299.609, -22.206
Left Slope Intercept:
290.118 0.000
Right Slope Intercept:
299.609 0.000
Resisting Moment=562.767
kN-m
Driving Moment=443.156
kN-m
Resisting Horizontal
Force=60.7787 kN
Driving Horizontal
Force=47.8608 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified
Number of Valid Surfaces:
7846
Number of Invalid Surfaces:
25
Error Codes:
Error Code -112 reported
for 25 surfaces

Method: spencer
Number of Valid Surfaces:
6183
Number of Invalid Surfaces:
1688
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 1203 surfaces

Error Code -111 reported
for 7 surfaces
Error Code -112 reported
for 478 surfaces

Method: corp of eng#1
Number of Valid Surfaces:
2403
Number of Invalid Surfaces:
5468
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 5468 surfaces

Method: corp of eng#2
Number of Valid Surfaces:
7485
Number of Invalid Surfaces:
386
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 95 surfaces
Error Code -112 reported
for 291 surfaces

Method: lowe-karafiath
Number of Valid Surfaces:
3270
Number of Invalid Surfaces:
4601
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 4178 surfaces
Error Code -111 reported
for 323 surfaces
Error Code -112 reported
for 100 surfaces

Method: gle/morgenstern-
price
Number of Valid Surfaces:
7248
Number of Invalid Surfaces:
623
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 135 surfaces
Error Code -112 reported
for 488 surfaces

Error Codes

The following errors were
encountered during the
computation:

13.ALLEGATO: ANALISI DI STABILITÀ IN CONDIZIONI STATICHE SEZIONE DD CON CASSONI

Document Name

File Name: cassoni
statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An
Interactive Slope Stability
Program
Failure Direction: Left to
Right
Units of Measurement: SI
Units
Pore Fluid Unit Weight:
9.81 kN/m³
Groundwater Method:
Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore
Pressure: Off
Allow Ru with Water
Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-
random Seed
Random Number Seed:
10116
Random Number
Generation Method: Park and
Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
Corps of Engineers #1
Corps of Engineers #2
GLE/Morgenstern-Price
with interslice force function:
Half Sine
Lowe-Karafiath
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of
iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Auto
Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next
iteration: 50%
Composite Surfaces:
Disabled
Minimum Elevation: Not
Defined
Minimum Depth: 1.5

Material Properties

Material: sedimenti marini
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: substrato roccioso
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
26 kN/m³
Saturated Unit Weight: 26.3
kN/m³
Cohesion: 24 kPa
Friction Angle: 25 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: opera rigida
sostegno
Strength Type: Infinite
strength
Unit Weight: 20 kN/m³

Material: scapolame
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Mantellata
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 38 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 2.131100
Center: 296.594, 36.731
Radius: 67.292
Left Slip Surface Endpoint:
251.760, -13.450
Right Slip Surface
Endpoint: 322.363, -25.431
Left Slope Intercept:
251.760 0.000
Right Slope Intercept:
322.363 0.000
Resisting Moment=401768
kN-m
Driving Moment=188526
kN-m

Method: spencer
FS: 2.135360
Center: 296.594, 36.731
Radius: 67.292

Left Slip Surface Endpoint:
251.760, -13.450
Right Slip Surface
Endpoint: 322.363, -25.431
Left Slope Intercept:
251.760 0.000
Right Slope Intercept:
322.363 0.000
Resisting Moment=402570
kN-m
Driving Moment=188526
kN-m
Resisting Horizontal
Force=5607.01 kN
Driving Horizontal
Force=2625.79 kN

Method: corp of eng#1
FS: 3.407900
Center: 325.945, 151.661
Radius: 182.178
Left Slip Surface Endpoint:
248.166, -13.079
Right Slip Surface
Endpoint: 348.430, -29.125
Left Slope Intercept:
248.166 0.000
Right Slope Intercept:
348.430 0.000
Resisting Horizontal
Force=5826.2 kN
Driving Horizontal
Force=1709.62 kN

