



COMUNE DI CETRARO



MESSA IN SICUREZZA BACINO E MIGLIORAMENTO FUNZIONALITÀ AREA PORTUALE

Progetto Definitivo

B – RILIEVI ED INDAGINI

B.03

RELAZIONE GEOLOGICA

Data:

29-07-2019

Scala:

PROGETTAZIONE:



Architetto
MICHELE GONINO
Geologo
CATERINA CUCINOTTA

PROJECT MANAGER

ing. Antonino Sutera



PROGETTISTI

ing. Giuseppe Bernardo
arch. Michele Gonino
ing. Massimo Tondello
ing. Pasquale Filicetti
ing. Gianfranco Crudo

GEOLOGO

geol. Caterina Cucinotta

GRUPPO DI LAVORO

ing. Giuseppe Cutrupi
ing. Roberta Chiara De Clario
ing. Stefania Ferlazzo
ing. Simone Fiumara
arch. Francesca Gangemi
arch. Emanuela Panarello
ing. Silvia Beriotto
ing. Nicola Sguotti

REVISIONI	Rev. n°	Data	Motivazione

R.U.P.

Visti/Approvazioni

ing. F. Antonuccio

Codice elaborato:

DNC120_PD_B.03_2019-07-10_R0_REL GEOLOGICA_CCN.pdf

RELAZIONE GEOLOGICA



COMMITTENTE: COMUNE DI CETRARO	N° RIF.: SGA/Pb/07/2019	
OGGETTO: STUDIO GEOLOGICO-TECNICO, SISMICO E SEDIMENTOLOGICO PORTO DI CETRARO MESSA IN SICUREZZA BACINO E MIGLIORAMENTO FUNZIONALITA' AREA PORTUALE	REDATTORE: 	
LOCALITA': COMUNE DI CETRARO (CS)	DATA: LUG 2019	REV: FIN



STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895
e mail: geologicocucinotta@gmail.com

La riproduzione anche parziale del presente documento deve essere autorizzata dall'autore



INDICE

1 – PREMESSA	PAG.	5
2 – QUADRO GEOLOGICO	PAG.	9
2.1 – LINEAMENTI GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI		10
2.1.1 – CARATTERI GEOLOGICO-STRUTTURALI		10
2.1.2 – CARATTERI GEOLITOLOGICI LOCALI		12
2.1.2 – CENNI IDROGEOLOGICI LOCALI		15
2.2 – LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI E CLIMATICI		18
2.2.1 – DINAMICA DEI VERSANTI E DISSESTO GEOLOGICO-IDRAULICO		18
2.2.2 – CENNI CLIMATICI E PROCESSI GEOMORFICI		21
2.2.3 – DINAMICA LITORANEA ED EVOLUZIONE COSTIERA		24
2.2.4 – VARIAZIONI DEL REGIME LITORANEO INDOTTE DAL PORTO DI CETRARO		25
3 – QUADRO GEOLOGICO-TECNICO E SEDIMENTOLOGICO	PAG.	32
3.1 – INDAGINI IN SITO E IN LABORATORIO		33
3.1.1 – PROVE PENETROMETRICHE E RAPPORTO N_{SPT}/N_{30DPSH}		34
3.1.2 – PROVE DH E PROFILO SISMICO		38
3.1.3 – PROVE HVSR E PROFONDITÀ DEL <i>BEDROCK</i>		38
3.1.4 – PROVE DI LABORATORIO		39
3.2 – CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA		40
3.2.1 – PROFILO LITO-STRATIGRAFICO		40
3.2.2 – PROFILO PENETROMETRICO		40
3.2.3 – PROFILO GRANULOMETRICO		43
3.2.4 – PROFILO SISMO-STRATIGRAFICO		45
3.2 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA		47
3.2.1 – CRITERI E METODI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA		48
3.2.2 – PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI DI COPERTURA		51
3.2.3 – CRITERI E METODI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA		54
3.2.4 – PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI DI SUBSTRATO		59
3.2.5 – PROFILO GEOTECNICO/GEOMECCANICO: VALORI MEDI E CARATTERISTICI		60
3.3 – CARATTERIZZAZIONE SEDIMENTOLOGICA		65
3.3.1 – INDAGINI SEDIMENTOLOGICHE ED ELABORAZIONE DEI DATI		65
3.3.2 – RELAZIONI TRA INDICI STATISTICO-SEDIMENTOLOGICI		72
3.3.3 – RELAZIONI INDICI SEDIMENTOLOGICI-AMBIENTE DI SEDIMENTAZIONE		77
3.3.4 – RELAZIONI INDICI SEDIMENTOLOGICI-DINAMICA LITORANEA		79
3.3.5 – SEDIMENTOLOGICA APPLICATA AL RIPASCIMENTO ARTIFICIALE		80
4 – QUADRO GEO-SISMICO	PAG.	83
4.1 – SISMOTETTONICA E SISMICITÀ STORICA		84
4.1.1 – CENNI SISMO-TETTONICI E ZONAZIONE SISMOGENETICA		84
4.1.2 – SISMICITÀ STORICA		87
4.2 – PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE		92



4.3 – PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	95
4.3.1 – EFFETTI DI SITO	96
4.3.2 – EFFETTI LOCALI	98
4.3.3 – PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO (SITING)	103
4.4 – RISPOSTA SISMICA LOCALE	105
4.4.1 – VELOCITÀ SISMICA EQUIVALENTE	105
4.4.2 – CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	108
4.4.3 – COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE S_S E S_T	111
4.3 – STABILITÀ SISMICA DEL SITO	113
5 – MODELLO GEOLOGICO-TECNICO E SISMICO E CONCLUSIONI	PAG. 115

FIGURE PRINCIPALI

1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	PAG. 5
2) SCHEMA TETTONICO	10
3) CARTA GEOLOGICA	13
4) PRINCIPALI COMPLESSI IDROGEOLOGICI	15
5) CARTA DELLE FRANE	19
6) MAPPA DEL RISCHIO IDRAULICO	20
7) CARTA SEDIMENTOLOGICA E DELL'EVOLUZIONE COSTIERA	26
8) EVOLUZIONE COSTIERA ED AREE A RISCHIO	27
9) EVOLUZIONE STORICA DEL PORTO DI CETRARO	29
10) CARTA DELLE INDAGINI ESEGUITE	34
11) PROFILI LITO-STRATIGRAFICI	41
12) PROFILO PENETROMETRICO NELL'AREA PORTUALE	42
13) PROFILO PENETROMETRICO NELL'AREA DELLO SVINCOLO STRADALE	43
14) PROFILO GRANULOMETRICO NELL'AREA PORTUALE	43
15) PROFILO SISMO-STRATIGRAFICO	45
16) PROFILO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	47
17) PROFILO DEL PESO DI VOLUME NEL DEPOSITO COSTIERO	53
18) PROFILO GEOTECNICO DEI VALORI CARATTERISTICI CAUTELATIVI	64
19) DIAMETRO MEDIO IN SENSO LONGITUDINALE ALLA COSTA	69
20) CLASSAZIONE IN SENSO LONGITUDINALE ALLA COSTA	69
21) ASIMMETRIA IN SENSO LONGITUDINALE ALLA COSTA	69
22) KURTOSIS IN SENSO LONGITUDINALE ALLA COSTA	70
23) DIAMETRO MEDIO IN SENSO TRASVERSALE ALLA COSTA	70
24) CLASSAZIONE IN SENSO TRASVERSALE ALLA COSTA	71
25) ASIMMETRIA IN SENSO TRASVERSALE ALLA COSTA	71
26) KURTOSIS IN SENSO TRASVERSALE ALLA COSTA	71
27) ZONA SOPRAFLUTTO: RELAZIONI Mz-So	72
28) ZONA SOPRAFLUTTO: RELAZIONI Mz-Sk	73
29) ZONA SOPRAFLUTTO: RELAZIONI Mz-Kg	73
30) IMBOCCATURA PORTO: RELAZIONI Mz-So	74
31) IMBOCCATURA PORTO: RELAZIONI Mz-Sk	74
32) IMBOCCATURA PORTO: RELAZIONI Mz-Kg	75



33) ZONA SOTTOFLUTTO: RELAZIONI Mz-SO	75
34) ZONA SOTTOFLUTTO: RELAZIONI Mz-Sk	76
35) ZONA SOTTOFLUTTO: RELAZIONI Mz-Kg	76
36) DIAGRAMMI SO/Sk PER L'AMBIENTE DI SEDIMENTAZIONE	78
37) DIAGRAMMI Kg/Sk PER L'EVOLUZIONE DELLA SPIAGGIA	79
38) ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9	86
39) CARTA DELLE FAGLIE ATTIVE E CAPACI	86
40) MODELLO SISMOGENETICO DELLA CALABRIA	87
41) FORTI TERREMOTI STORICI IN CALABRIA	89
42) MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	92
43) RELAZIONI DISTANZA EPICENTRALE-MAGNITUDO PER FRANE E LIQUEFAZIONI	102
44) CARTA DELLA FREQUENZA DI PICCO DEL SOTTOSUOLO	107
45) CARTA DELLA PROFONDITÀ DEL <i>BEDROCK</i>	107
46) CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO (NTC-2018)	110
47) PROFILO DELLA SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	114
48) MODELLO GEOLOGICO-TECNICO E SISMICO DEL SITO	116

TABELLE PRINCIPALI

	PAG.	
1) CLASSIFICAZIONE IDROGEOLOGICA	16	
2) PROVE IN SITU ESEGUITE	33	
3) PARAMETRI GRANULOMETRICI DEL DEPOSITO COSTIERO	44	
4) PARAMETRI FISICI DEI TERRENI DI COPERTURA	52	
5) $N_{1,60}$ E DENSITÀ RELATIVA DEI TERRENI DI COPERTURA	52	
6) PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI DI COPERTURA	52	
7) PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEI TERRENI DI COPERTURA	54	
8) INDICI GEOMECCANICI DI CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI DI SUBSTRATO	59	
9) PARAMETRI FISICI (PESO DI VOLUME) DEI TERRENI DI SUBSTRATO	59	
10) PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO E DEFORMABILITÀ DEI TERRENI DI SUBSTRATO	59	
11) AREA PORTUALE: VALORI MEDI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	60	
12) SVINCOLO STRADALE: VALORI MEDI DEI PARAMETRI GEOTECNICI/GEOMECCANICI	60	
13) AREA PORTUALE: VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI A CONFRONTO	62	
14) SVINCOLO STRADALE: VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI/GEOMECCANICI A CONFRONTO	63	
15) CLASSIFICAZIONE DELLA SPIAGGIA IN BASE AGLI INDICI STATISTICO-SEDIMENTOLOGICI	80	
16) FATTORI DI RIEMPIMENTO E RIPASCIMENTO PER LA ZONA SOTTOFLUTTO	81	
17) STORIA SISMICA DI CETRARO	88	
18) PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	93	
19) SPOSTAMENTO MASSIMO AL SUOLO	94	
20) ZONAZIONE SISMICA DEL SITO	104	
21) PROFONDITÀ DEL <i>BEDROCK</i> E INDICE DI VULNERABILITÀ K_g	106	
22) AREA PORTUALE: CALCOLO V_{s30}	108	
23) AREA SVINCOLO STRADALE: CALCOLO $V_{s,eq}$ E V_{s30}	108	
24) ACCELERAZIONE SISMICA AL SUOLO ($T_r = 475$ ANNI)	112	
25) FATTORE DI SICUREZZA A LIQUEFAZIONE	114	



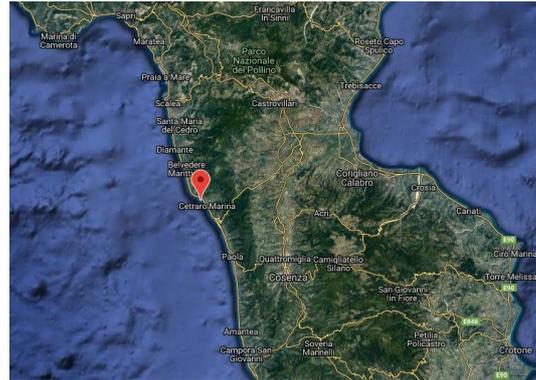
1 – PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i risultati di uno studio geologico-tecnico, sedimentologico e sismico a supporto del progetto esecutivo della **“Messa in sicurezza del bacino e miglioramento dell’area portuale”**, del porto turistico-peschereccio di Cetraro, sito nel comune omonimo e localizzato nella cala naturale sottesa a Punta La Testa.

Fig. 1)

Inquadramento geografico

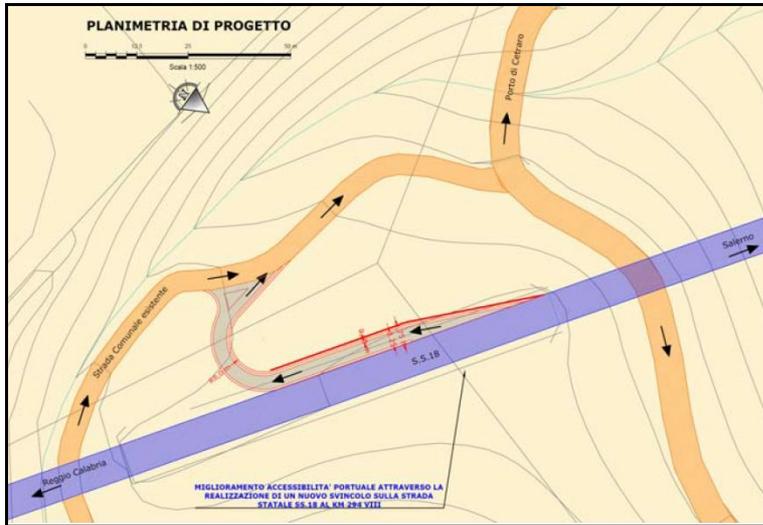
Lat 39,529151 Long 15,919734



Localizzazione dell’area portuale (sito A) e area dello svincolo stradale (sito B)

Gli interventi in progetto, in sintesi, consistono nella riqualificazione, messa in sicurezza e adeguamento della dotazione infrastrutturale e logistica portuale, tra cui:

- messa in sicurezza dall’insabbiamento dei fondali dell’imboccatura portuale, riduzione dell’agitazione interna, realizzazione di pontili fissi e dragaggio dei fondali;
- riqualificazione accessi, percorsi ed impianti portuali, compresa la realizzazione di edifici e strutture di servizio al porto;
- miglioramento dell’accessibilità portuale di *“ultimo miglio”*, attraverso la realizzazione di un nuovo svincolo da nord, in aderenza alla S.S. 18 (Tirrena Inferiore), e con un collegamento immediato con la strada esistente per il porto.



Planimetria dello svincolo stradale

Per l'inquadramento geografico dell'area portuale e dello svincolo stradale si fa riferimento alla allegata mappa satellitare (<https://maps.google.it/>) con le coordinate geografiche riportate in gradi sessadecimali e nel sistema di riferimento ED50.

Lo studio geologico è stato finalizzato alla ricostruzione del **"modello geologico-tecnico e sismico"** del sito tramite dati acquisiti dalla ricerca biblio-cartografica, dai rilievi geologici di superficie, dai risultati di indagini in sito e in laboratorio (geotecniche e

geofisiche) disponibili o programmate ed eseguite in questa fase. Per l'analisi della sismicità sono stati consultati i cataloghi e le mappe di pericolosità sismica messe a disposizione dall'INGV (<http://emidius.mi.ingv.it/CPT115-DBMI15/>; esse1-gis.mi.ingv.it/); mentre la caratterizzazione sedimentologica è stata eseguita in base ai criteri e metodi riportati nella letteratura (RICCI LUCCHI, 1980)¹, che consentono sia valutazioni sull'ambiente di sedimentazione e sulla dinamica costiera, sia indicazioni applicative sul ripascimento artificiale.

Il **"modello geologico-tecnico e sismico"** comprende i dati del **"modello geologico"**, che con preciso riferimento all'area di influenza geologica progettuale deve definire gli assetti lito-stratigrafici, i lineamenti morfologici e geomorfologici locali, le interferenze con i dissesti in atto o potenziali, anche in base alla loro tendenza evolutiva, lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea, anche con riferimento al rischio idraulico e alla vulnerabilità intrinseca delle falde idriche all'inquinamento. La modellazione geologica del sito rappresenta la prima fase di conoscenza geotecnica del sottosuolo, che condiziona ed indirizza la programmazione delle indagini geognostiche e delle prove geotecniche e geofisiche. Il riferimento al **"modello geologico-tecnico e sismico"**, proposto in questa sede, risulta inoltre più efficace per mettere in evidenza che le informazioni e i dati contenuti sono relativi alla caratterizzazione del **"volume significativo"** di sottosuolo, dal punto di vista stratigrafico-geotecnico, delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce, del regime delle pressioni interstiziali (**"modello geotecnico"**), ma anche dal punto di vista della pericolosità sismica locale (**risposta sismica locale e stabilità sismica**).

La normativa tecnica di settore vigente, entrata in vigore il 22/03/2018, è rappresentata dal D.M. 17/01/2018² (in seguito NTC-2018), aggiornamento del precedente D.M. 14/01/2008³ (NTC-2008), e dalla relativa circolare applicativa (Circ. C.S.LL.PP. n. 7/2019)⁴, ma anche dal D.M. 11/03/1988⁵, che sia pure superato già dalle NTC-2008, non risulta ufficialmente abrogato, per cui resterebbe valido quanto meno nella parte relativa alle diverse tipologie di indagini geotecniche in rapporto alle opere in progetto.

¹ RICCI LUCCHI F. (1980). Sedimentologia. Parte I: materiali e tessiture dei sedimenti. CLUEB, Bologna.

² D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni". GURI n. 42 del 20/02/2018, suppl. ord. N. 8.

³ D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni. GURI n. 29 del 04/02/2008, suppl. ord. N. 30.

⁴ Circ. C.S.LL.PP. 21/01/2019 n. 7. Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. GURI n. 35 dell'11/02/2019. Suppl. Ord. N. 5.

⁵ D.M. 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. GURI n. 127 del 01/06/1988.