Method: corp of eng#2
FS: 2.245610
Center: 312.423, 79.912
Radius: 111.809
Left Slip Surface Endpoint:
250.734, -13.339
Right Slip Surface
Endpoint: 341.274, -28.111
Left Slope Intercept:
250.734 0.000
Right Slope Intercept:
341.274 0.000
Resisting Horizontal
Force=6224.5 kN
Driving Horizontal
Force=2771.86 kN

Method: lowe-karafiath
FS: 2.476870
Center: 301.837, 43.133
Radius: 75.707

Left Slip Surface Endpoint:
251.504, -13.419
Right Slip Surface
Endpoint: 331.137, -26.674
Left Slope Intercept:
251.504 0.000
Right Slope Intercept:
331.137 0.000
Resisting Horizontal
Force=7022.31 kN
Driving Horizontal
Force=2835.16 kN

Method: gle/morgenstern-price

FS: 2.134020
Center: 296.594, 36.731
Radius: 67.292
Left Slip Surface Endpoint:
251.760, -13.450
Right Slip Surface
Endpoint: 322.363, -25.431
Left Slope Intercept:
251.760 0.000
Right Slope Intercept:
322.363 0.000
Resisting Moment=402317
kN-m
Driving Moment=188526
kN-m
Resisting Horizontal
Force=5605.78 kN
Driving Horizontal
Force=2626.87 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified
Number of Valid Surfaces:
9445
Number of Invalid Surfaces:
1
Error Codes:
Error Code -112 reported
for 1 surface

Method: spencer
Number of Valid Surfaces:
6681
Number of Invalid Surfaces:
2765
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 2052 surfaces

Error Code -111 reported
for 11 surfaces
Error Code -112 reported
for 702 surfaces

Method: corp of eng#1
Number of Valid Surfaces:
2449
Number of Invalid Surfaces:
6997
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 6986 surfaces
Error Code -111 reported
for 11 surfaces

Method: corp of eng#2
Number of Valid Surfaces:
8003
Number of Invalid Surfaces:
1443
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 739 surfaces
Error Code -111 reported
for 11 surfaces
Error Code -112 reported
for 693 surfaces

Method: lowe-karafiath
Number of Valid Surfaces:
3872
Number of Invalid Surfaces:
5574
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 4744 surfaces
Error Code -111 reported
for 461 surfaces
Error Code -112 reported
for 369 surfaces

Method: gle/morgenstern-price
Number of Valid Surfaces:
7285
Number of Invalid Surfaces:
2161
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 1442 surfaces
Error Code -111 reported
for 12 surfaces
Error Code -112 reported
for 707 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-108 = Total driving moment

or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).

-111 = safety factor equation did not converge

-112 = The coefficient M-Alpha = $\cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi_{hi})/F)$ < 0.2 for the final iteration of the safety factor calculation.

This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.

List of All Coordinates

Material Boundary

29.923	-4.376
65.033	-9.869
98.833	-12.369
133.033	-14.869
158.433	-17.369
178.933	-19.869
196.233	-22.369
218.533	-24.869
239.133	-27.369
254.033	-29.869
266.933	-32.369

278.633	-34.869
290.733	-37.369
302.233	-39.869
323.833	-42.369
348.533	-44.869
371.333	-47.369
406.450	-49.850

Material Boundary

176.134	-7.713
176.134	-9.644
175.076	-9.644
175.076	-10.463
203.161	-10.463
203.161	-9.689
196.296	-9.689
196.253	-8.492

Material Boundary

258.246	-14.241
258.160	-16.184
257.299	-16.184
257.299	-17.023
285.327	-17.023
285.327	-16.216

Material Boundary

248.109	-13.074
248.654	-13.653
251.477	-13.747
251.680	-14.059
255.330	-17.593
278.197	-17.552
283.200	-18.597
284.503	-18.869
285.349	-19.861
287.192	-19.861
291.190	-22.391
295.743	-22.369
296.547	-21.773

Material Boundary

169.692	-7.497
173.278	-11.081
205.047	-11.084
211.287	-10.510
216.271	-9.858

Material Boundary

283.200	-18.597
285.327	-17.023

External Boundary

29.923	-2.728
29.923	-4.376
29.923	-69.757
406.450	-69.757
406.450	-49.850
406.450	-36.812
365.265	-31.510
296.547	-21.773
287.135	-16.216
285.327	-16.216
278.362	-16.149
278.156	2.775
269.823	3.519
269.346	4.761
269.011	8.007
267.292	7.983
267.244	6.957
266.480	7.005
266.141	1.480
258.441	1.480
258.246	-14.241
251.392	-13.405
248.109	-13.074
216.271	-9.858
203.138	-8.456
196.253	-8.492
195.945	2.753
187.710	3.518
187.133	4.841
186.913	7.964
185.147	7.964
185.045	6.962
184.230	6.979
184.023	1.423
176.386	1.242
176.134	-7.713
169.692	-7.497
169.635	-7.495
166.261	-7.308
119.033	-5.369
100.133	-4.869
80.783	-4.369
61.433	-3.869
32.133	-2.869

Water Table

0.000	0.000
402.966	0.000

14.ALLEGATO: SEZIONE 4-4 INMASSI NATURALI IN CONDIZIONI SISMICHE

Document Name

File Name: diga naturale
sismico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An
Interactive Slope Stability
Program
Failure Direction: Left to
Right
Units of Measurement: SI
Units
Pore Fluid Unit Weight:
9.81 kN/m³
Groundwater Method:
Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore
Pressure: Off
Allow Ru with Water
Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-
random Seed
Random Number Seed:
10116
Random Number
Generation Method: Park and
Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
Corps of Engineers #1
Corps of Engineers #2
GLE/Morgenstern-Price
with interslice force function:
Half Sine
Lowe-Karafiath
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of
iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Auto
Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next
iteration: 50%
Composite Surfaces:
Disabled
Minimum Elevation: Not
Defined
Minimum Depth: 2.5

Loading

Seismic Load Coefficient
(Horizontal): 0.078
Seismic Load Coefficient
(Vertical): 0.039

Material Properties

Material: sedimenti marini
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: substrato roccioso
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
26 kN/m³
Saturated Unit Weight: 26.3
kN/m³
Cohesion: 24 kPa
Friction Angle: 25 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: opera rigida
sostegno
Strength Type: Infinite
strength
Unit Weight: 20 kN/m³

Material: scapolame
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Mantellata
Strength Type: Mohr-
Coulomb
Unsaturated Unit Weight:
19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21
kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 38 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.105030
Center: 146.306, -6.755
Radius: 9.241
Left Slip Surface Endpoint:
138.014, -10.832
Right Slip Surface
Endpoint: 148.656, -15.692
Left Slope Intercept:
138.014 -0.000
Right Slope Intercept:
148.656 -0.000
Resisting Moment=1073.44
kN-m
Driving Moment=971.413
kN-m

Method: spencer

FS: 1.134600
Center: 146.616, -6.561
Radius: 9.566
Left Slip Surface Endpoint:
138.057, -10.834
Right Slip Surface
Endpoint: 149.273, -15.751
Left Slope Intercept:
138.057 -0.000
Right Slope Intercept:
149.273 -0.000
Resisting Moment=1174.02
kN-m
Driving Moment=1034.75
kN-m
Resisting Horizontal
Force=106.814 kN
Driving Horizontal
Force=94.143 kN