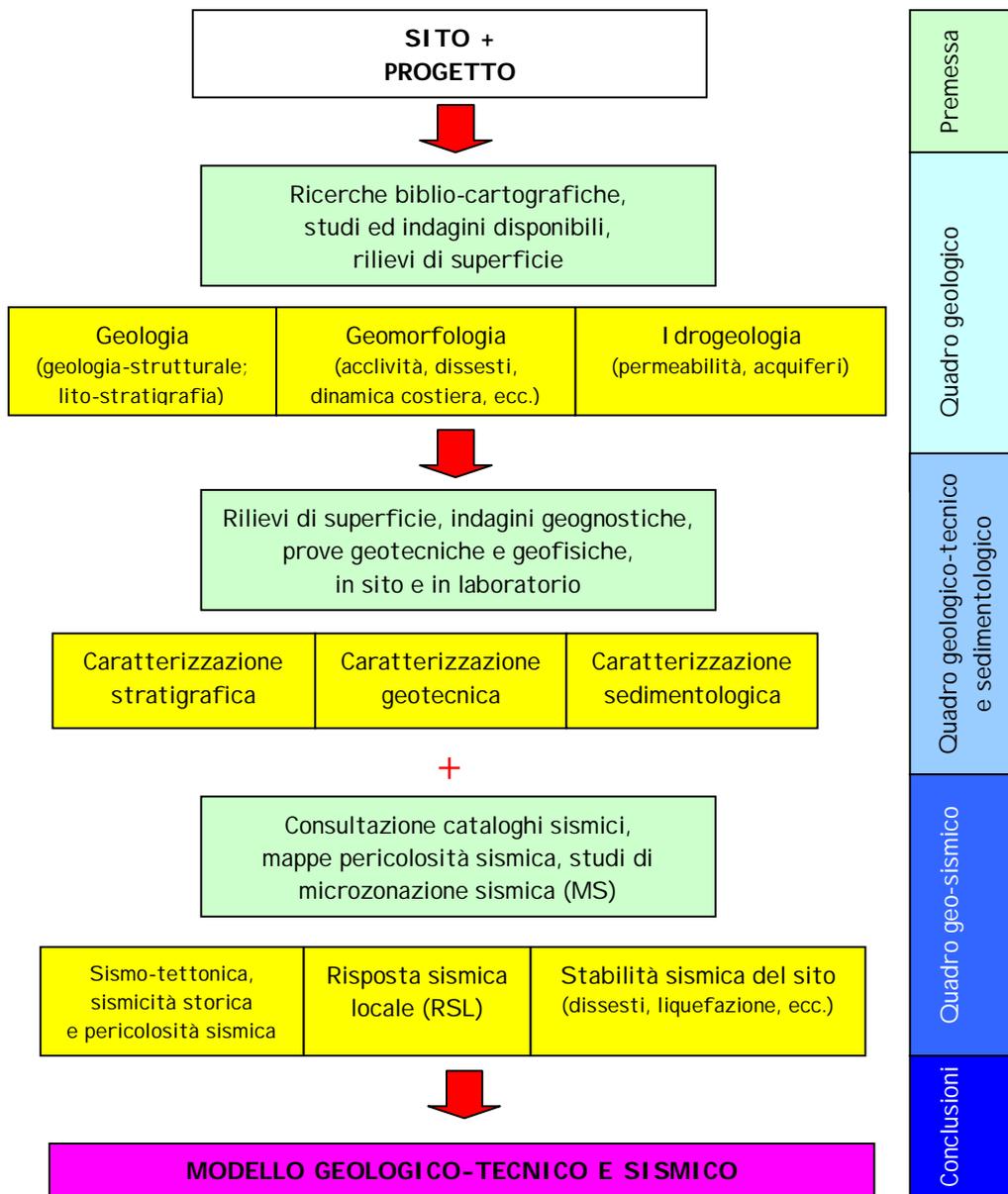


STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)



Percorso metodologico per l'elaborazione della relazione geologica

Sigle

- INGV - Istituto Internazionale di Geofisica e Vulcanologia
- CNR - Consiglio Nazionale delle Ricerche
- ISPRA - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale
- APAT - Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i Servizi Tecnici
- ANPA - Agenzia Nazionale Protezione Ambiente
- GNDT - Gruppo Nazionale Difesa Terremoti
- ENEA - Agenzia Nazionale per le Nuove Tecnologie, l'Energia e lo Sviluppo Economico Sostenibile
- ReLUIS - Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica
- DPC - Dipartimento Protezione Civile
- CNG - Consiglio Nazionale Geologi
- AGI - Associazione Geotecnica Italiana
- ISSMGE - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering



Nel contempo si è tenuto conto, anche se non hanno valore di norme cogenti, degli Eurocodici relativamente alle parti di competenza (EC7 - *Geotechnical design*; EC8 - *Design of structures for earthquake resistance*)⁶, delle raccomandazioni e linee-guida pubblicate da enti pubblici di ricerca (es.: INGV, CNR, ISPRA, ENEA, ReLUIS, ecc.) o associazioni italiane e internazionali (es.: AGI; ISSMGE; CNG, ecc.). A questo proposito risultano di particolare interesse le Raccomandazioni AGI (1977)⁷, le Linee Guida AGI (2005)⁸ e gli atti del XXV ciclo delle conferenze di geotecnica di Torino a seguito dell'emanazione delle NTC-2018 (POLITECNICO DI TORINO, 2018)⁹. Per quanto riguarda la progettazione delle opere di protezione costiera si fa riferimento alle Istruzioni Tecniche del C.S.LL.PP. (1991)¹⁰, al manuale APAT (2007)¹¹ e alle recenti Linee Guida per la difesa della costa proposte dal Ministero dell'Ambiente con il coordinamento tecnico di ISPRA (2016)¹². Gli effetti sismici locali alla scala di sito sono stati valutati in base ai criteri proposti da COMPAGNONI et al. (2009)¹³, agli indirizzi per la microzonazione sismica (GdL_MS, 2008)¹⁴ e alle più recenti linee guida di aggiornamento per le instabilità cosismiche (CT_MS, 2015¹⁵; 2017.a¹⁶; 2017.b¹⁷).

La presente relazione geologica, elaborata secondo il percorso metodologico allegato e tenendo conto delle "Raccomandazioni" del CNG (2015)¹⁸, si riferisce al § 6.2.1 delle NTC-2018 (*caratterizzazione e modellazione geologica del sito*), ma comprende anche la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce presenti nel "volume significativo" (§ 6.2.2: *indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica*) e la valutazione della risposta sismica locale e della stabilità del sito (§ 7.11.3), in base alla "pericolosità sismica di base" (§ 3.2) e alle caratteristiche stratigrafiche e morfologiche (§ 3.2.2: *categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*)

I quadri di riferimento analizzati, per comodità di lettura e consultazione, sono organizzati in capitoli e paragrafi, con le fonti bibliografiche riportate a piè di pagina, con le figure e tabelle all'interno del testo, numerate progressivamente per quanto riguarda quelle principali, oltre ad allegati fuori testo.

⁶ Normativa europea relativa agli aspetti geotecnici:

- UNI ENV 1997-1 (2006). Eurocodice 7: Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI ENV 1997-2 (2007). Eurocodice 7: Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini in sito e prove di laboratorio.
- UNI ENV 1998-1 (2005). Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI ENV 1998-5 (2005). Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

⁷ AGI (1977). Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Tipo-Litografia Nicoletti E., Roma.

⁸ AGI (2005). Linee Guida AGI: aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche. Patron Ed., Bologna.

⁹ POLITECNICO DI TORINO (2018). Analisi e progetto delle opere geotecniche in zona sismica (a cura di Foti S. et al.). Atti Conferenze di Geotecnica di Torino XXV Ciclo, 8 e 9 novembre 2018 (disp. in internet).

¹⁰ Consiglio Superiore Lavori Pubblici (1991). Istruzioni tecniche per la progettazione e la esecuzione di opere di protezione delle coste.

¹¹ APAT (2007). Atlante delle opere di sistemazione costiera. Manuali e Linee Guida, 44/2007.

¹² MATM-Regioni (2016). Linee Guida Nazionali per la difesa della costa dai fenomeni di erosione e dagli effetti dei cambiamenti climatici. www.minambiente.it/.../tnc-llgg_nazionali_difesa_della_costa_dallerosione_9nov2016...

¹³ COMPAGNONI M. et al. (2009). Valutazione degli effetti sismici locali in siti associati a singoli edifici: un nuovo strumento schedografico geologico. Boll. Soc. Geol. It., 128,1,131-145.

¹⁴ Gruppo di Lavoro Microzonazione Sismica - GdL_MS (2008). Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conf. Regioni e Province Autonome, D.P.C., Roma (3 voll. e 1 DVD).

¹⁵ Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica - CT_MS (2015). Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da faglie attive e capaci (FAC). Vers. 1.0. Conf. Regioni e Province Autonome, D.P.C., Roma.

¹⁶ Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica - CT_MS (2017). Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da instabilità di versante sismoindotte (FR). Vers. 1.0. D.P.C., Roma.

¹⁷ Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica - CT_MS (2017). Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LQ). Vers. 1.0. D.P.C., Roma.

¹⁸ CNG - Consiglio Nazionale Geologi (2015). Raccomandazioni per la redazione della "relazione geologica" ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni. Coll. di Studi e Ricerche a cura della Fondazione "Centro Studi" del Consiglio Nazionale Geologi, 1, Roma.



STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)

2 – QUADRO GEOLOGICO





2.1 – LINEAMENTI GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI

2.1.1 – CARATTERI GEOLOGICO-STRUTTURALI

Nell'area in esame, che ricade nell'ambito geologico-geomorfologico omogeneo della Catena Costiera Tirrenica (SORRISO VALVO, 2010)¹⁹, secondo la ricostruzione geologico-strutturale di DIETRICH (1976)²⁰, affiorano elementi della catena appenninica o catena neogenica a vergenza africana (dal basso verso l'alto: **Unità di Cetraro**, **"Argille a blocchi"**, **Unità di Verbicaro**), su cui si sovrappongono elementi della catena alpina calabrese o catena cretaceo-pelogenica a vergenza europea (dal basso verso l'alto): **Unità del Frido**, **Unità di Gimigliano**, **Unità di Bagni**, **Unità dioritico-kinzigitica**, **Unità di Stilo**). Su tutte le unità trasgrediscono molasse del Tortoniano sup.-Messiniano e infine depositi clastici plio-quadernari.

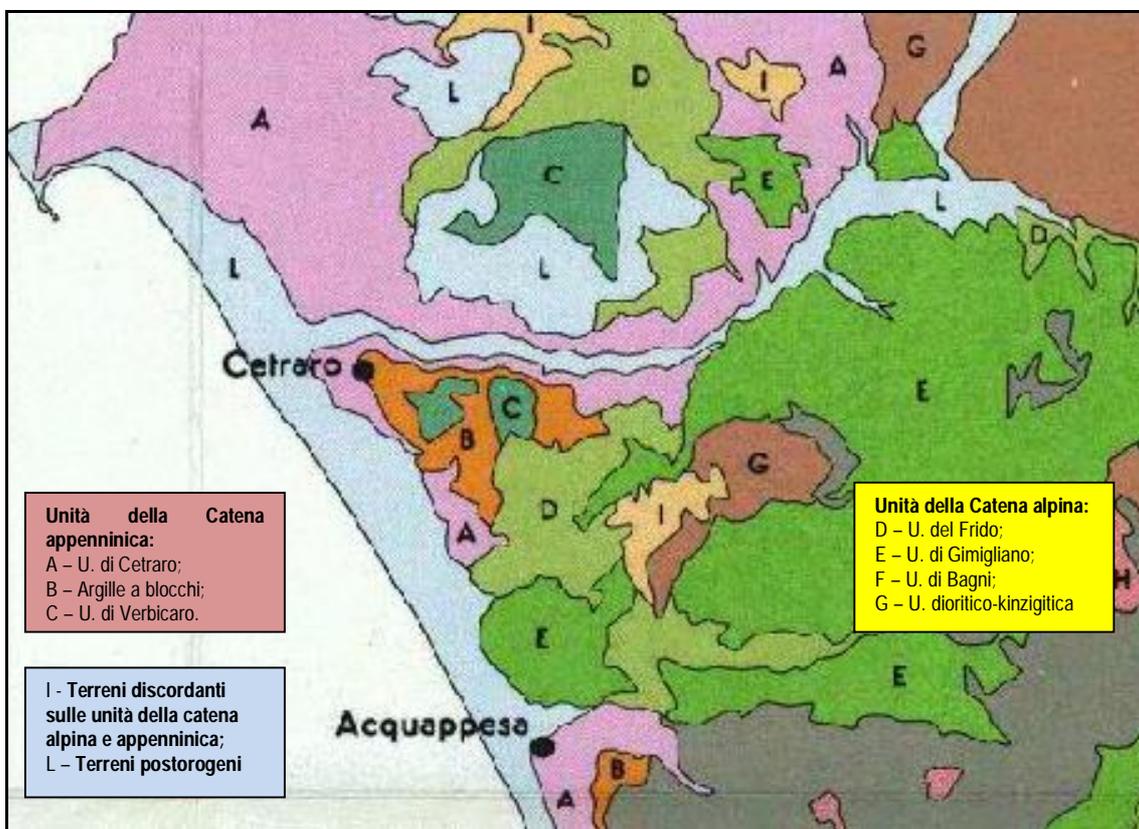


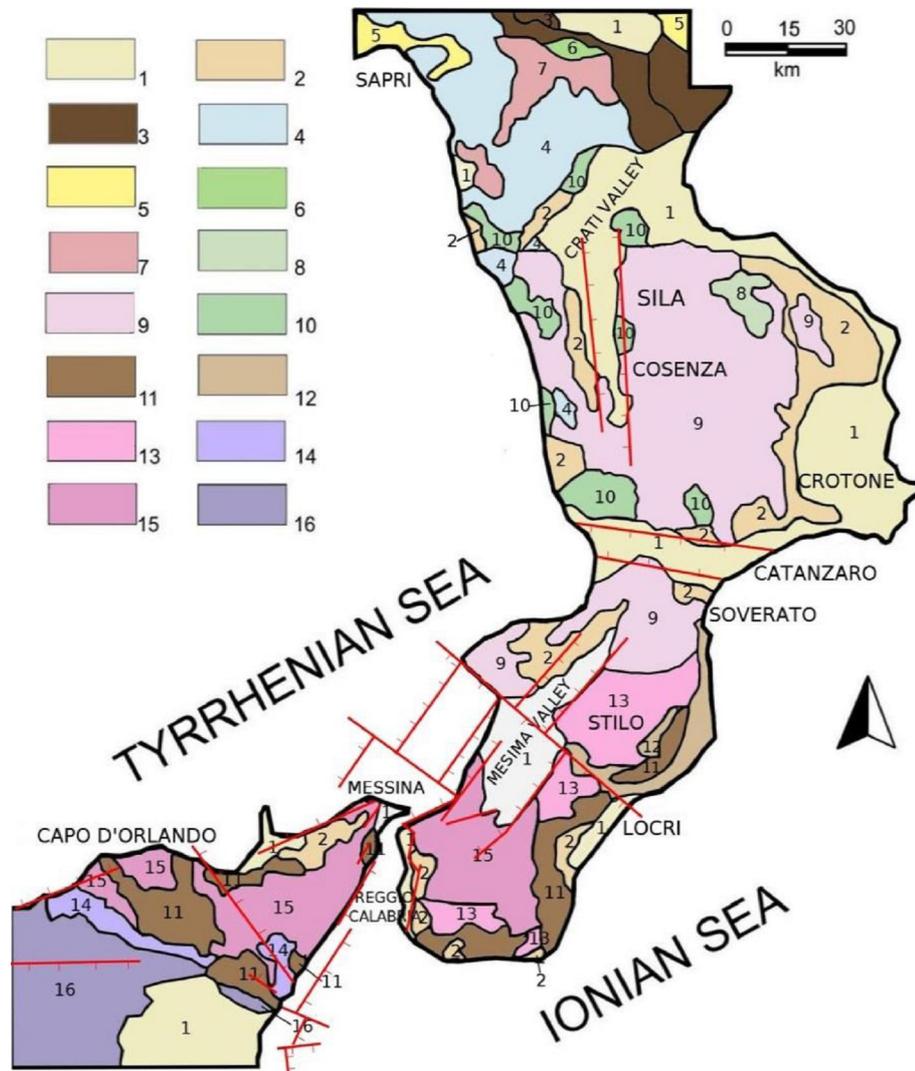
Fig. 2) Schema tettonico: unità della catena appenninica (A, B e C); unità della catena alpina (D, E, F, G e H); terreni discordanti sulle unità della catena alpina e appenninica (I); terreni postorogeni (L).

La Catena Costiera Tirrenica si estende dalla *Linea Palinuro-Rossano* fino alla Stretta di Catanzaro ed è delimitata ad ovest dal fronte montano tirrenico diretto N-S, opposto alla fossa oceanica del Bacino di Paola. (SORRISO-VALVO & SYLVESTER, 1993)²¹. Ad est il limite della catena è costituito da faglie dirette circa N-S, che separano i terreni cristallini della catena dai sedimenti neogenici del *Graben* della Valle del Crati.

¹⁹ SORRISO VALVO M. (2010). Ambiti morfo-tettonici omogenei. In: Borrelli L. et al. (Eds). Omogeneità geologica e climatica per frane a rischio elevato e molto elevato [RF0c] – Lotto 01 "Sviluppo e applicazione di metodi per la valutazione della pericolosità dei fenomeni di dissesto dei versanti (Resp. Scientifico: G. Gullà). CNR-IRPI – Autorità di Bacino Regionale – Regione Calabria – POR Calabria 2000-2006.

²⁰ DIETRICH D. (1976). La geologia della catena costiera calabra tra Cetraro e Guardia Piemontese. Mem. Soc. Geol. It., 17, 61-121.

²¹ SORRISO-VALVO M. & SYLVESTER A. G. (1993). The relationship between geology and landforms along a coastal mountain front, northern Calabria, Italy. Earth Surface processes and landforms, 18, 3, 257-273.