Method: corp of eng#1
FS: 1.431060
Center: 149.068, 60.777
Radius: 76.385
Left Slip Surface Endpoint:
97.837, 4.120
Right Slip Surface
Endpoint: 147.625, -15.594
Left Slope Intercept: 97.837
4.120
Right Slope Intercept:
147.625 -0.000
Resisting Horizontal
Force=1290.49 kN
Driving Horizontal
Force=901.772 kN

Method: corp of eng#2
FS: 0.975980
Center: 145.792, -8.409
Radius: 7.563
Left Slip Surface Endpoint:
138.637, -10.861
Right Slip Surface
Endpoint: 148.030, -15.633
Left Slope Intercept:
138.637 -0.000
Right Slope Intercept:
148.030 -0.000
Resisting Horizontal
Force=87.6602 kN
Driving Horizontal
Force=89.8176 kN

Method: lowe-karafiath
FS: 1.235550

Center: 141.781, 42.373
Radius: 58.261
Left Slip Surface Endpoint:
97.837, 4.120
Right Slip Surface
Endpoint: 147.625, -15.594
Left Slope Intercept: 97.837
4.120
Right Slope Intercept:
147.625 -0.000
Resisting Horizontal
Force=1609.89 kN
Driving Horizontal
Force=1302.98 kN

Method: gle/morgenstern-
price

FS: 1.104240
Center: 146.306, -6.755
Radius: 9.241
Left Slip Surface Endpoint:
138.014, -10.832
Right Slip Surface
Endpoint: 148.656, -15.692
Left Slope Intercept:
138.014 -0.000
Right Slope Intercept:
148.656 -0.000
Resisting Moment=1072.67
kN-m
Driving Moment=971.413
kN-m
Resisting Horizontal
Force=101.379 kN
Driving Horizontal
Force=91.8094 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified
Number of Valid Surfaces:
6114
Number of Invalid Surfaces:
3
Error Codes:
Error Code -112 reported
for 3 surfaces

Method: spencer
Number of Valid Surfaces:
5982
Number of Invalid Surfaces:
135
Error Codes:

Error Code -108 reported
for 71 surfaces
Error Code -112 reported
for 64 surfaces

Method: corp of eng#1
Number of Valid Surfaces:
1779
Number of Invalid Surfaces:
4338
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 4320 surfaces
Error Code -111 reported
for 18 surfaces

Method: corp of eng#2
Number of Valid Surfaces:
6016
Number of Invalid Surfaces:
101
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 50 surfaces
Error Code -112 reported
for 51 surfaces

Method: lowe-karafiath
Number of Valid Surfaces:
2113
Number of Invalid Surfaces:
4004
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 3917 surfaces
Error Code -111 reported
for 84 surfaces
Error Code -112 reported
for 3 surfaces

Method: gle/morgenstern-
price
Number of Valid Surfaces:
6046
Number of Invalid Surfaces:
71
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 5 surfaces
Error Code -112 reported
for 66 surfaces

Error Codes

15.ALLEGATO: SEZIONE 4-4 INMASSI NATURALI IN CONDIZIONI SISMICHE

Document Name

File Name: diga naturale statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number
Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
Corps of Engineers #1
Corps of Engineers #2
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function:
Half Sine
Lowe-Karafiath
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next iteration: 50%
Composite Surfaces: Disabled
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 2.5

Material Properties

Material: sedimenti marini
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight: 19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: substrato roccioso
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight: 26 kN/m³
Saturated Unit Weight: 26.3 kN/m³
Cohesion: 24 kPa
Friction Angle: 25 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: opera rigida sostegno
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 20 kN/m³

Material: scapolame
Strength Type: Mohr-Coulomb

Unsaturated Unit Weight: 19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Mantellata
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight: 19 kN/m³
Saturated Unit Weight: 21 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 38 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.467770
Center: 146.250, -6.785
Radius: 9.189
Left Slip Surface Endpoint: 137.999, -10.832
Right Slip Surface Endpoint: 148.550, -15.682
Left Slope Intercept: 137.999 -0.000
Right Slope Intercept: 148.550 -0.000
Resisting Moment=1055.52 kN-m
Driving Moment=719.128 kN-m