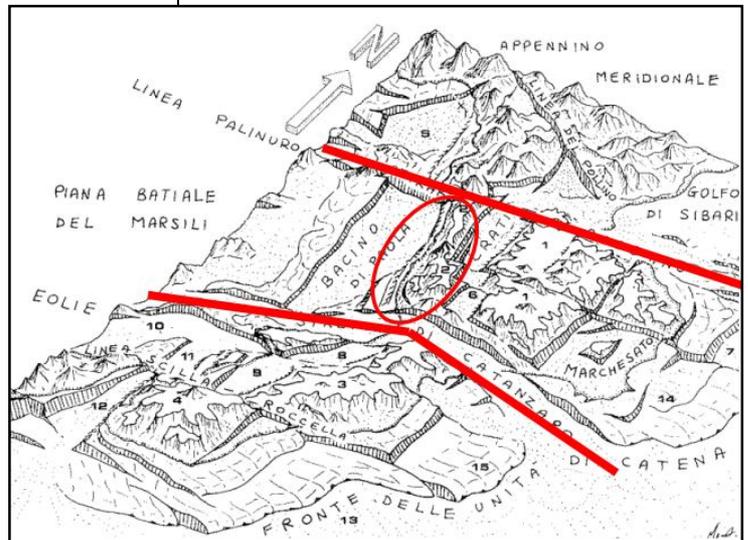
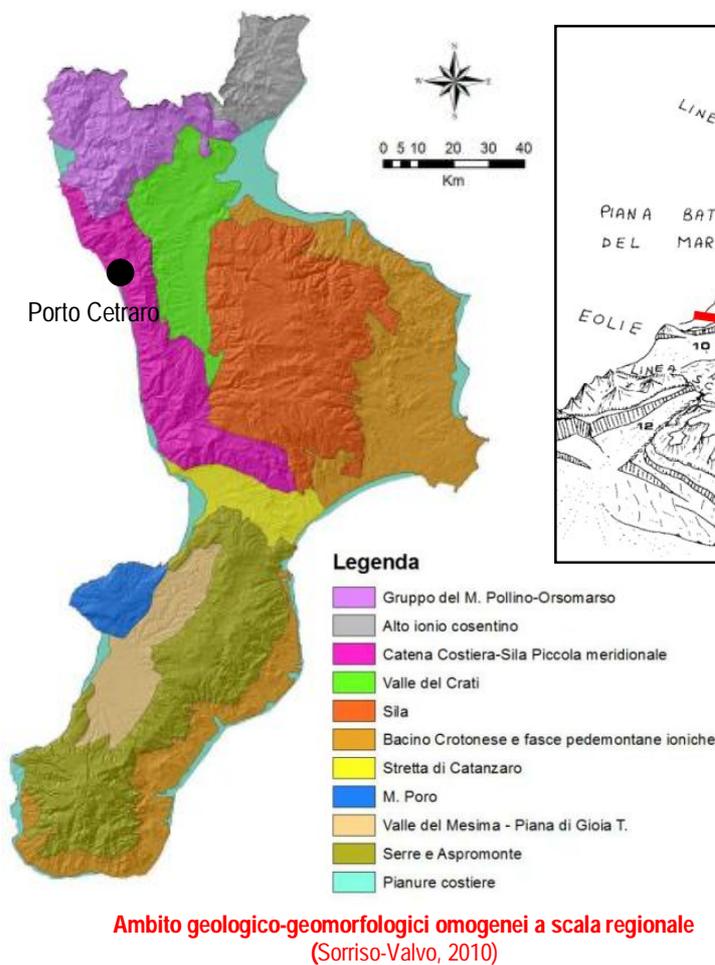
Schema tettonico dell'Arco Calabro-Peloritano

Legenda: 1) Pliocene to Holocene sediments, and volcanic and volcanoclastic rocks; 2) Upper Tortonian to Messinian clastics and evaporites; 3) Cilento Group (Middle Miocene); 4) San Donato, Verbicaro and Pollino Units (Triassic to Miocene). 5 to 7 - Liguride Complex: 5) Calabro-Lucanian Flysch Unit (Upper Jurassic to Upper Oligocene); 6) Ophiolitic blocks and Melange; 7) Frido Unit (Upper Jurassic to Upper Oligocene); 8) Longobucco and Caloveto Groups (Lower Lias to Lower Cretaceous) and Paludi Formation (Upper Oligocene); 9) Sila, Castagna and Bagni basement Units (Paleozoic); 10) Malvito, Diamante-Terranova, Gimigliano Ophiolitic Units (Upper Jurassic to Lower Cretaceous); 11) Floresta Calcarene (Middle Miocene), Stilo-Capo d'Orlando Formation (Lower Miocene); 12-13 - Stilo Unit: 12) Carbonate rocks of the Stilo Unit (Upper Triassic? to Cretaceous); 13) Basement rocks (Paleozoic); 14) Sedimentary Cover of the Longi-Taormina Unit (Upper Triassic to Oligocene); 15) Basement rocks of the Aspromonte, Africo, Mandanici, Fondachelli, Longi, Taormina units (Paleozoic); 16) Sedimentary units of the Maghrebian Chain. [Modified after Bonardi et alii (1993)²², Critelli (1999)²³ and Critelli et alii (2011)²⁴].

²² BONARDI G. et al. (1993). The Calabria-Peloritani Arc and its correlation with Northern Africa and Southern Europe. Field Trip Guidebook. In: Messina A. & Russo S. (Eds.) - The Calabria-Peloritani Arc and its correlation with northern Africa and southern Europe. IGCP Project n. 276, Newsletter, 6, 27-90.

²³ CRITELLI S. (1999). The interplay of lithospheric flexure and thrust accommodation in forming stratigraphic sequences in the southern Apennines foreland basin system, Italy. Rend. Lincei, 10 (4), 257-326.

²⁴ CRITELLI S. et al. (2011). Relationships between lithospheric flexure, thrust tectonics and stratigraphic sequences in foreland setting: the southern Apennines foreland basin system, Italy. In: Schattner U. (Ed.) - New frontiers in tectonic research - At the midst of plate convergence. In Tech Open Access Publisher, 121-170.



Block diagram schematico dei principali lineamenti morfo-tettonici (Guerra & Moretti, 1997)²⁵.

La catena è un lungo *Horst*, in cui affiorano i terreni della catena alpina, costituita da complessi alloctoni di derivazione oceanica o continentale e da affioramenti in finestra tettonica delle unità carbonatiche della catena appenninica.

La *Linea di Cetraro-Rossano*, prolunga-mento in terraferma della *Faglia di Palinuro*,

è riconosciuta come un elemento fondamentale di svincolo tra l'area stabile dell'Appennino meridionale e l'Arco Calabro. La *Faglia di Catanzaro*, anche questa ben conosciuta nell'area marina, divide la Calabria centro-settentrionale da quella meridionale in corrispondenza della Stretta omonima (FINETTI & DEL BEN, 1986²⁶; DEL BEN et al., 1993²⁷).

2.1.2 – CARATTERI GEOLITOLGICI LOCALI

Il substrato geologico nel settore di Cetraro si riferisce all'unità omonima, la più bassa della catena appenninica, di cui non si conosce la base e che corrisponde in parte al "Trias metamorfico" di QUITZOW (1935)²⁸, costituito dalla seguente successione (dal basso verso l'alto):

- **filladi inferiori** (~ 100 m): filladi, quarziti sericitiche, scisti verdi, filladi calcaree;
- **calcari di Cetraro** (~ 100 m): calcari cristallini scuri, dolomie grigie, marmi compatti bianchi e rosati, marmi zonati, gessi, carniolate e dolomie cariate;

²⁵ MORETTI A. & GUERRA I. (1997). Tettonica dal messiniano ad oggi in Calabria: implicazioni sulla geodinamica del sistema Tirreno-Arco Calabro. Boll. Soc. Geol. It., 116,125-142.

²⁶ FINETTI I. & DEL BEN A. (1986). Geophysical study of the Tyrrhenian opening. Boll. Geofis. Teor. Appl., 28,75-155.

²⁷ DEL BEN A. (1993). Calabrian Arc and tectonics from seismic exploration. Boll. Geof. Teor. Appl., 35, 139, 339-347.

²⁸ QUITZOW H.W. (1935). Der deckenbau des Kalabrischen massivs und seiner randgebiete. Abh. Ges. Wiss. Gottingen, Mat. Phys. Kl., 3, 13, 63-179.



- **filladi superiori** (alcune centinaia di metri): filladi grigio-bluastru, in parte debolmente metamorfiche, quarziti, porfiriti diaboliche e calcari grigi in livelli lentiformi;
- **dolomia principale.**

DIETRICH (1976) distingue nell'ambito dell'Unità di Cetraro due formazioni: una inferiore, filladica, e una superiore, carbonatico-evaporitica, con un passaggio graduale e generalmente ben visibile. Nella zona del porto di Cetraro è possibile riconoscere interdigtazioni eteropiche tra le queste formazioni.

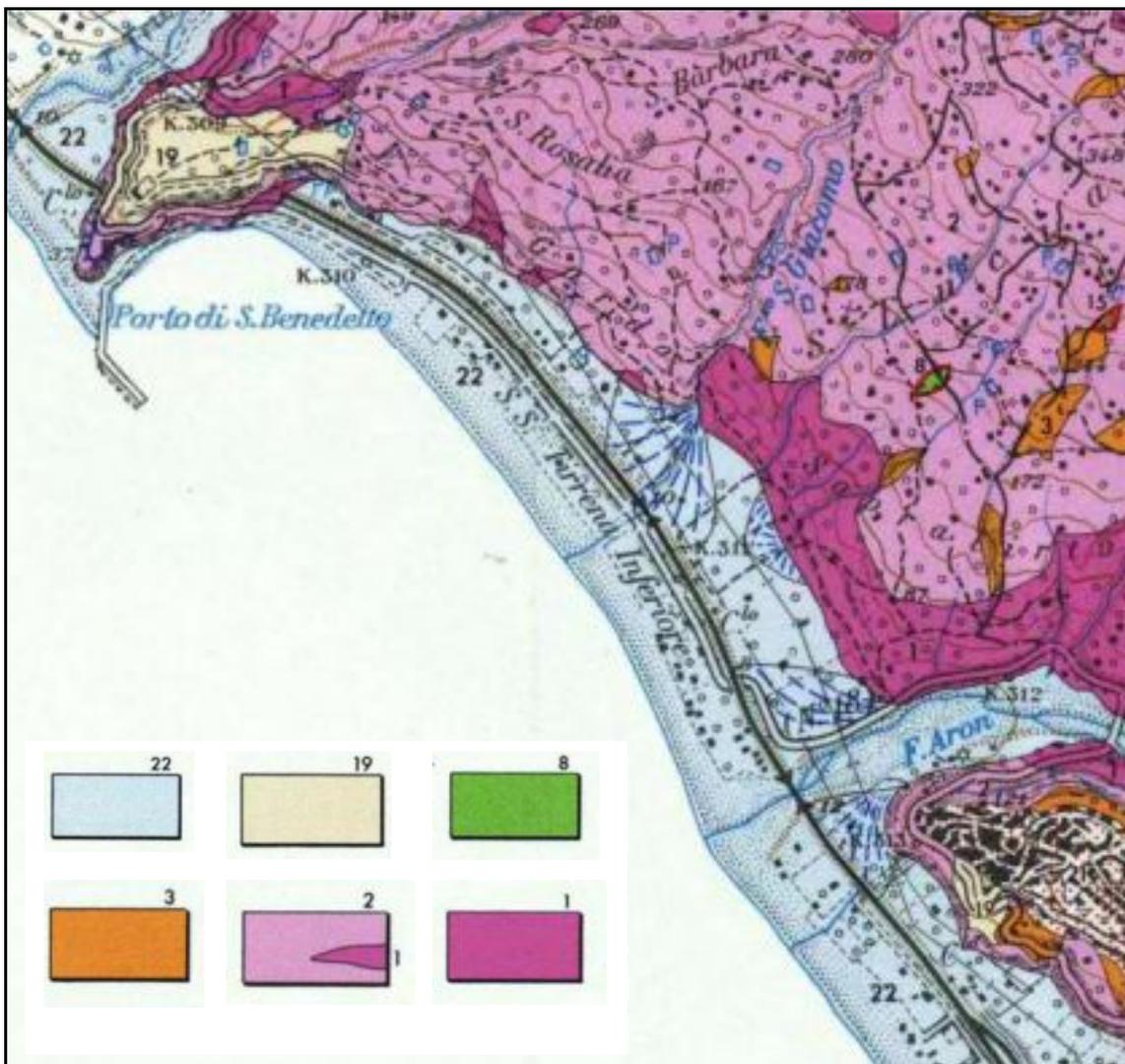


Fig. 3) Carta geologica. Legenda: 22) alluvioni e spiagge recenti (Olocene); 19) conglomerati poligenici a matrice sabbiosa rossa e giallastra (Plio-pleistocene); 8) metabasiti, generalmente porfirici, con frequenti strutture a pillow, meta breccie e metaaloclastiti (Giurassico); 3) "Argille a blocchi": argille grigio-piombo, mal stratificate, contenenti ciottoli e blocchi di quarziti e argilloscisti dell'Unità del Frido, e di filladi ed evaporiti dell'Unità di Cetraro (Miocene); 2) Unità di Cetraro: dolomie, breccie dolomitiche e gessi; calcari e calcari dolomitici ricristallizzati, con intercalazioni lentiformi di filladi (Trias sup.); 1) Unità di Cetraro: filladi grigie, verdognole e violacee, frequentemente carbonatiche, con intercalazioni di quarziti in strati e straterelli (Trias medio).



La formazione filladica è costituita da una monotona sequenza di filladi grigie, verdognole e violacee, frequentemente carbonatiche, con intercalazioni di quarziti in strati e straterelli. Lo spessore massimo osservato è di circa 150 metri.

La formazione carbonatico-evaporitica si distingue in un membro inferiore calcareo e uno superiore dolomitico-evaporitico con passaggi spesso sfumati o eteropici. Il membro inferiore risulta caratterizzato da calcari cristallini a grana da fine a saccaroide, in strati e straterelli, e subordinatamente da calcari dolomitici. Lo spessore massimo è di una ventina di metri. I calcari passano verso l'alto a dolomie bianche e nocciola, a grana da fine a saccaroide, in strati e banchi. Alle dolomie si alternano frequentemente strati di gesso o lenti irregolari di breccie con elementi di gesso e dolomia, cementati da gesso e calcate. Lo spessore totale è di 100 ÷ 120 metri. Presso il porto di Cetraro si osservano litotipi diversi, quali calcari dolomitici e dolomie rosate, giallastre, brune fino a nere, massicce e prive di apparente stratificazione.



Eteropia tra formazione filladica (F) e carbonatica (C) evidente a tergo del porto

I depositi plio-pleistocenici affioranti sul promontorio che chiude a Nord il porto di Cetraro sono rappresentati da conglomerati con breccie e sabbie subordinate, spesso bruno-rossastri, dei terrazzi costieri. I ciottoli, da arrotondati ad angolari, provengono da rocce scistose circostanti. Si tratta di depositi poco consolidati e facilmente disgregabili, a permeabilità elevata.

I depositi più recenti (Olocene), di sedimentazione continentale, sono rappresentati da depositi alluvionali, quali alluvioni ciottolose e sabbie dei letti fluviali e dei litorali, dune e sabbie eoliche, più o meno stabilizzati dalla vegetazione, detriti di falda, più o meno cementati, ecc.

Le pianure costiere, come risulta a scala regionale, non sono molto sviluppate. Il motivo va ricercato nei continui sollevamenti tettonici e nella conseguente elevata pendenza delle aste terminali delle fiumare, per cui l'imponente carico solido fluviale si disperde sui fondali ad elevata ripidità e non riesce a compensare gli effetti dell'erosione costiera.



2.1.3 – CENNI IDROGEOLOGICI LOCALI

L'inquadramento idrogeologico a scala regionale viene ricostruito da FABBRI & SPERANZINI (1996)²⁹ attraverso la definizione di 3 complessi idrogeologici principali:

- *complessi detritici e alluvionali*, costituiti dai materassi alluvionali dei corsi d'acqua principali, dalle alluvioni delle fasce costiere e dai depositi sabbioso-conglomeratici pleistocenici; gli acquiferi di subalveo sono alimentati dalle acque di deflusso dei fiumi e la loro potenzialità è condizionata dalla quantità e regolarità del deflusso, oltre che dal volume del materasso alluvionale;

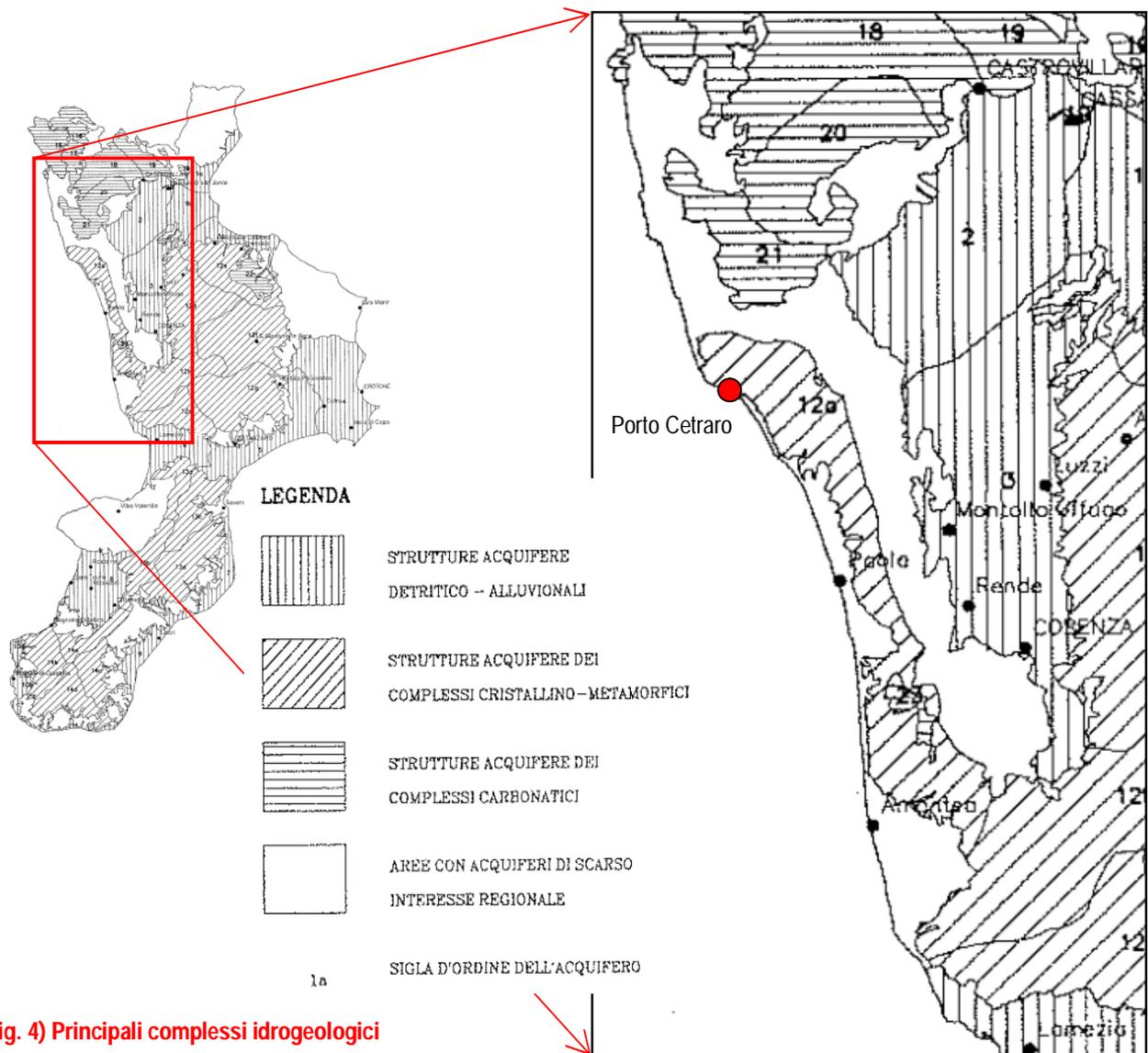


Fig. 4) Principali complessi idrogeologici

- *complessi cristallino-metamorfici*, comprendenti le litofacies cristalline e cristallino-metamorfiche, caratterizzate da un reticolo di fratture sede di una circolazione idrica a carattere localizzato e discontinuo;

²⁹ FABBRI P. & SPERANZINI R. (1996). Risorse idriche sotterranee della Calabria, disponibilità residue, fruibilità e prospettive di ricerca e sfruttamento. Mem. Soc. Geol. It., 51,1125-1139.

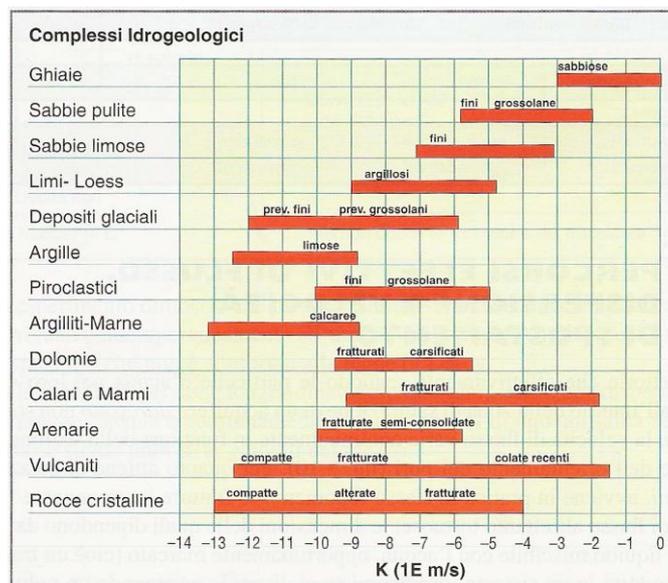


- *complessi carbonatici*, riferibili alle litofacies in prevalenza calcaree e calcareo-dolomitiche, presenti quasi esclusivamente nel settore settentrionale (Catena Costiera); i massicci carbonatici, quasi sempre tamponati idraulicamente da terreni a permeabilità ridotta (argille, flysch, scisti metamorfici, ecc.), costituiscono strutture idrogeologiche ben definite e rappresentano uno dei principali serbatoi idrici sotterranei.

L'infiltrazione efficace, intesa come rapporto percentuale tra deflussi sotterranei e precipitazioni, appare sempre elevata nelle rocce carbonatiche (50 ÷ 70 %), specie in quelle che non presentano giunti riempiti da materiale di alterazione o interstrati marnosi o argillosi a debole permeabilità, dove si riduce al 30 ÷ 35 %. Valori ancora inferiori (10 ÷ 15 %) si possono stimare per le rocce flyschoidi, nei depositi a matrice argillosa o con intercalazioni marnoso-argillosi. Nei depositi alluvionali a prevalenza ghiaiosa l'infiltrazione efficace si attesta intorno al 20 - 30 % e si riduce dove predominano le litofacies sabbiose, limose e argillose. Nelle rocce cristallino-metamorfiche sono stimati valori medi e bassi del coefficiente di infiltrazione (dal 9 % al 23 %), in relazione all'intensità della fatturazione degli ammassi rocciosi, alla diffusione delle metamorfiti di natura scistosa, delle coltri superficiali di alterazione e dello sviluppo della vegetazione..

COMPLESSO IDROGEOLOGICO	TIPO DI PERMEABILITÀ PREVALENTE			GRADO DI PERMERABILITÀ				
	P	F	P + F	MOLTO ELEVATA	ELEVATA	MEDIA	BASSA	MOLTO BASSA O IMPERMEABILE
DETRITICO E ALLUVIONALE								
CARBONATICO								
METAMORFICO								

Tab. 1) Classificazione idrogeologica



La caratterizzazione dei complessi idrogeologici, in base a 5 classi del grado di permeabilità (*molto elevata, elevata, media, bassa, molto bassa o impermeabile*), oltre alla definizione del tipo di permeabilità, distinguendo



STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

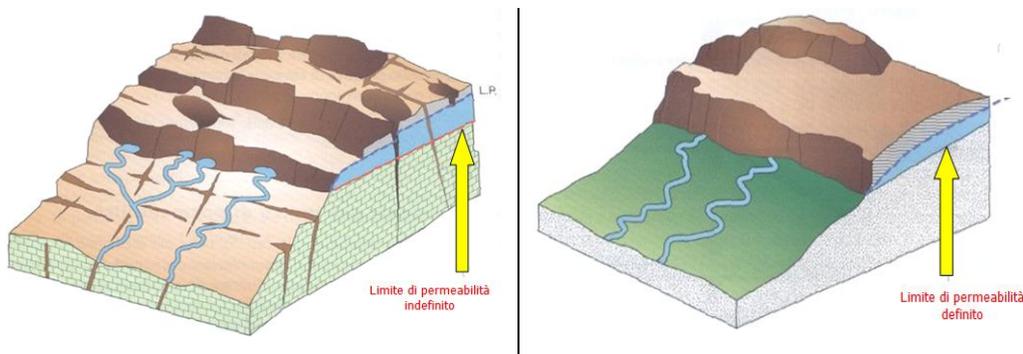
RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)

17

permeabilità prevalente per porosità, fessurazione o mista (porosità + fessurazione), è riportata nella successiva tabella, ove i complessi idrogeologici sono ordinati dall'alto verso il basso in base alla posizione tettonico-strutturale prevalente.

Per quanto riguarda una valutazione quantitativa del grado di permeabilità (conducibilità idraulica) dei complessi idrogeologici si fa riferimento allo schema proposto da CIVITA (1994)³⁰, da cui risulta evidente l'ampio campo di variabilità del valore di k per i complessi idrogeologici costituiti da ammassi rocciosi. Le sorgenti sono collegate ad orizzonti acquiferi di limitata estensione e di modesto spessore e si classificano (CIVITA, 1972)³¹ come sorgenti per "limite di permeabilità definito" al contatto tra i termini carbonatici e metamorfici o per "limite di permeabilità indefinito" al contatto tra questi ultimi e le coperture detritiche e di alterazione. In qualunque caso si tratta di sorgenti con portata variabile, direttamente correlata all'andamento stagionale delle precipitazioni meteoriche.



Nell'ambito della zona in esame, superata la ristretta fascia costiera, si ritrovano le strutture acquifere del complesso prevalentemente metamorfico.

³⁰ CIVITA M. (1994). Le carte della vulnerabilità degli acquiferi all'inquinamento: Teoria & pratica. Pitagora Ed., Bologna.

³¹ CIVITA M. (1972). Schematizzazione idrogeologica delle sorgenti normali e delle relative opere di presa. Mem. e Note Ist. Geol. Appl., 12.

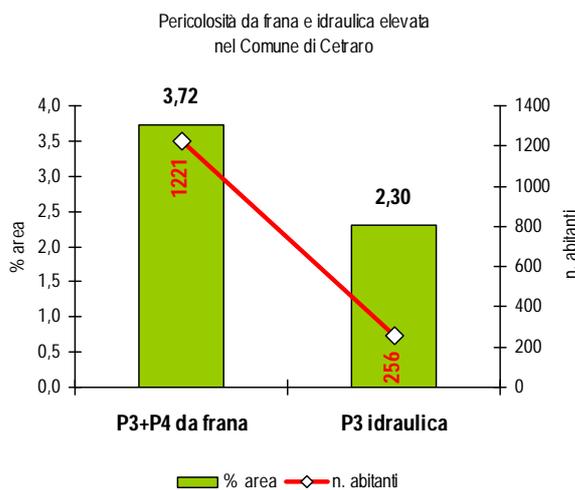


2.2 – LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI E CLIMATICI

2.2.1 – DINAMICA DEI VERSANTI E DISSESTO GEOLOGICO-IDRAULICO

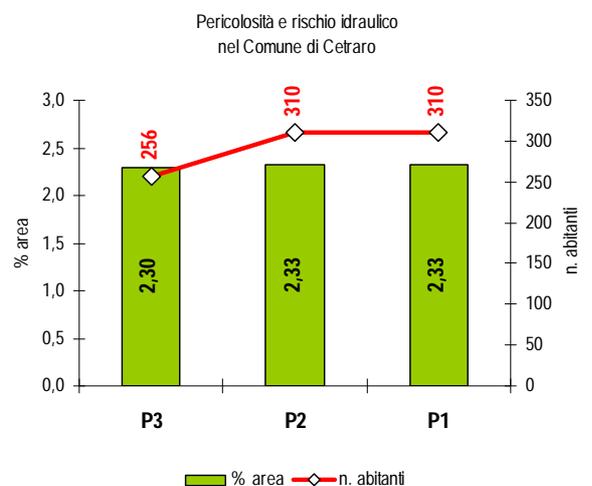
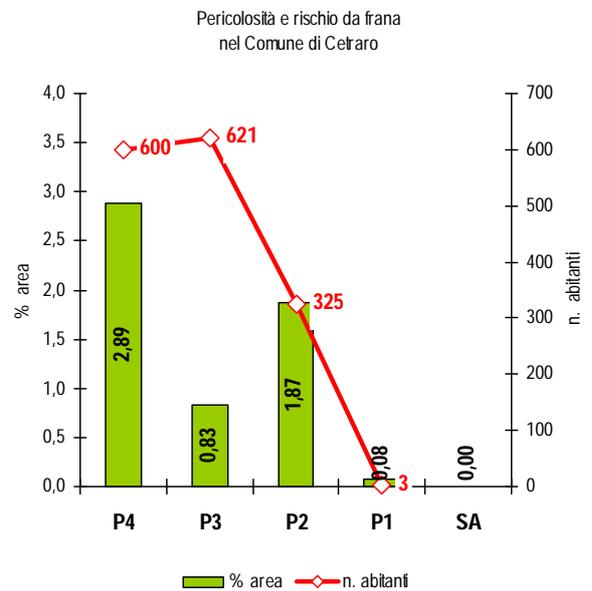
I dati sul dissesto geologico-idraulico³², termine più corretto rispetto a quello generalmente usato di dissesto idrogeologico (SILVESTRI et al., 2006)³³, ripresi dal PAI e dalla gestione dei rischi da alluvioni, ai sensi del D. Lgs. n. 49/2010³⁴, sono rappresentati a scala comunale anche in base alla popolazione esposta a rischio, come riportati da TRIGLIA et al. (2015)³⁵.

Nel Comune di Cetraro la pericolosità elevata da frana prevale, sia in termine di superficie, sia in termini di popolazione esposta, rispetto alla pericolosità idraulica.



Il quadro sintetico della distribuzione dei fenomeni franosi, distinti per tipologia ed attività, viene ripreso dal progetto IFFI (*Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia*), realizzato dall'ISPRA e dalle Regioni e Province Autonome con il censimento ad oggi di circa 620.000 frane, che investono una superficie pari al 7,9 % del territorio nazionale.

I versanti costieri in corrispondenza del porto di Cetraro risultano interessati da estese *deformazioni gravitative profonde di versante* (da 150 a 300 Ha circa di superficie), denominate DGPV, che si collocano in una posizione intermedia tra i comuni fenomeni franosi e quelli di tettonica gravitativa (ENGELEN, 1963³⁶; GOGUEL, 1978³⁷;



³² "Nel campo delle Scienze della Terra il termine idrogeologico implica sempre il coinvolgimento delle acque, sia superficiali sia sotterranee, mentre molti dissesti hanno come agente morfogenetico la gravità,Per tali motivi si ritiene più appropriato e corretto l'uso del termine dissesto geologico-idraulico" (SILVESTRI et al., 2006).

³³ SILVESTRI S. et al. (2006). Fenomeni di dissesto geologico-idraulico sui versanti. APAT, Manuali e Linee Guida 39/2006.

³⁴ DECRETO LEGISLATIVO 23 febbraio 2010, n. 49. Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni. (GURI, 2 aprile 2010 n. 77).

³⁵ TRIGLIA A. et al. (2015) Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. ISPRA, Rapporti 233/2015

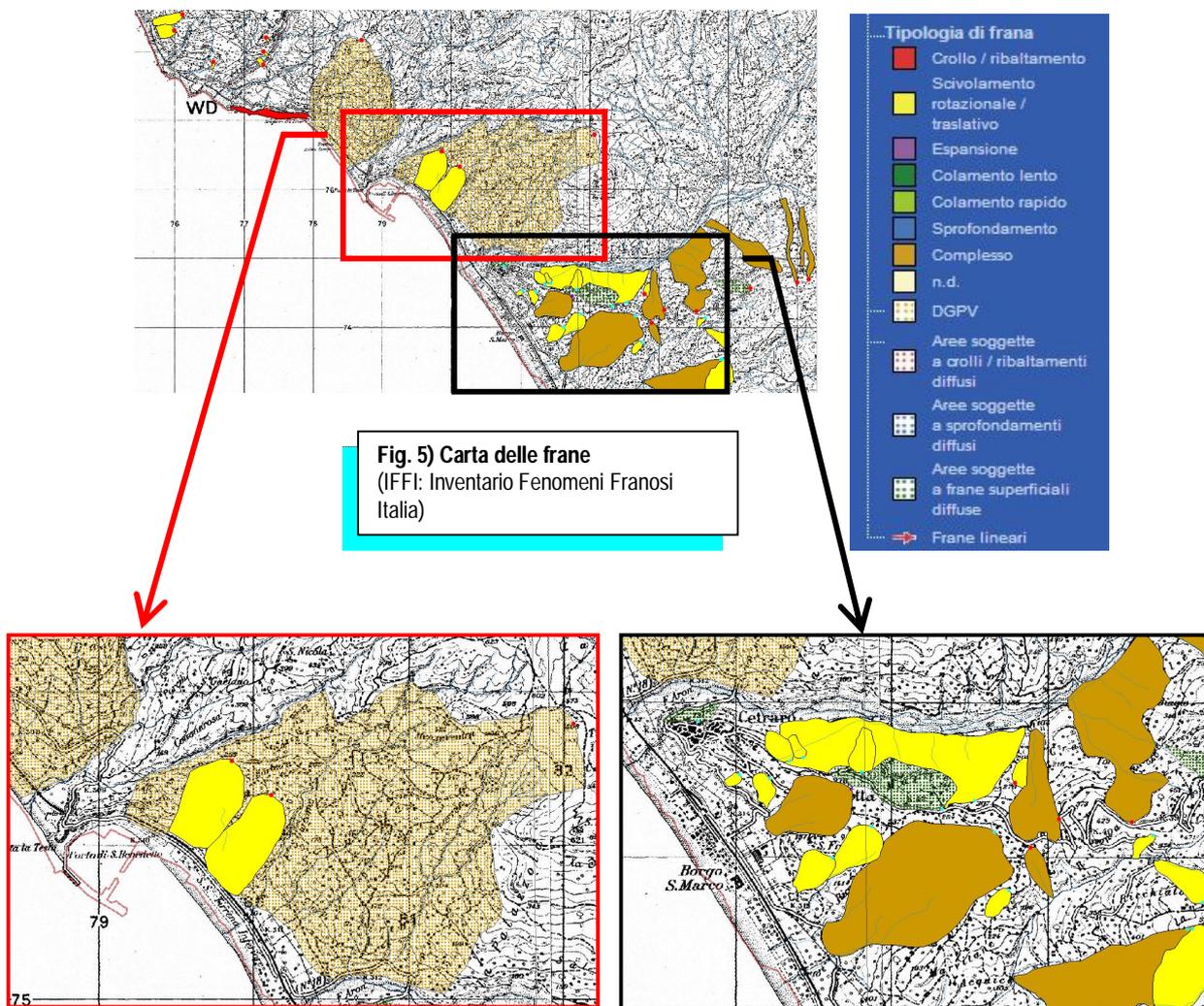
³⁶ ENGELEN G.B. (1963) Gravity tectonics in the North-Western Dolomites (North Italy). *Geologica Ultraiectina*, 13, 1-92.

³⁷ GOGUEL J. (1978) Scale-dependent rockslide mechanisms, with emphasis on the role of pore fluid vaporisation. In: Voight B. (ed) *Rockslides and Avalanches - Natural Phenomena: Developments in Geotechnical Engineering*, Vol. 14, Elsevier, Amsterdam.



DRAMIS, 1984³⁸; SORRISO-VALVO, 1988³⁹; AGLIARDI et al., 2001⁴⁰). Si tratta di deformazioni lente (mm/anno) e a lungo termine di interi versanti, senza un definito piano di taglio, ad eccezione della zona sommitale con tagli trasversali alla linea di massima pendenza, mentre nella parte medio-bassa si verifica spesso un "rigonfiamento" (*building*). Il locale squilibrio del versante in questa zona, frequentemente evolve in vere e proprie frane tipo scorrimento roto-traslazionale, che nell'area in esame con una superficie di circa 18 ÷ 20 Ha si classificano quiescenti.

Il centro abitato di Cetraro risulta interessato da numerose frane tipo scivolamento rotazione/traslattivo o complesso nell'ambito di un'area soggetta a frane superficiali diffuse.



Le condizioni di stabilità geomorfologica dell'area in esame restano, pertanto, condizionate dalla presenza di lente deformazioni del versante, in atto quiescenti, che in qualunque caso causano un progressivo peggioramento delle proprietà geo-meccaniche degli ammassi rocciosi e si riflettono sulla risposta sismica locale.

³⁸ DRAMIS F. (1984) Aspetti geomorfologici e fattori genetici delle deformazioni gravitative profonde di versante. Boll. Soc. Geol. It., 103, 681-687.

³⁹ SORRISO-VALVO M. (1988) Studi sulle deformazioni gravitative profonde di versante in Italia. Relazione introduttiva alla tavola rotonda "Deformazioni gravitative profonde di versante". Mem. Soc. Geol. It., 41, 877-888.

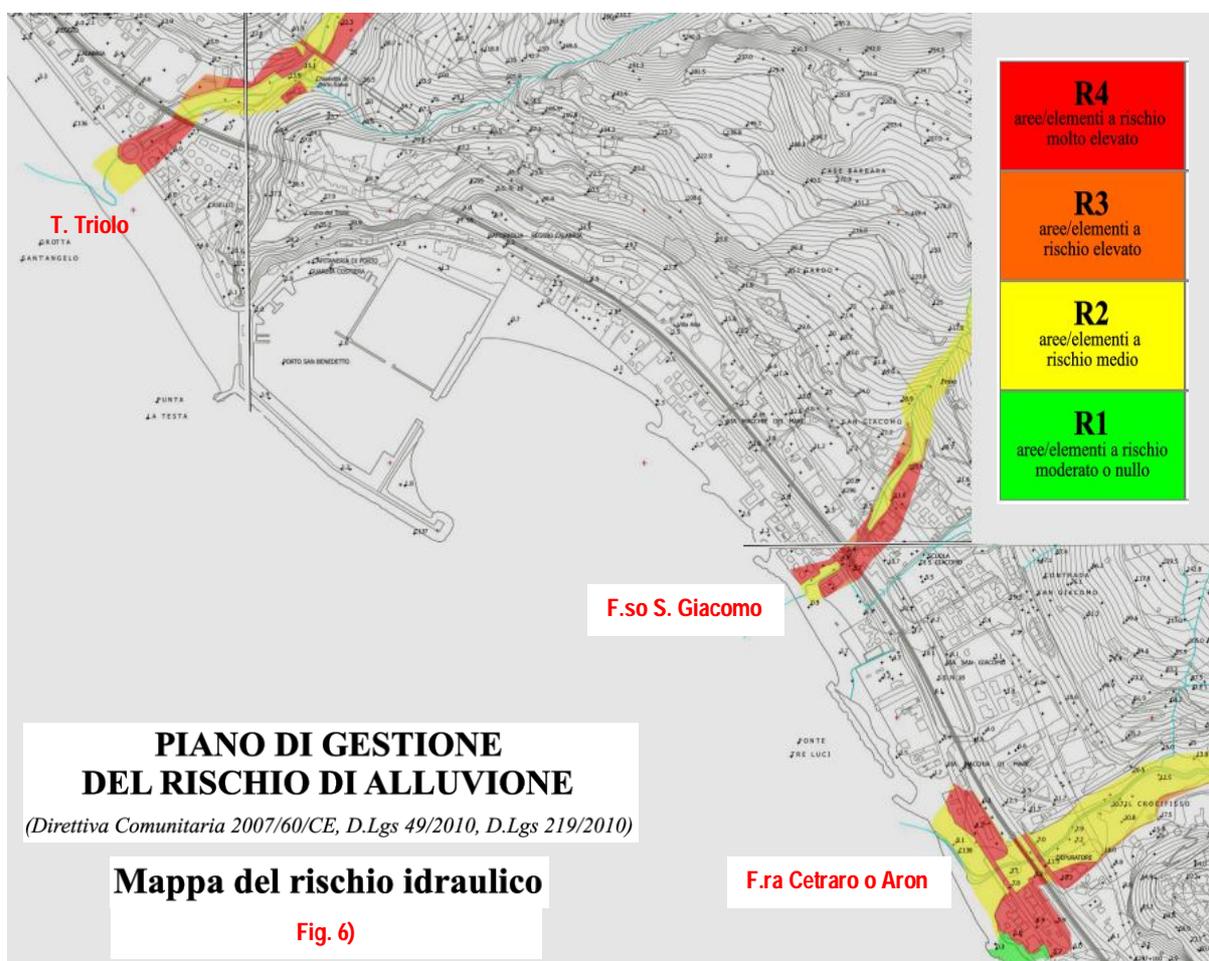
⁴⁰ AGLIARDI F. et al. (2001) Structural constraints on deepseated slope deformation kinematics. Engineering Geology, 59, 83-102.