Method: spencer
FS: 1.475100
Center: 146.250, -6.785
Radius: 9.189
Left Slip Surface Endpoint: 137.999, -10.832
Right Slip Surface Endpoint: 148.550, -15.682
Left Slope Intercept: 137.999 -0.000

Right Slope Intercept:
148.550 -0.000
Resisting Moment=1060.79
kN-m
Driving Moment=719.128
kN-m
Resisting Horizontal
Force=99.3474 kN
Driving Horizontal
Force=67.3496 kN

Method: corp of eng#1
FS: 2.125510
Center: 110.822, 11.663
Radius: 14.074
Left Slip Surface Endpoint:
99.176, 3.762
Right Slip Surface
Endpoint: 113.861, -2.078
Left Slope Intercept: 99.176
3.762
Right Slope Intercept:
113.861 -0.000
Resisting Horizontal
Force=262.628 kN
Driving Horizontal
Force=123.56 kN

Method: corp of eng#2
FS: 1.308700
Center: 145.910, -8.367
Radius: 7.655
Left Slip Surface Endpoint:
138.674, -10.862
Right Slip Surface
Endpoint: 148.254, -15.654
Left Slope Intercept:
138.674 -0.000
Right Slope Intercept:
148.254 -0.000
Resisting Horizontal
Force=87.2491 kN
Driving Horizontal
Force=66.6687 kN

Method: lowe-karafiath
FS: 1.782570
Center: 142.617, 41.662
Radius: 57.650
Left Slip Surface Endpoint:
99.176, 3.762
Right Slip Surface
Endpoint: 148.550, -15.682
Left Slope Intercept: 99.176
3.762

Right Slope Intercept:
148.550 -0.000
Resisting Horizontal
Force=1475.57 kN
Driving Horizontal
Force=827.776 kN

Method: gle/morgenstern-price
FS: 1.453790
Center: 146.250, -6.785
Radius: 9.189
Left Slip Surface Endpoint:
137.999, -10.832
Right Slip Surface
Endpoint: 148.550, -15.682
Left Slope Intercept:
137.999 -0.000
Right Slope Intercept:
148.550 -0.000
Resisting Moment=1045.46
kN-m
Driving Moment=719.128
kN-m
Resisting Horizontal
Force=98.2695 kN
Driving Horizontal
Force=67.5952 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified
Number of Valid Surfaces:
5601
Number of Invalid Surfaces:
11
Error Codes:
Error Code -112 reported
for 11 surfaces

Method: spencer
Number of Valid Surfaces:
5396
Number of Invalid Surfaces:
216
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 171 surfaces
Error Code -111 reported
for 8 surfaces
Error Code -112 reported
for 37 surfaces

Method: corp of eng#1

Number of Valid Surfaces:
919
Number of Invalid Surfaces:
4693
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 4669 surfaces
Error Code -111 reported
for 24 surfaces

Method: corp of eng#2
Number of Valid Surfaces:
5357
Number of Invalid Surfaces:
255
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 206 surfaces
Error Code -111 reported
for 31 surfaces
Error Code -112 reported
for 18 surfaces

Method: lowe-karafiath
Number of Valid Surfaces:
1350
Number of Invalid Surfaces:
4262
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 4180 surfaces
Error Code -111 reported
for 80 surfaces
Error Code -112 reported
for 2 surfaces

Method: gle/morgenstern-price
Number of Valid Surfaces:
5503
Number of Invalid Surfaces:
109
Error Codes:
Error Code -108 reported
for 61 surfaces
Error Code -111 reported
for 9 surfaces
Error Code -112 reported
for 39 surfaces

Error Codes

The following errors were
encountered during the
computation:

16.INDICE FIGURE

Figura 1: Stralcio carta della suscettività al dissesto Tav. n° 15 Variante sostanziale approvata con D.C.P. n° 86 del 18/12/2014.....	5
Figura 2: Stralcio della Carta delle fasce fluviali Tav. n° 13, Variante approvata con D.G.P. n° 349 del 27/08/2008.....	6
Figura 3: Dividente demaniale. Geoportale Regione Liguria.....	9
Figura 4: Stralcio della Carta del Reticolo Idrografico Regionale. In azzurro marcato le acque “pubbliche”.	9
Figura 5: Siti protetti d’interesse comunitario	11
Figura 8: Stralcio carta geologica	13
Figura 9: Legenda Carta Geologica.....	14
Figura 10: Ubicazione sondaggi meccanici.....	17
Figura 11: Fuso granulometrico complessivo dei campioni prelevati nei sondaggi meccanici sul corpo di colmata	30
Figura 12: Prova TXT1.....	33
Figura 13: Prova TXT 2.....	33
Figura 14: Prova TXT n° 3	34
Figura 15: Rotte seguite per il prelievo dei campioni alle batimetrie prestabilite.....	36
Figura 16: Isopache dello spessore dei sedimenti marini	37
Figura 17: Isopache profondità substrato roccioso	38
Figura 18: Tavola G1. Insieme dei dati statistici resi disponibile dalla campagna d’indagine sedimentologica nell’area.	44
Figura 19: Linea di costa (in giallo) al 1944	48
Figura 20: Dopo la creazione delle principali opere antropiche costiere (1973, 1983; 1993; 2003; 2013), l’evoluzione della linea di costa è estremamente limitata, con tendenze erosive tranne che a Capo S. Ampeglio.....	48
Figura 21: Planimetria con ubicazione delle sezioni geologiche	57
Figura 22: Ubicazione prove HVSR dell’Ottobre 2018	61
Figura 23: CORRELAZIONE VS - Hz per HVSR - (Calcolo empirico per determinare la stratigrafia tramite un sondaggio HVSR).....	65
Figura 24: Grafico della registrazione HVSR 1	66
Figura 25: Grafico della registrazione HVSR 2	66
Figura 26: Grafico HVSR 1 rotate	67
Figura 27: Grafico HVSR 2 rotate	67
Figura 28: Elaborazione con Dinwier della prova HVSR1 (il colore rosso indica i valori più probabili e con errore più basso)	68
Figura 29: Elaborazione con Dinwier della prova HVSR2 (il colore rosso indica i valori più probabili e con errore più basso)	68
Figura 30: Verifica della corrispondenza fra i risultati delle prove HVSR e le stratigrafie dedotte dai sondaggi meccanici.....	70
Figura 31: quadro riassuntivo dei parametri sismici.....	73
Figura 32: Mappa delle tensioni.....	78
Figura 33: Tensione nel terreno secondo Westergaard.....	78

Figura 34: Sezione tipo di riferimento diga a cassoni	81
Figura 35: Mappa delle tensioni.....	83
Figura 36: Tensione nel terreno secondo Westergaard.....	83
Figura 37: Sezione tipo banchina	86
Figura 38: Sezione geologica DD di riferimento.....	89
Figura 39: il F.S. in condizioni sismiche è pari a 1.4. Superfici di scivolamento con F.S. comunque maggiore di 1.28 possono svilupparsi per porzioni limitate al piede della diga foranea, nel materiale in massi di terza categoria.....	90
Figura 40: Il F.S. in condizioni statiche è pari a 2.13	91
Figura 41: Sezione 4-4 di riferimento	92
Figura 42: il F.S. in condizioni sismiche è pari a 1.27. Superfici di scivolamento con F.S. comunque maggiore di 1.1 possono svilupparsi per porzioni limitate al piede della diga foranea, nel materiale in massi di terza categoria.....	93
Figura 43: Il F.S. in condizioni statiche è superiore a 1.4 anche al piede della diga.	94