Per quanto riguarda il rischio idraulico si fa riferimento alla relativa cartografia, allegata al piano di gestione del rischio alluvione, reperibile sul sito old.regione.calabria.it/abr/.

Bacino idrografico	Area (Km ²)	Perimetro (m)	Pendenza media (%)	Quota media (m)	Ordine Horton	Lunghezza asta principale (Km)
T. Triolo	16,92	20,9	39,4	582	5	8,92
F.so S. Giacomo	2,38	9,1	29,5	249	3	2,98
F.ra Aron	37,48	28,9	34,2	546	6	10,29

I tre corsi d'acqua con foce nel tratto di litorale in esame, immediatamente a nord e a sud del porto di Cetraro, le cui caratteristiche morfometriche sono riportate nella allegata tabella, denunciano un livello di rischio "medio" (R2), che si eleva a "molto elevato" (R4) in corrispondenza della fascia costiera, più intensamente urbanizzata e con infrastrutture pubbliche (ferrovia; SS 18).

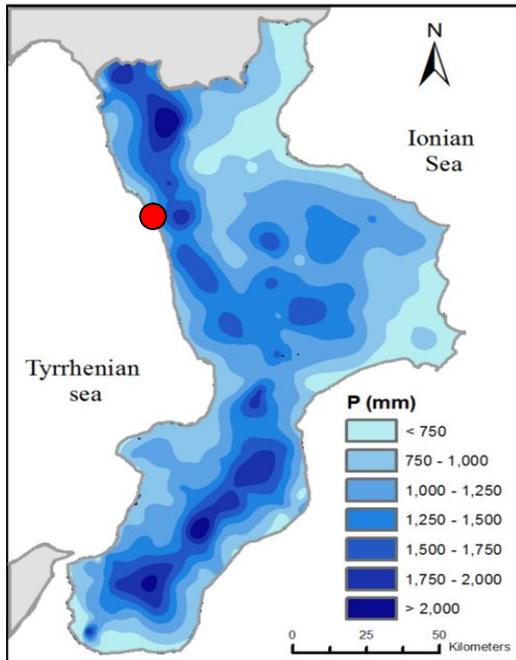
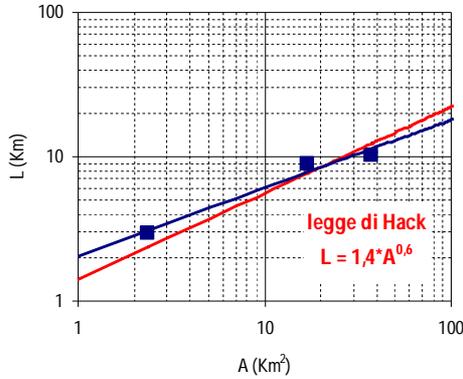


La correlazione lunghezza-superficie dei bacini idrografici in esame ($A < 40 \text{ Km}^2$), sia pure non discostandosi in modo significativo dalla legge morfometrica di HACK (1957)⁴¹, evidenzia - a parità di superficie - una maggiore lunghezza dell'asta principale, a dimostrazione di un'attività di erosione nelle zone di testata, indotta dal sollevamento regionale in tempi neotettonici e forse ancora in atto.

⁴¹ HACK J. T. (1957). Studies of longitudinal profiles in Virginia and Maryland. U.S. Geol. Surv., Prof. Pap., 294-B, 1.



Correlazione lunghezza asta principale/area del bacino idrografico



2.2.2 – CENNI CLIMATICI E PROCESSI GEOMORFICI

La Calabria è una delle regioni più piovose dell'Italia meridionale, tanto che la piovosità media annua è di circa 1150 mm a fronte di una media nazionale di 970 mm (CALOIERO et al., 1990⁴²; CALOIERO et al., 2014⁴³).

Tale elevata piovosità dipende dalla configurazione a penisola e dalla disposizione assiale dei principali sistemi orografici, costituenti delle barriere che si oppongono alle masse d'aria umida provenienti dal mare, favorendone la rapida ascesa e la formazione delle piogge. Le differenze microclimatiche fra il versante jonico e quello tirrenico sono dovute alle diverse caratteristiche delle perturbazioni provenienti da SE e da NW (VERSACE et al. 1989)⁴⁴. In particolare, queste ultime agiscono di norma nel periodo autunno-primavera e colpiscono la fascia tirrenica e segnatamente la Catena Costiera, contraddistinta da piogge medie annue particolarmente elevate, comprese tra i 1500 e i 2500 mm.

Diagramma di Bagnouls & Gausson

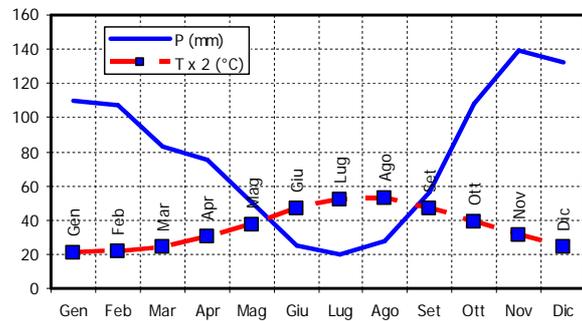
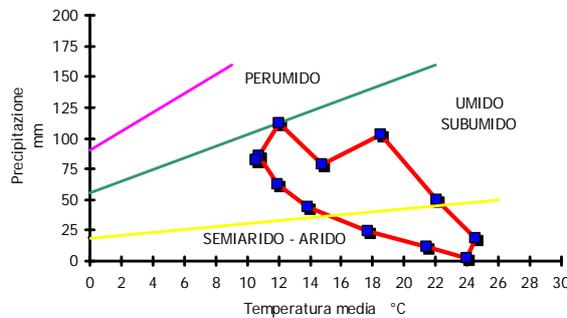


Diagramma climatico di De Martonne



⁴² CALOIERO T. et al. (1990). Le precipitazioni in Calabria (1921-1980). Geodata, 36

⁴³ CALOIERO T. et al. (2014). Damaging hydrogeological events: a procedure for the assessment of severity levels and an application to Calabria (Southern Italy). Water, 6, 12, 3652-3670.

⁴⁴ VERSACE P. et al. (1989). Valutazione delle piene in Calabria. CNR, Grup - po Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idro geologiche. Geodata, 30.



L'andamento climatico locale, relativo alla stazione di Cetraro (76 m s.l.m.), è descritto attraverso i diagrammi climatici di DE MARTONNE (1926)⁴⁵ e BAGNOULS & GAUSSEN (1957)⁴⁶, da cui risultano 3 “mesi secchi”, da Giugno ad Agosto, quando si determinano condizioni climatiche semi-aride. Gli altri mesi rientrano in un periodo umido/subumido, fino a perumido. I caratteri bioclimatici, secondo la classificazione di RIVAS-MARTINEZ (1993)⁴⁷, rientrano nella regione mediterranea e in particolare nel tipo termomediterraneo subumido ($T \geq 16 \text{ }^\circ\text{C}$; $P = 600 \div 1000 \text{ mm}$), mentre la regione temperata si concentra nei principali massicci montuosi.

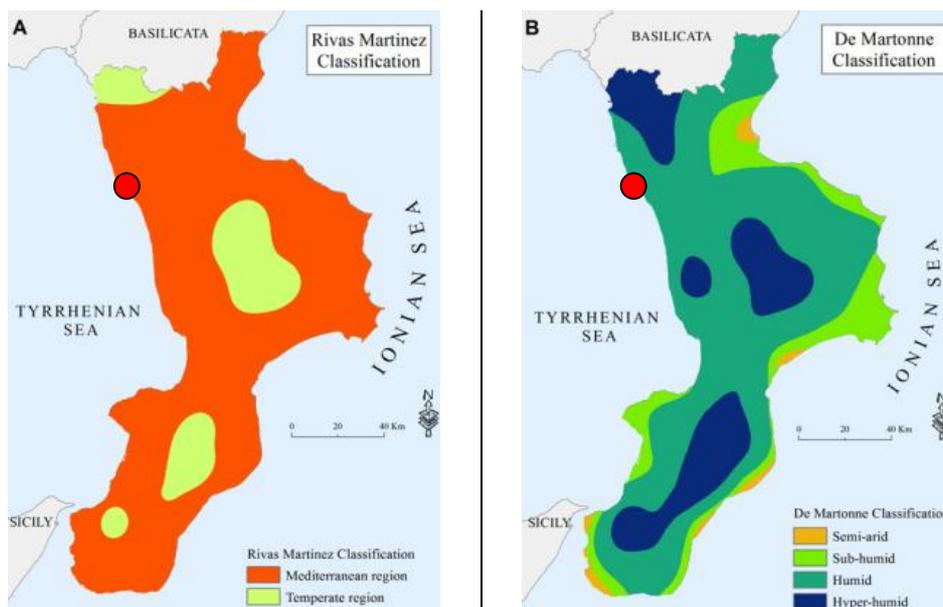
CETRARO (76 m s.l.m.)		
Periodo	P (mm)	T (°C)
Gen	110,0	10,3
Feb	107,0	10,8
Mar	83,0	12,3
Apr	75,0	15,1
Mag	50,0	18,8
Giu	25,0	23,2
Lug	20,0	26,0
Ago	28,0	26,2
Set	56,0	23,5
Ott	108,0	19,4
Nov	139,0	15,5
Dic	132,0	12,0
Anno	933,0	17,8

L'evapotraspirazione reale, calcolata con la nota formula di TURC (1953)⁴⁸, come adattata da SANTORO (1970)⁴⁹ per temperature medie annue $T = 10 \div 18 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$Er = [P/0,9 + (P^2/L^2)]^{0,5} \quad \text{con } L = 586 - 10 T + 0,05 T^3,$$

risulta $Er = 565 \text{ mm}$, pari al 60 % degli afflussi annui.

L'analisi geomorfologica, in base alle locali condizioni termo-pluviometriche, può essere sviluppata con riferimento ai diagrammi di PELTIER (1950)⁵⁰, da cui è possibile definire l'efficacia dei processi geomorfici, responsabili delle forme attuali di paesaggio.



Il processo geomorfico dominante, nell'attuale contesto climatico, è rappresentato dall'azione dilavante delle acque di pioggia, per cui si procede ad una valutazione dell'erosione idrica potenziale tramite l'indice di Fournier modificato da ARNOLDUS (1977)⁵¹ o indice F_{FAO} :

⁴⁵ DE MARTONNE E. (1926). Une nouvelle fonction climatologique: l'indice d'aridité. La Meteorologie, 2, 449-458.

⁴⁶ BAGNOULS F. & GAUSSEN H. (1957). Les climats biologiques et leur classification. Ann. Geogr., 66,193-220.

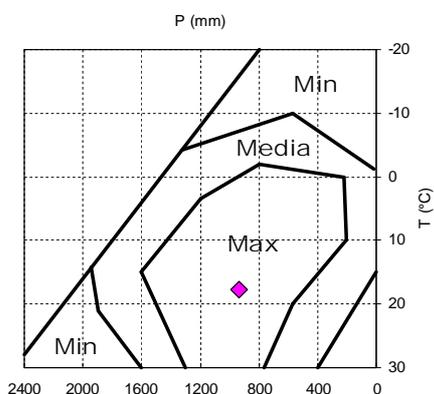
⁴⁷ RIVAS-MARTINEZ S. (1995). Bases para una nueva clasificacion bioclimatica de la Tierra. Folia Botanica Matritensis, 16.

⁴⁸ TURC L. (1953). Le bilan d'eau des soil. Relations entre les precipitations, l'évaporation ed l'écoulement. Ann. Thèse Fac. Sci.- Univ. de Paris.

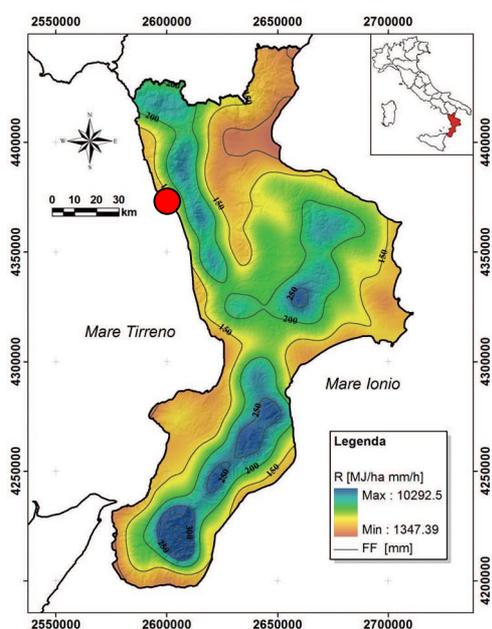
⁴⁹ SANTORO M. (1970). Sull'applicabilità della formula di Turc per il calcolo dell'evapotraspirazione effettiva in Sicilia. Atti Conv. Int. Acque Sotterranee, 6-8 dicembre 1970, Palermo.

⁵⁰ PELTIER L. C. (1950). The geographic cycle in periglacial regions as it is related to climatic geomorphology. An. Ass. Am. Geogr., 40, 214-236.

⁵¹ ARNOLDUS H.M.J. (1977). Methodology used to determine the maximum potential average annual soil loss due to sheet and rill erosion in Morocco. FAO Soils Bulletin 34: 39-51.



Azione dilavante delle acqua di pioggia



CETRARO (76 m s.l.m.)			
Periodo	p (mm)	p ²	F _{FAO}
Gen	110,0	12100	
Feb	107,0	11449	
Mar	83,0	6889	
Apr	75,0	5625	
Mag	50,0	2500	
Giu	25,0	625	
Lug	20,0	400	
Ago	28,0	784	
Set	56,0	3136	
Ott	108,0	11664	
Nov	139,0	19321	
Dic	132,0	17424	
Anno (P)	933,0	91917	98,5

$$F_{FAO} = \sum_{i=1}^{12} \frac{p_i^2}{P}$$

ove: P = precipitazione media annua in mm; p_i = precipitazione media del mese i-esimo in mm.

L'indice F_{FAO}, correlabile con l'indice di aggressività climatica⁵² R (WISCHMEIER, 1959)⁵³, tramite la relazione proposta da ARNOLDS (1977):

$$R = 0,302 * F_{FAO}^{1,93}$$

consente di distinguere tre classi di erosione idrica potenziale o erosività, a cui SCRINZI et al. (2006)⁵⁴ associano piogge massime di 6 ore e tempo di ritorno 2 anni:

$$P_{max(6h)} = (F_{FAO} + 20,175)/2,692$$

AGGRESSIVITÀ CLIMATICA O EROSIVITÀ	F _{FAO} (mm)	R (MJ*mm*ha ⁻¹ *h ⁻¹)	P _{max(6h)} (mm)
ALTA	> 150	> 4.785	> 63,2
MEDIA	100 ÷ 150	2.188 ÷ 4.785	44,6 ÷ 63,2
BASSA	< 100	< 2.188	< 44,6

SITO BASSA/MEDIA	98,5	2.125	44,1
-----------------------------	-------------	--------------	-------------

Nell'area in esame si definisce una erosività al passaggio tra "bassa" e "media", che solo in particolari condizioni morfologiche (acclività elevata) e di copertura vegetale (vegetazione degradata o assente) può provocare effetti al suolo importanti (*gully erosion*) o innescare frane superficiali per saturazione della copertura detritico-eluviale tipo *soil slip*.

⁵² I valori di R, a volte, sono espressi nell'unità di misura US customary (sistema consuetudinario statunitense) e per convertire in unità di misura del S.I. (MJ*mm*ha⁻¹*h⁻¹) occorre moltiplicare per 17,02.

⁵³ WISCHMEIER W.H. 1959. A rainfall erosion index for a universal soil loss equation. Soil Sci. Soc. Amer. Proc., 32, 246-249

⁵⁴ SCRINZI G. et al. (2006). Un modello di valutazione della funzionalità protettiva del bosco per la pianificazione forestale: la componente stabilità dei versanti rispetto ai fenomeni franosi superficiali. Forest@, 3, 1, 98-155.

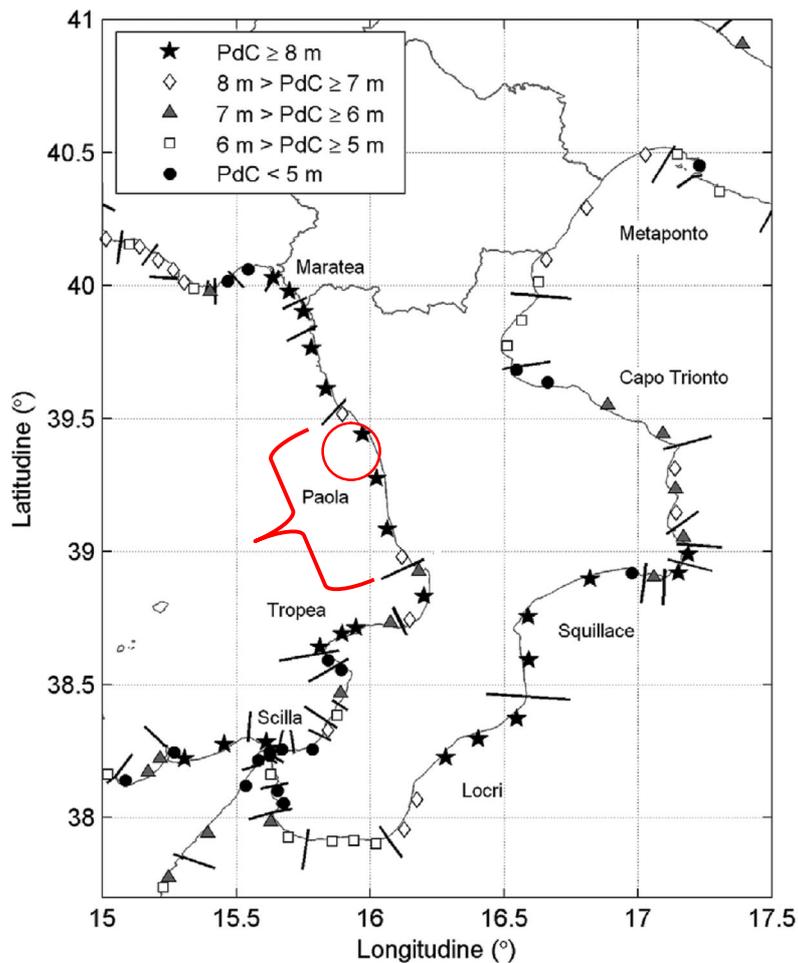


2.2.3 – DINAMICA LITORANEA ED EVOLUZIONE COSTIERA

Le unità fisiografiche (UF) della Calabria sono identificate da LISI & BRUSCHI (2008)⁵⁵ in termini di morfologia ed estensione lungo la costa, unitamente alla definizione del limite verso il largo della fascia attiva o “profondità di chiusura” (PdC), cioè “la profondità oltre la quale il trasporto dei sedimenti può essere ritenuto trascurabile e non si riscontra alcuna variazione significativa della profondità del fondale in un caratteristico intervallo di tempo” (KRAUS et al., 1998)⁵⁶.

L'unità fisiografica di riferimento della zona di Cetraro è quella di Paola, estesa per una lunghezza costiera di circa 75 Km tra Capo Bonifati e Capo Suvero e caratterizzata in termini di morfotipo costiero come “falcata”, ovvero “ampio tratto di costa bassa, debolmente arcuata”. La profondità di chiusura annuale si attesta tra 7 e 8 m, ma nei settori più esposti supera anche gli 8 ÷ 9 metri.

UNITÀ FISIOGRAFICA PAOLA	Lunghezza totale (Km)	Morfotipo costiero	PdC (annuale)	PdC (quinquennale)	Orientazione (°N)
C.PO BONIFATI – C.PO SUVERO (TRATTO SETTENTRIONALE)	74,8	Falcata	7,6	9,4	206
			9,9	12,2	250



Profondità di chiusura annuali e unità fisiografiche di Basilicata e Calabria
(le linee ortogonali alla costa identificano i limiti delle UF,
mentre la toponomastica identifica alcune delle UF di riferimento)

⁵⁵ LISI I. & BRUSCHI A. (2008). Le unità fisiografiche e le profondità di chiusura delle coste italiane. L'Acqua, 2, 35-52.

⁵⁶ KRAUS N. C. et al. (1998). Depth of closure in beach-fill design. Coastal Engineering Technical Note, CETN II-40 3/98, Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg (MS) Coastal and Hydraulics Lab.



Alla scala del versante tirrenico calabrese si osserva che i valori di PdC annuali sono nettamente superiori nel settore settentrionale ($6,1 \text{ m} \leq \text{PdC} \leq 11,8 \text{ m}$), ove ricade la UF di Paola, rispetto a quello meridionale ($4,4 \text{ m} \leq \text{PdC} \leq 7,1 \text{ m}$), per effetto dell'azione schermante delle isole Eolie, che limitano l'estensione dei fetch efficaci da Ponente, da cui provengono le altezze d'onda maggiori. Le PdC diminuiscono all'interno dello Stretto di Messina ($2,0 \text{ m} \leq \text{PdC} \leq 5,2 \text{ m}$), protetto dall'azione del moto ondoso incidente.

Il litorale di Cetraro si sviluppa per circa 3 Km a nord del porto e per circa 4 Km a sud ed è caratterizzato da una serie di piccoli bacini a carattere torrentizio con modesto apporto solido fluviale. Il principale corso d'acqua è il fiume Aron, con foce a sud del porto e con un bacino idrografico di circa 37 km^2 .

Dal punto di vista della tipologia e sedimentologia costiera si definisce un tratto a costa alta, limitato a cavallo con il confine comunale di Bonifati, e una costa bassa a granulometria sabbioso/ghiaiosa con prevalenza di sabbie molto grossolane, che evolvono a sabbie medie nella spiaggia sommersa ($d_{50} = 2 \text{ mm}$ e $d_{90} = 5 \text{ mm}$ fino all'isobata $- 3 \text{ m}$; tra $- 3$ e $- 15 \text{ m}$: $d_{50} = 0,3 \text{ mm}$ e $d_{90} = 0,4 \text{ mm}$).

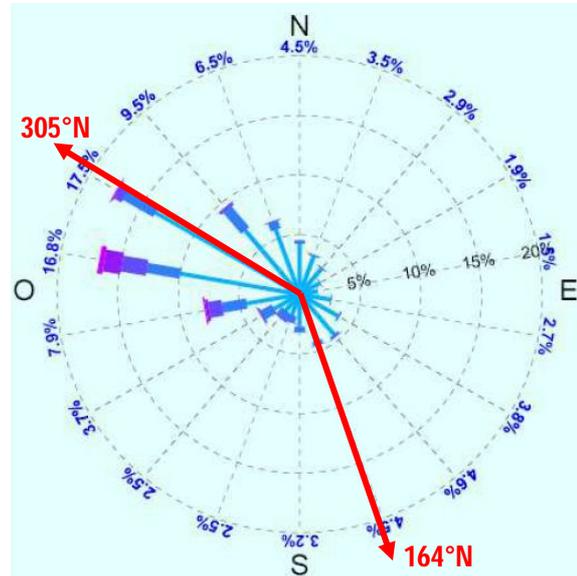
Il paraggio risulta esposto ai mari provenienti dalla traversia geografica delimitata dalle direttrici 164° e 305°N , tangenti rispettivamente al litorale di Amantea e a Capo Bonifati. Le ondatazioni provenienti dal quadrante meridionale generano, all'atto del frangimento, un trasporto solido longitudinale da SE a NW, mentre quelle provenienti da ponente e maestro generano un trasporto da NW a SE. Il trasporto prevalente è diretto da NW a SE, in accordo con il clima ondoso, definito da una prevalenza in intensità e frequenza delle ondatazioni da WNW (REGIONE CALABRIA, 2013)⁵⁷.

Il litorale risulta complessivamente in arretramento, esponendo a rischio strutture pubbliche e private, ad eccezione di tratti costieri localizzati in avanzamento o tendenzialmente stabili per effetto della realizzazione di opere di difesa, consistenti in scogliere aderenti e in frangiflutti foranei, che hanno fissato la residua spiaggia.

2.2.4 – VARIAZIONI DEL REGIME LITORANEO INDOTTE DAL PORTO DI CETRARO

La realizzazione del porto di Cetraro e in particolare del pennello "trappola" presente alla radice del molo evidenzia la direzione del trasporto litoraneo prevalente (da nord verso sud), dato che provoca un consistente accrescimento della spiaggia a nord (sopraflutto), la tendenza all'accumulo di sedimenti all'imboccatura del porto e l'innesco di una forte erosione lungo il litorale a sud (sottoflutto) per il deficit sedimentario lungo costa, a cui si somma la riduzione dei modesti apporti solidi fluviali, a seguito degli interventi di sistemazione idraulica delle aste torrentizie presenti.

I dati sull'evoluzione della linea di riva nel tratto di litorale compreso tra la foce del T. Triolo a nord e del F. Aron a sud del porto sono ripresi da COCCO et al. (1987)⁵⁸, che analizza l'arco temporale dal 1954 al 1987.



Clima meteo-marino e settore di traversia

⁵⁷ REGIONE CALABRIA (2013). Master plan degli interventi di mitigazione del rischio di erosione costiera in Calabria (area 19 e 20). Disp. in internet.

⁵⁸ COCCO E. et al. (1987). Variazioni del regime litoraneo indotte da interventi antropici nell'area di Cetraro Marina. Mem. Soc. Geol. It., 37, 453-458.



A partire dal 1955, data di costruzione del porticciolo peschereccio, il settore a nord del molo foraneo è soggetto a continua progredazione della linea di riva con valori crescenti, da nord verso sud, tra 18 e 35 m nel periodo 1955/1987, cui corrisponde una variazione lineare media di + 0,75 m/anno. Il settore a sud del porto è, al contrario, investito da un notevole arretramento (circa 1,1 m/anno), cui corrisponde una riduzione areale di circa 100.000 m².

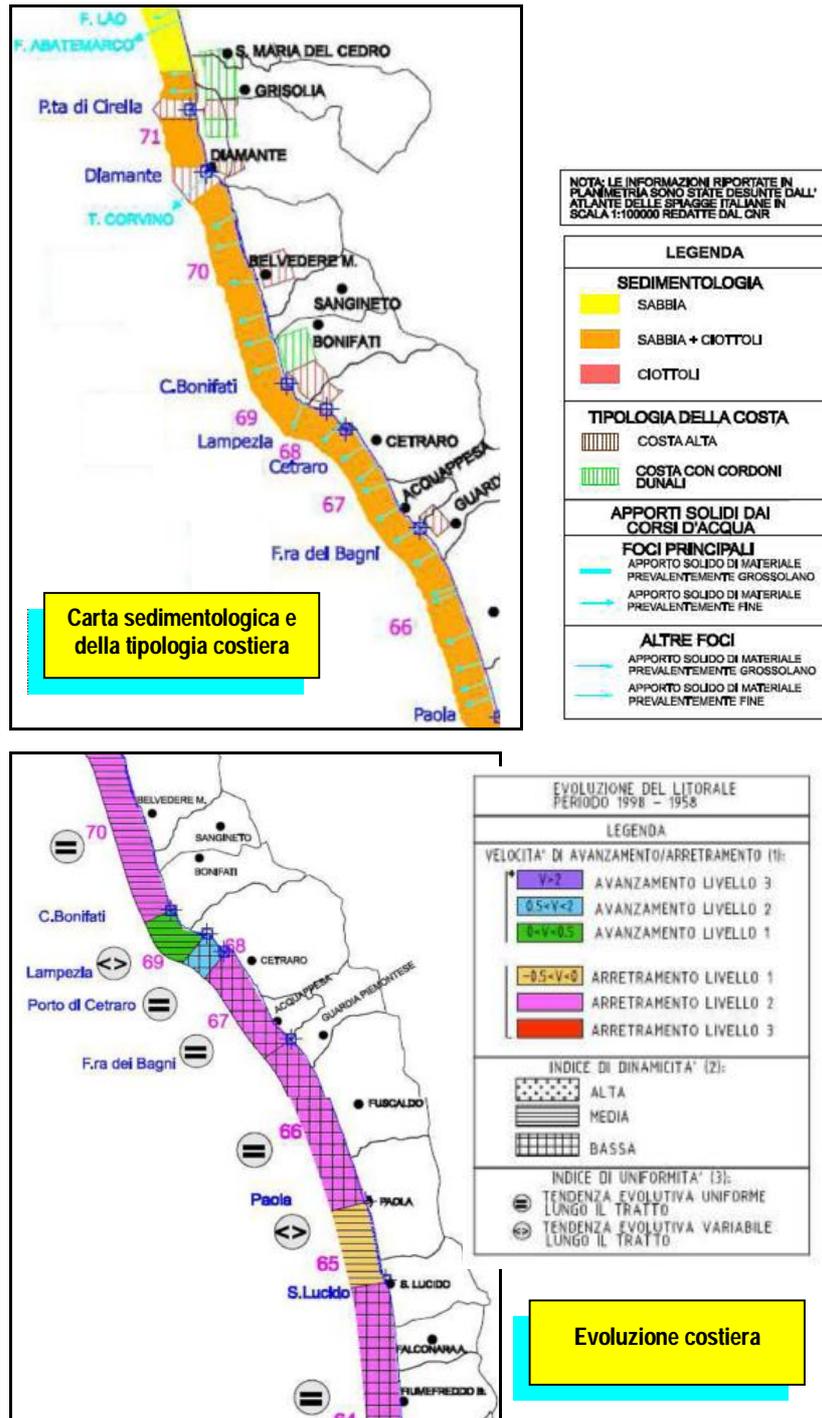
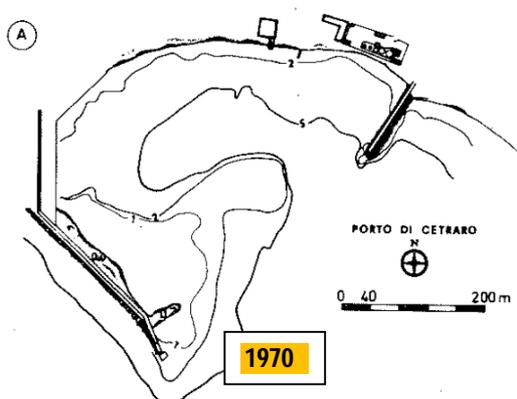
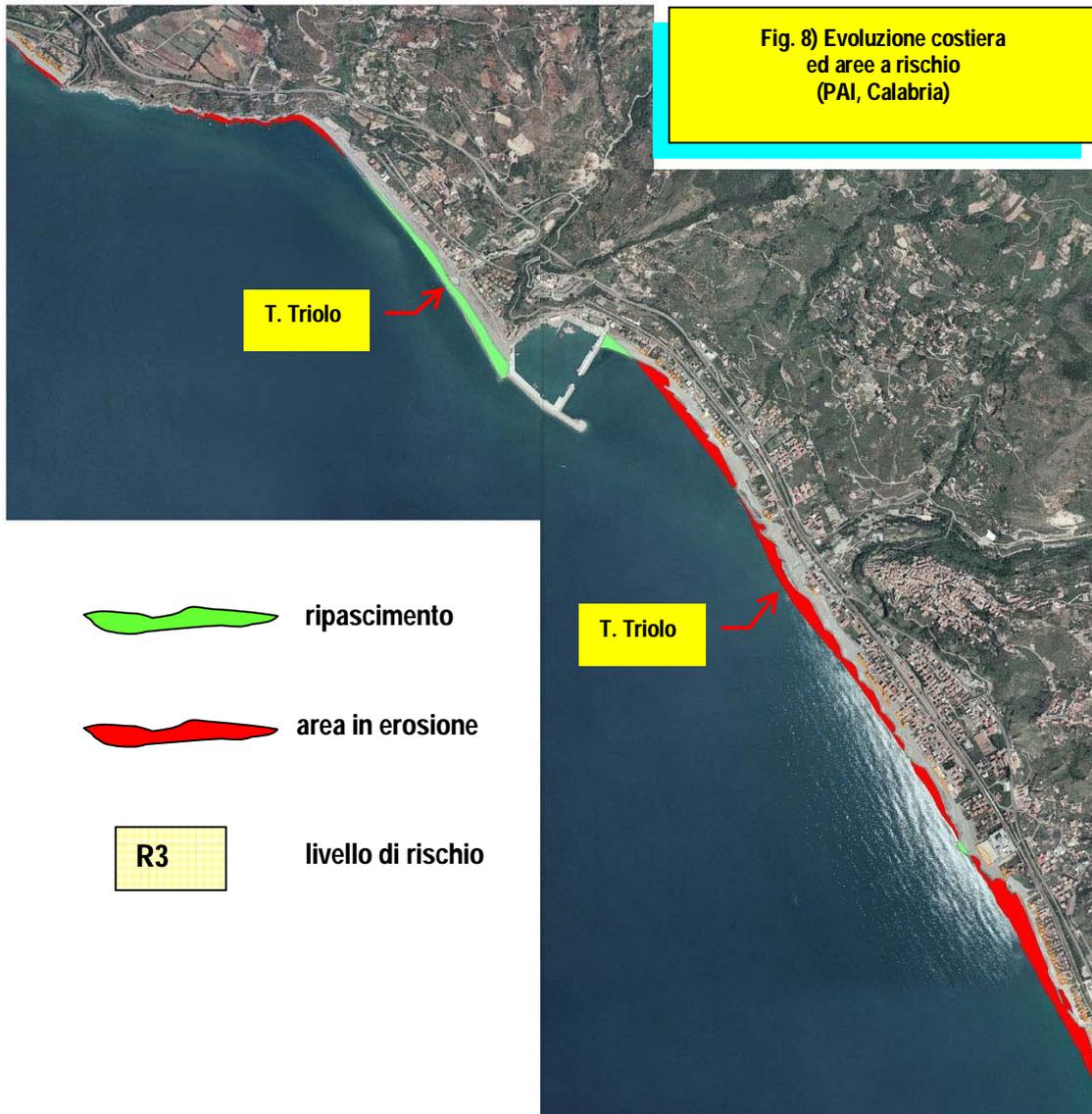


Fig. 7) Carta sedimentologica e dell'evoluzione costiera



Dopo la costruzione del porto, come segnalato da vari autori (ANGLANI FREGA, 1974⁵⁹; CORTEMIGLIA et al., 1981⁶⁰), ma anche come risulta dalla sequenza dei rilievi 1970/81 riportati da COCCO et al. (1987), si è verificato un progressivo interrimento dell'imboccatura, fino a precludere ogni possibilità di accesso (stagione invernale 1980/81), a causa della deposizione di materiali per diffrazione del moto ondoso proveniente dal 3° quadrante. Il volume totale dei materiali depositi all'interno del porto è valutato intorno a 200.000 m³.

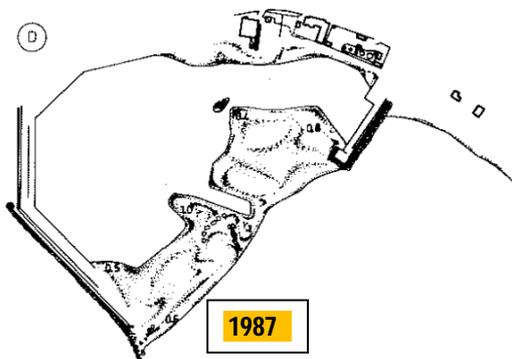
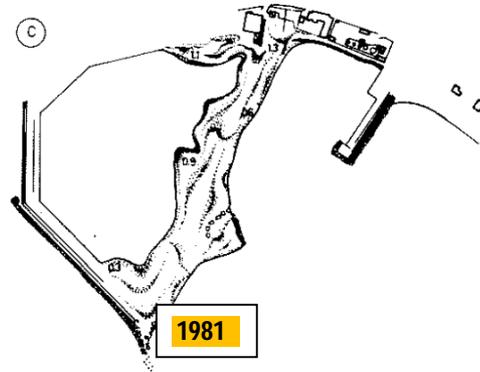
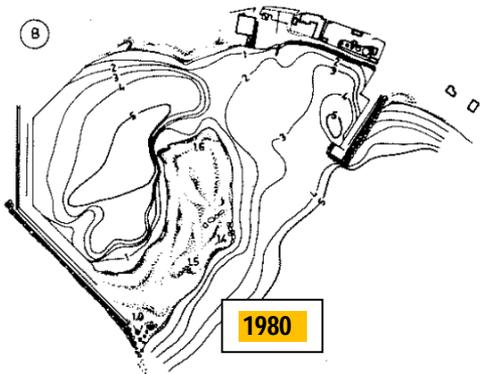
L'efficienza del porto resta condizionata da periodici lavori di

⁵⁹ ANGLANI FREGA G. (1974). L'importanza del verso del trasporto solido litoraneo sul regime e la conservazione dei litorali. Univ. della Calabria. Dip. Difesa del Suolo. Il Politecnico, 1.

⁶⁰ CORTEMIGLIA G.C. et al. (1981). Effects of Harbour on the shoreline variations along italian coast. XXVth International Navigation Congress Permanent International Association of Navigation Congress, Section II.



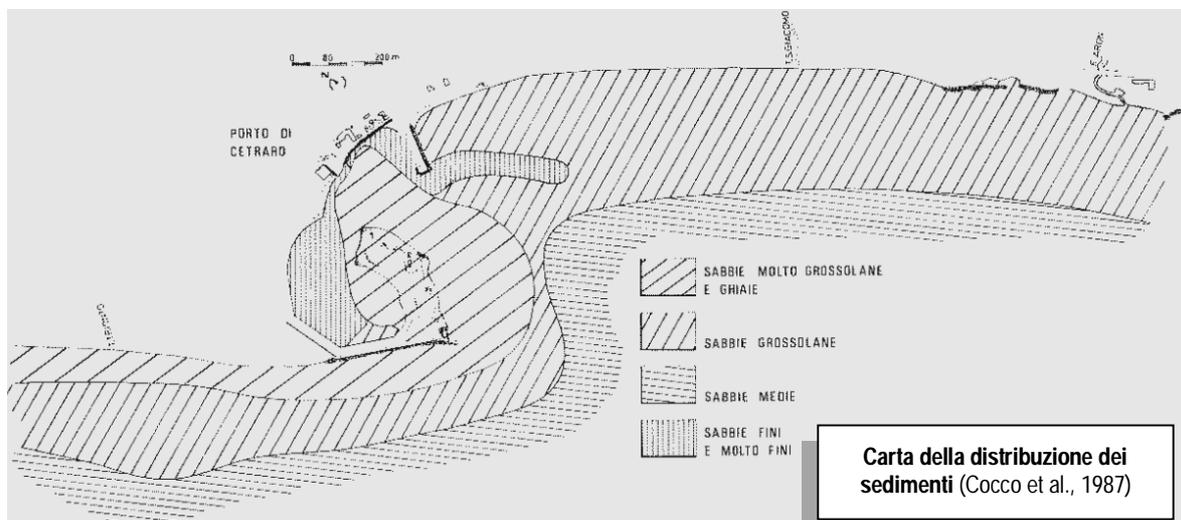
escavo con la formazione di un corridoio di adeguata profondità, mentre già nel 1987 i citati autori proponevano l'utilizzo dei sedimenti che ostruiscono l'imboccatura del porto per il ripascimento artificiale delle spiagge sottoflutto tramite un impianto stabile di "by pass"



La distribuzione granulometrica con riferimento al diametro medio, viene restituita cartograficamente da COCCO et al. (1987), in base al campionamento di sedimenti nell'ambito portuale e lungo profili trasversali alla costa.

I sedimenti grossolani (sabbie molto grossolane e ghiaie) si evidenziano nell'area a nord del molo foraneo (sopraflutto), in una fascia ampia circa 80 m tra la battigia e la batimetrica -3/-5 m, e si estendono anche nell'area portuale come sedimenti di interrimento. Le sabbie grossolane sono presenti a profondità comprese tra -6/-9 m, ma nella zona di sottoflutto risalgono fino sulla battigia. Oltre queste

profondità si riscontrano sabbie medie. I sedimenti più sottili (sabbie fini e molto fini) sono stati individuati solo nell'area a SE del molo di sottoflutto e nell'area più interna dello specchio portuale, dove risultano commisti ad alghe.



Carta della distribuzione dei sedimenti (Cocco et al., 1987)



STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)

Gli effetti provocati dalle opere portuali fino negli anni più recenti, a seguito degli interventi eseguiti per minimizzare il fenomeno dell'interrimento, si possono osservare dalla sequenza storica di ortofoto riprese dal Geoportale Nazionale (<https://www.minambiente.it/>), gestito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATTM).

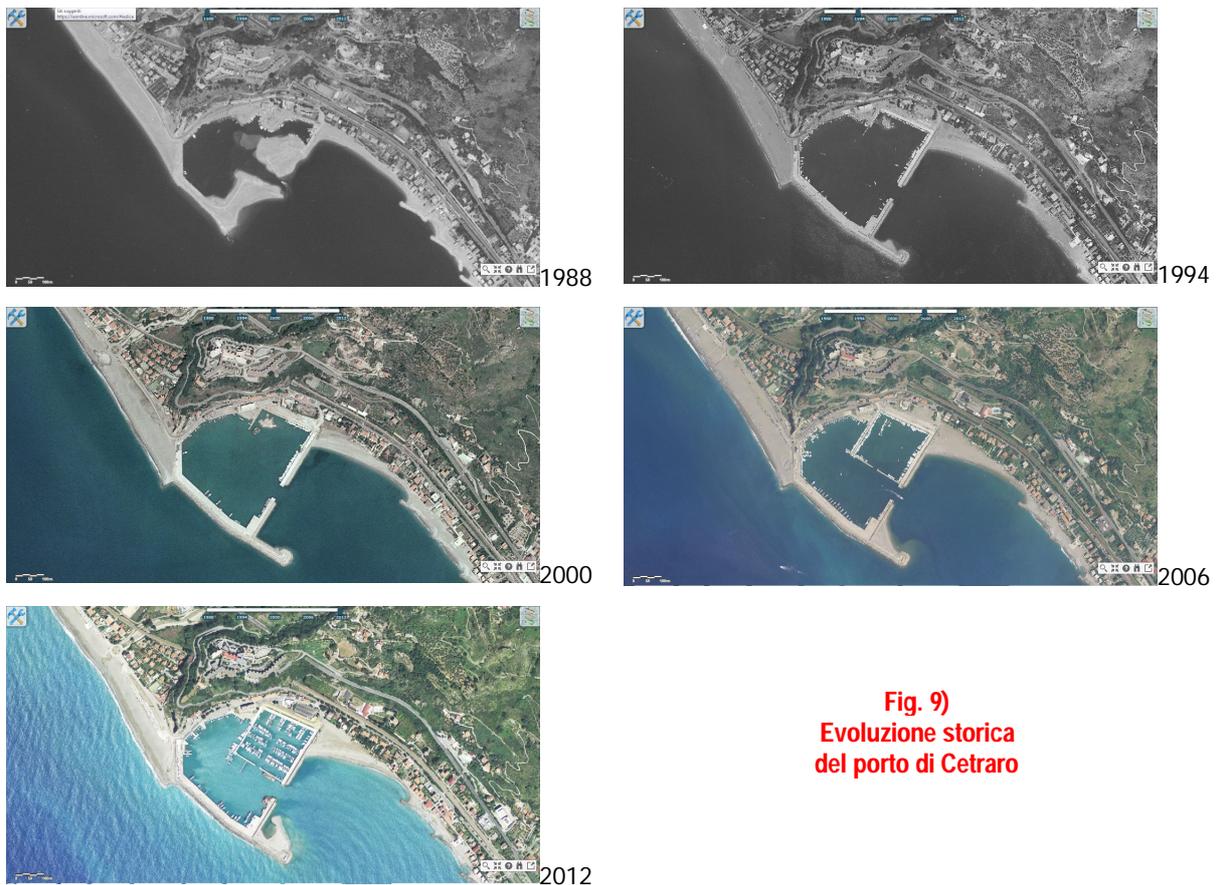


Fig. 9)
Evoluzione storica
del porto di Cetraro



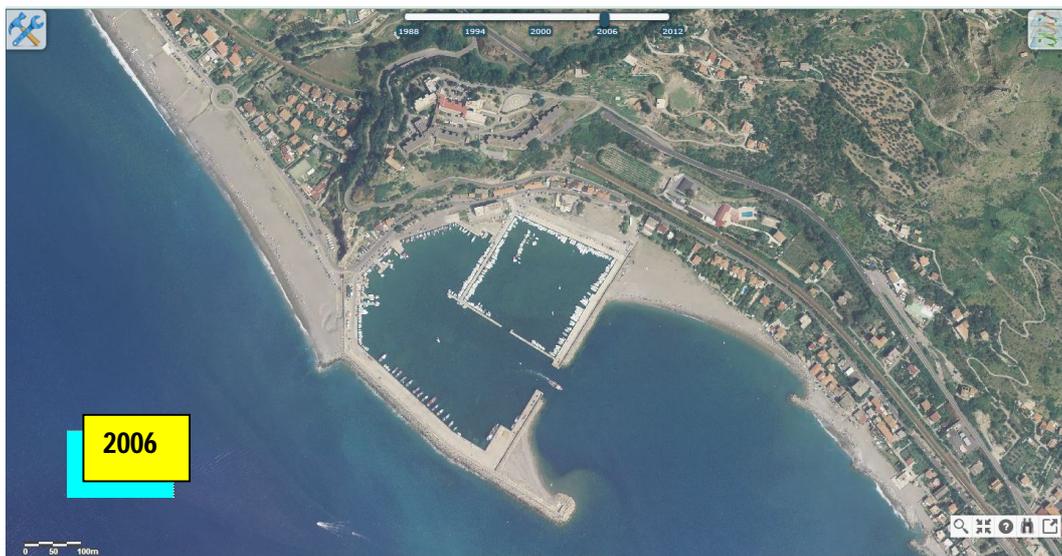


STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 - 98122 Messina
Tel. 090.2924437 - 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro - Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)





STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)





3 – QUADRO GEOLOGICO-TECNICO E SEDIMENTOLOGICO





3.1 – INDAGINI IN SITO E IN LABORATORIO

L'originario programma delle indagini in sito e in laboratorio era stato articolato attraverso l'esecuzione di perforazioni di sondaggio, a carotaggio continuo, prove in foro tipo SPT (*Standard Penetration Test*) e tipo D-H (*Down-Hole*), prove di laboratorio su campioni indisturbati o a disturbo limitato, oltre da prove HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) da localizzare dopo l'acquisizione delle altre indagini.



Planimetria originaria delle indagini

Tipo di prova/sigla	Tipo di prova/descrizione	Quantità eseguita
S	Sondaggio : perforazione a carotaggio continuo	n° 3 (m 15+16+20)
SPT	Prove penetrometriche dinamiche discontinue	n° 10
DPSH o SCPT	Prove penetrometriche dinamiche continue	n° 2 (m 5,40 + 20,70)
D-H	Prove sismiche in foro (Down-Hole)	n° 2 (m 12 + 20)
C	Prelievo campione a disturbo limitato/disturbato	n° 6
HV	Prove di acquisizione rumore sismico	n° 9

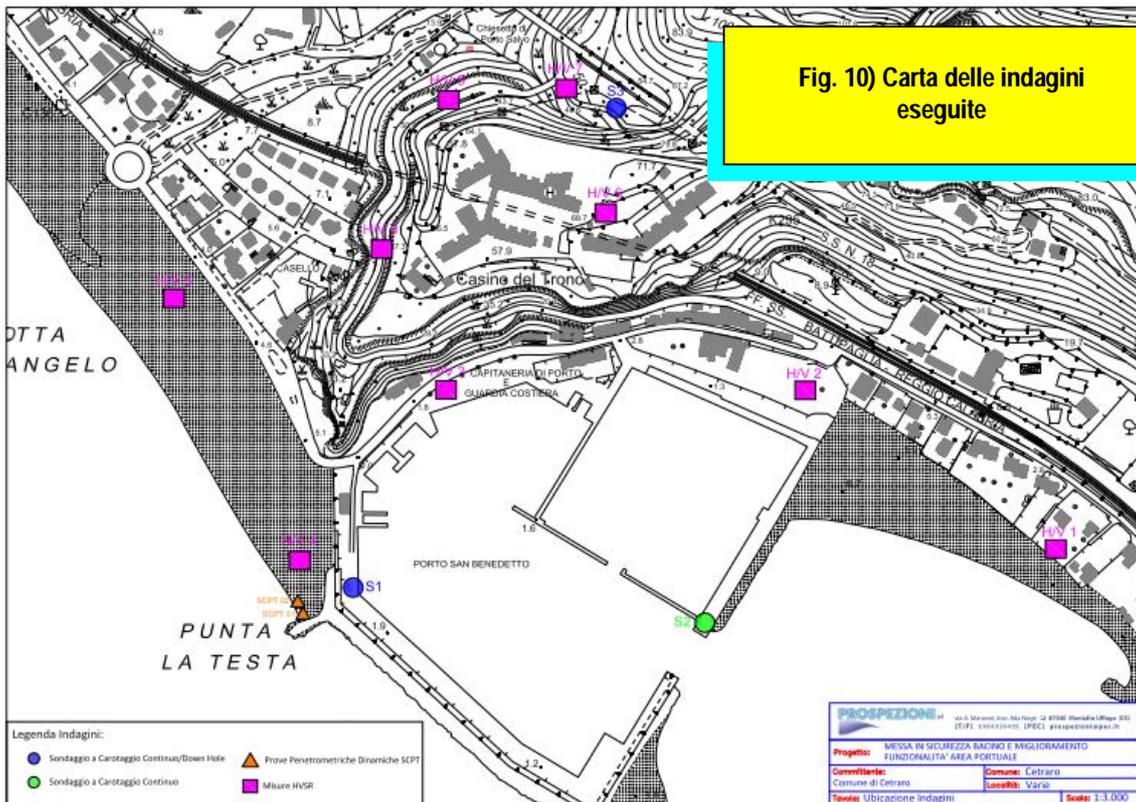
Tab. 2) Prove in sito eseguite

Durante il corso delle indagini il programma geognostico è stato soggetto a variazioni, in dipendenza di particolari condizioni dei luoghi (esposizione alle condizioni meteo-marine) e dei terreni (risalita nei fori di sondaggio di flusso di sabbia e acqua). A questo proposito il sondaggio S4 è stato sostituito con una prova penetrometrica



dinamica a punta chiusa, designata con la sigla DPSH (*Dynamic Probing Super Heavy*), in accordo con la terminologia adottata dall'ISSMGE (STEFANOFF et al. 1988)⁶¹.

Nella tabella allegata sono riportate le prove eseguite, distinte per tipologia e quantità. I risultati delle indagini, come restituiti dalla ditta esecutrice (Prospezioni srl), sono riportati in allegato fuori testo.



Legenda Indagini:

- Sondaggio a Carotaggio Continuo/Down Hole
- Sondaggio a Carotaggio Continuo
- ▲ Prove Penetrometriche Dinamiche SCPT
- Misure HVSR

3.1.1 – PROVE PENETROMETRICHE E RAPPORTO N_{SPT}/N_{30DPSH}

La prova DPSH, conosciuta anche con la sigla SCPT (*Standard Cone Penetration Test*)⁶², non necessita di fori appositamente attrezzati, come la prova SPT, per cui risulta economicamente più vantaggiosa, ma anche dotata di una maggiore ripetitività e di una minore variabilità dei risultati (SQUEGLIA et al., 2006⁶³; BAGLIONE et al., 2007⁶⁴).

⁶¹ STEFANOFF G. et al. (1988). Dynamic probing (DP): International reference test procedure. Proc. ISOPT-1, De Ruiter (ed.), Balkema. 1, 53-70.

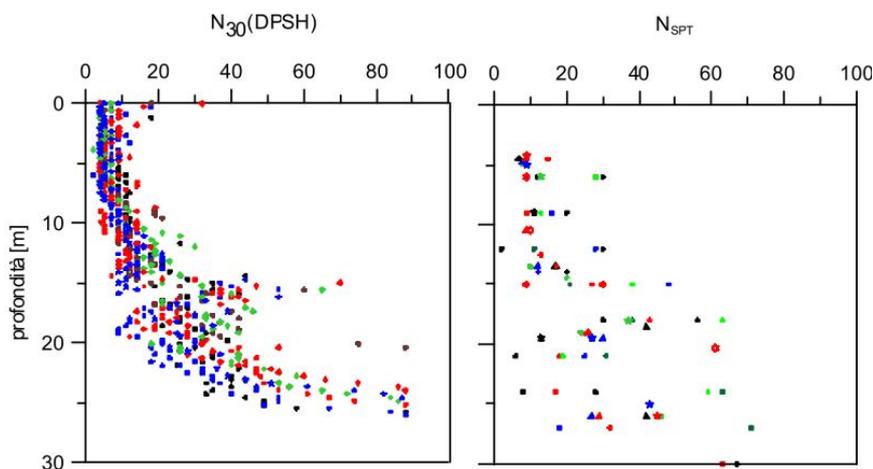
⁶² Negli anni più recenti la sigla per le prove penetrometriche dinamiche continue SCPT (*Standard Cone Penetration Test*) è stata utilizzata per designare una particolare prove penetrometrica statica (*Seismic Cone Penetration Test*), per cui in questa sede si preferisce utilizzare la sigla DPSH.

⁶³ SQUEGLIA N. et al. (2006). Caratterizzazione meccanica dei depositi di terreni mediante prove penetrometriche dinamiche. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2006 - IARG 2006, Pisa, 26 – 28 giugno 2006 (disp. in internet)-

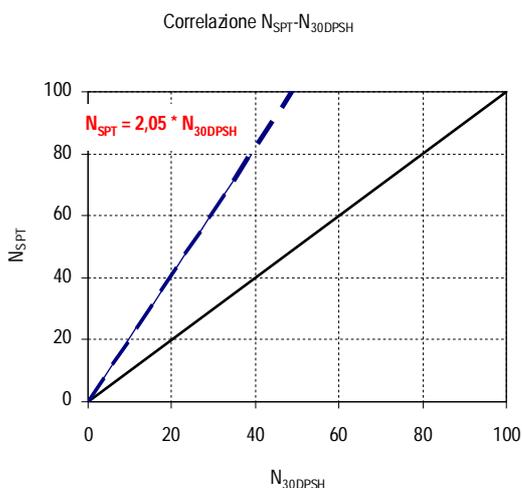
⁶⁴ BAGLIONE M. et al. (2007). Caratterizzazione meccanica dei depositi di terreni mediante prove penetrometriche dinamiche alla luce dei risultati acquisiti nell'ambito del progetto V.E.L. della Regione Toscana. ANIDIS, Pisa 10-14 giugno 2007 (disp. in internet).



Le prove DPSH sono state eseguite con un penetrometro Pagani TG 73-200 e i valori di N_{30DPSH} (in seguito N_{30}) sono stati misurati fino alla profondità di raggiunto "rifiuto" ($N_{30} > 100$), corrispondente a 5,4 m dal p.c. con la prova SCPT1 e a 20,7 m con la prova SCPT2.



Profili di prove penetrometriche dinamiche



I valori di N_{30} sono stati ridefiniti in termini di N_{SPT} , riportando su un'unico grafico i valori misurati in sondaggi vicini (SCPT1 e SCPT2; S1-SPT e S2-SPT), da cui si evince che i valori di N_{SPT} sono sempre superiori al numero di colpi N_{30} :

$$N_{SPT} = 2,05 * N_{30}$$

mentre la retta di correlazione risulta praticamente uguale a quella proposta da CREPELLANI (2001)⁶⁵ nell'ambito dello studio geotecnico in un'area campione dell'Alta Val Tiberina Umbra:

$$N_{SPT} = 2,04 * N_{30}$$

Nella letteratura specializzata (SPAGNOLI, 2006⁶⁶; 2007⁶⁷) sono riportate numerose correlazioni per il

passaggio da N_{30DPSH} a N_{SPT} , peraltro caratterizzate da evidente discordanze. A questo proposito MUROMACHI & KOBAYASHI (1983)⁶⁸, in base ai dati rilevati in un'ampia gamma di terreni, propongono:

$$N_{30} = 1,15 * N_{SPT}$$

$$(N_{SPT} = 0,87 * N_{30})$$

per cui occorrerebbe qualche colpo in più con la prova DPSH rispetto alla prova SPT, ma tenendo conto dell'influenza dell'attrito laterale lungo la batteria di aste si potrebbe porre:

⁶⁵ CREPELLANI T. (2001). Studio geotecnico finalizzato alla valutazione degli effetti locali in un'area campione dell'Alta Val Tiberina Umbra. Integrazioni alla relazione finale. Università degli Studi di Firenze- Dip. Ingegneria Civile (disp. in internet).

⁶⁶ SPAGNOLI G. (2006). Comparazione delle prove penetrometriche dinamiche in Europa con correlazioni geotecniche. Master Thesis. Università degli Studi di Milano, Bicocca (disp. in internet).

⁶⁷ SPAGNOLI G. (2007). An empirical correlation between different dynamic penetrometers. Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE), 12.

⁶⁸ MUROMACHI T. & KOBAYASHI S. (1982). Comparative study of static and dynamic penetration tests currently in use in Japan. ESOPT-2, Amsterdam, Balkema. 1, 297-302.



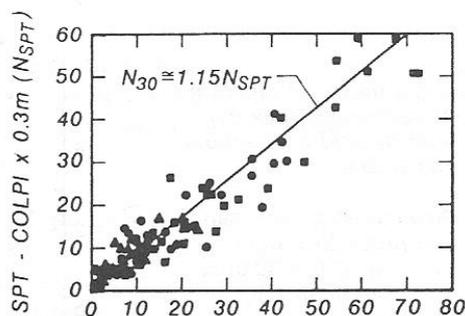
$$N_{SPT} = 1,0 * N_{30}$$

Le esperienze italiane non sembrano confermare la relazione di MUROMACHI & KOBAYASHI (1983), tanto che TISSONI (1987)⁶⁹ riporta:

$$N_{30} = 0,57 \div 0,60 * N_{SPT} \quad (N_{SPT} = 1,75 \div 1,67 * N_{30})$$

mentre secondo i dati basati su una esperienza dello Studio Geotecnico Italiano si pone:

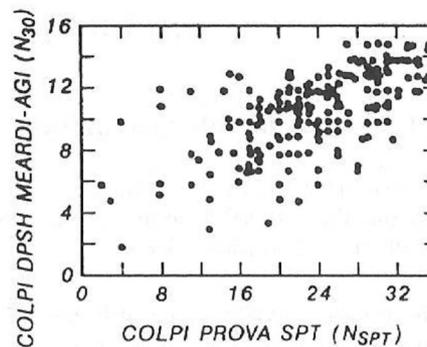
$$N_{30} = 0,5 * N_{SPT} \quad (N_{SPT} = 2,0 * N_{30})$$



COLPI PENETROMETRO DINAMICO
RTRI x 0.3m (N_{30})

- Ghiaie, sabbie con ghiaia
- Sabbie, sabbie limose
- ▲ Argille, limi

Muromachi & Kobayashi (1983)



6 verticali SPT con prove ogni 1.5m
fra 0.00 e 30.00m

6 verticali DP adiacenti (valori di
 N_{30} presi alle stesse profondita'
di SPT)

TERRENO: deposito fluvio-lacustre di
sabbie micacee con lenti
di limo e di sabbia con
ghiaia

Documentazione SGI

Il passaggio da N_{30} a N_{SPT} può essere eseguito anche secondo il criterio proposto da LACROIX & HORN (1973)⁷⁰, che tiene conto delle differenti energie di infissione dei penetrometri utilizzati:

$$N_{SPT} = N_{30} * (W * H) / (6,2 * D^2 * L)$$

(ove : N_{30} o N_{20} o N_{10} = numero di colpi misurato nella prova DP ; W = peso del maglio in Kg ; H = altezza di caduta in cm ; D = diametro del cono in cm ; L = penetrazione standard in cm), per cui con le caratteristiche del DPSH usato nel nostro caso risulta :

$$N_{SPT} = N_{30} * (73 * 75) / (6,2 * 5,08^2 * 30) = 1,14 * N_{30}$$

In conclusione, a prescindere dalle esperienze di MUROMACHI & KOBAYASHI (1983), è lecito ritenere i valori di N_{SPT} sempre superiori a N_{30DPSH} e fare riferimento ad un rapporto:

$$N_{SPT} / N_{30} > 1,14$$

I valori di N_{SPT} , misurati direttamente o determinati in funzione di N_{30} , sono stati riportati a N_{60} , tenendo conto solo del fattore di correzione C_R (lunghezza delle aste), tramite la correlazione proposta da DEGER (2014)⁷¹:

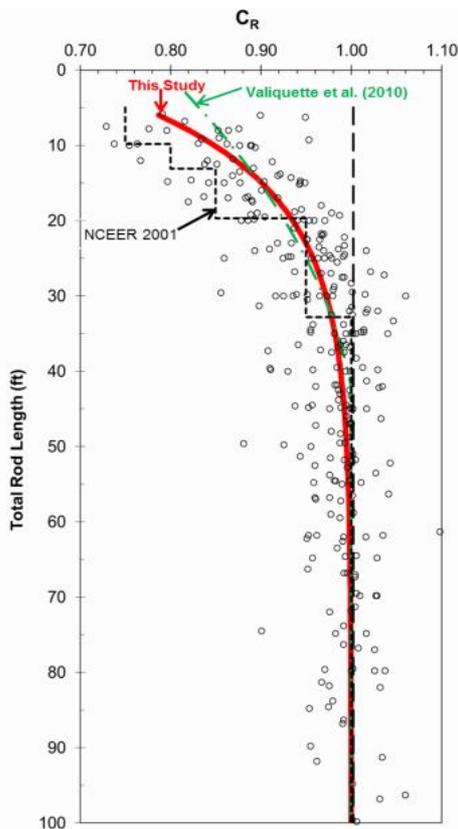
⁶⁹ TISSONI A. (1987). La prova SPT e SPTC a confronto nei terreni fluvio-glaciali della pianura torinese. Geol. Tecnica, 4, 27-34.

⁷⁰ LACROIX Y. & HORN H. (1973). Direct determination and indirect evaluation of relative density and its use on earthwork construction projects. Evaluation of relative Density and its role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, ASTM Special Technical Publication 523, 251-280.

⁷¹ DEGER T. T. (2014). Overburden stress normalization and rod length corrections for the standard penetration test (SPT). 2014. PhD Thesis. UC Berkeley.



$$N_{60} = N_{SPT} * (C_E * C_B * C_S) * C_R = N_{SPT} * C_R = N_{SPT} * [1 - 0,36 * \exp(-0,27887 * L)]$$



Correlazioni CR-lunghezza delle aste
This study : $CR = 1 - 0,36 * \text{EXP}(-0,27887 * L)$
(Deger, 2014)

$N_{SPT} = N_{60}$	STATO DI ADDENSAMENTO (Terzaghi & Peck, 1948)	DENSITA' RELATIVA Dr (%) (Gibbs & Holtz, 1957)
< 4	Molto sciolto	< 15
4 ÷ 10	Sciolto	15 ÷ 35
10 ÷ 30	Medio	35 ÷ 65
30 ÷ 50	Denso	65 ÷ 85
> 50	Molto denso	> 85

dato che gli altri fattori di correzione ($C_E = ER_m/60 =$ rapporto energetico; $C_B =$ diametro del foro; $C_S =$ metodo di campionamento), secondo quanto riportato nella letteratura (SKEMPTON, 1986⁷²; ROBERTSON & FEAR, 1996⁷³; ROBERTSON & WRIDE, 1998⁷⁴), si pongono:

$$(C_E * C_B * C_S) = 1$$

considerato, in particolare, che il rendimento energetico della prova SPT, correntemente adoperata in Italia, risulta $ER_m = 60 \%$ (CESTARI, 1990)⁷⁵.

Gli orizzonti penetrometrici, caratterizzati in funzione di N_{60} , possono essere ridefiniti in base alla valutazione qualitativa dello stato di addensamento (TERZAGHI & PECK, 1948)⁷⁶, a cui GIBBS & HOLTZ (1957)⁷⁷ associano valori della densità relativa.

Il valore della resistenza penetrometrica ($N_{1,60}$), normalizzato ad una pressione geostatica efficace di 1 bar, è stato definito tramite l'applicazione del coefficiente $C_N \leq 1,7$, calcolato secondo LIAO & WITHMANN (1986)⁷⁸:

$$N_{1,60} = N_{60} * C_N = N_{60} * (p_a / \sigma'_v)^{0,5}$$

in cui p_a è la pressione atmosferica espressa nella stessa unità di misura di σ'_v ($p_a = 100$ se σ'_v è espresso in kPa; $p_a = 1$ se σ'_v è espresso in Kg/cm²).

A partire dai risultati di SPT e DP è possibile stimare mediante correlazioni empiriche i seguenti parametri:

- la densità relativa (Dr), l'angolo di resistenza al taglio (ϕ') e la resistenza alla liquefazione (τ/σ'_{v0}) dei terreni granulari;
- il modulo di taglio a piccole deformazioni (G_{max});
- la resistenza al taglio di terreni a grana fine e rocce tenere.

Da questo punto di vista i lavori di PASQUALINI (1983)⁷⁹, CESTARI (1990) e LO PRESTI & SQUEGLIA (2008)⁸⁰ rappresentano i più importanti riferimenti in lingua italiana sull'argomento.

⁷² SKEMPTON A.W. (1986). Standard Penetration Test procedure and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Geotechnique, 36,3.

⁷³ ROBERTSON P.K. & FEAR C.E. (1996). Soil liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. Liquefaction Workshop, January 1996.

⁷⁴ ROBERTSON P.K. & WRIDE C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal. 35(3), 442-459.

⁷⁵ CESTARI F. (1990). Prove geotecniche in sito. Ed. Geo-graf, Segrate (Mi).

⁷⁶ TERZAGHI K. & PECK RALPH B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. J. Wiley and Sons, New York.

⁷⁷ GIBBS H.J. & HOLTZ W.G. (1957). Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. Proc. 4th Conf. on SMFE, London.

⁷⁸ LIAO S. C. & WITHMAN R.V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. Jour. Geotechnical Engineering, 112, 3, 373-377.

⁷⁹ PASQUALINI E. (1983). Standard Penetration Test. XI Ciclo delle Conf. di Geotecnica di Torino. Atti Ist. Scienza delle Costruzioni – Politecnico di Torino, n. 608.

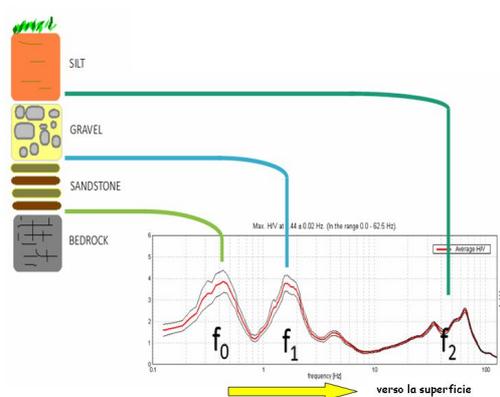
⁸⁰ LO PRESTI D. & SQUEGLIA N. (2008). Prove penetrometriche dinamiche. Hevelius Ed., Benevento.



3.1.2 – PROVA DH E PROFILO SISMICO

I profili sismo-stratigrafici sono stati ricostruiti in base alle velocità delle onde di taglio (V_s) misurate nel corso delle prove *Down-Hole* e messe a confronto con le correlazioni V_s -profondità relative a "suoli"⁸¹ a diversa rigidità (suoli soffici e suoli rigidi), proposte da CAMPBELL & DUKE (1976)⁸², CAMPBELL et al. (1979)⁸³ e LEW & CAMPBELL (1985)⁸⁴ e ridefinite in termini di equazioni di potenza da ROCCAFORTE & CUCINOTTA (2015)⁸⁵:

- suoli soffici $V_s = 144,51 * z^{0,2822}$
- suoli rigidi $V_s = 229,71 * z^{0,2697}$



Utilizzo stratigrafico della curva HVSR

3.1.3 – PROVA HVSR E PROFONDITA' DEL BEDROCK

Le prove con l'acquisizione del rumore sismico (*seismic noise*) o microtremore, restituite secondo la tecnica HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) o semplicemente H/V, introdotta da NOGOSHI & IGARASHI (1970)⁸⁶ e resa popolare da NAKAMURA (1989)⁸⁷, sono generalmente finalizzate alla determinazione della risposta sismica locale, ma utilizzate anche per la ricostruzione dell'assetto stratigrafico locale e per la stima dell'indice di vulnerabilità del sito (K_g)

Il picco di frequenza con valore minimo sulle curve H/V corrisponde al contrasto di impedenza principale e generalmente si correla all'interfaccia geologica terreno

copertura/*bedrock*. Gli altri picchi con frequenza maggiore segnalano contrasti di impedenza secondari, più superficiali e nell'ambito dei terreni di copertura.

La frequenza di picco può essere utilizzata per calcolare direttamente lo spessore del deposito sedimentario risonante con riferimento ad una serie di correlazioni riportate nella letteratura sotto forma di equazioni di potenza (IBS-von SEHT & WOHLBERG, 1999⁸⁸; DELGADO et al., 2000⁸⁹; PAROLAI et al., 2002⁹⁰).

I valori dell'indice di vulnerabilità K_g , dato dal rapporto tra l'ampiezza di picco A_0 dello spettro H/V e la corrispondente frequenza f_0 (NAKAMURA, 1997)⁹¹:

$$K_g = A_0^2 / f_0$$

⁸¹ Con il termine "suolo", in senso sismologico, si intende qualsiasi tipo di materiale (roccioso o sciolto), su cui è modellata la superficie topografica.

⁸² CAMPBELL K.W. & DUKE C.M. (1976). Correlations among seismic velocity, depth and geology in the Los Angeles Area. Report No.UCLA-ENG-7662, School of Engineering and Applied Science, Un. of California, Los Angeles.

⁸³ CAMPBELL K.W. et al. (1979). Correlations of seismic velocity and depth in southern California. Report No.UCLAENG- 7965, School of Engineering and Applied Science, Un. of California, Los Angeles

⁸⁴ LEW M. & CAMPBELL K.W. (1985). Relationships between shear wave velocity and depth of overburden. Proc. of a Session on Measurement and Use of Shear Wave Velocity For Evaluating Dynamic Soil Properties, Denver.

⁸⁵ ROCCAFORTE F. & CUCINOTTA C. (2015). Stima dei parametri geotecnici in geofisica applicata. Correlazioni tra parametri sismici e geotecnici per la pratica professionale. Flaccovio Ed., Palermo.

⁸⁶ NOGOSHI M. & IGARASHI T. (1970) - On the propagation characteristics of microtremors. J. Seism. Soc. Japan, 23, 264-280.

⁸⁷ NAKAMURA Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute (RTRI), 30,1.

⁸⁸ IBS-von SEHT M. & WOHLBERG J. (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments. Bull. Seism. Soc. Am., 89,250–259.

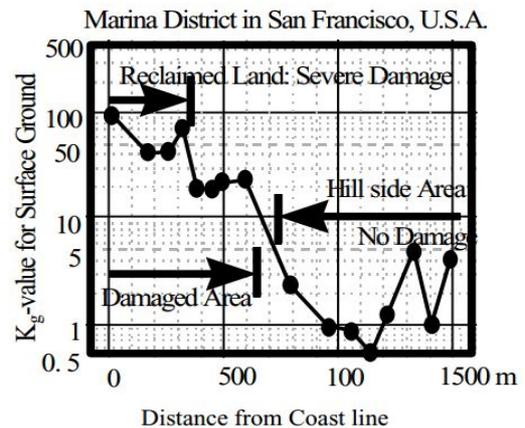
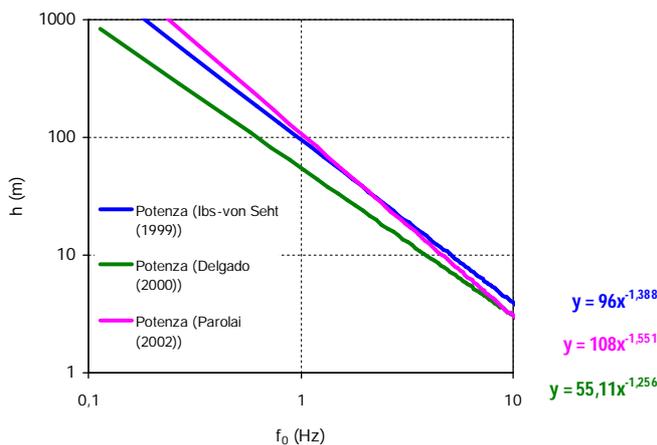
⁸⁹ DELGADO J. et al. (2000a). Mapping soft soils in the Segura river valley (SE Spain): a case study of microtremors as an exploration tool. J. Appl. Geophys, 45, 19-32.

⁹⁰ PAROLAI S. et al. (2002). New relationships between V_s , thickness of sediments, and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for the Cologne area (Germany). Bull. Seism. Soc. Am. 92, 2521-2527.

⁹¹ NAKAMURA Y. (1997). Seismic vulnerability indices for ground and structures using microtremor. World Congress on Railway Research, Florence, Italy.



consentono di classificare vulnerabili i siti con $K_g > 10$ e ad altissima vulnerabilità quelli con $K_g > 50$, tenuto conto del diverso grado di danneggiamento rilevato nella baia di San Francisco in occasione del terremoto di Loma Pietra del 1989 e con riferimento soprattutto alla liquefazione, qualora ovviamente ci siano le condizioni idro-geologiche predisponenti.



3.1.4 – PROVE DI LABORATORIO

Le difficoltà di prelievo di campioni indisturbati o a disturbo limitato nei terreni granulari ha limitato le prove di laboratorio ad una serie di misure del peso di volume e di analisi granulometriche su campioni rimaneggiati prelevati ad una profondità comparabile con le prove SPT, in modo da verificare la eventuale influenza della granulometria sui valori di N_{SPT} .

Il valore di N_{SPT} si incrementa sensibilmente in presenza di ghiaia e con aumentare del coefficiente di uniformità ($U = d_{60}/d_{10}$), come risulta da studi sperimentali condotti da GIBBS & HOLTZ (1957), DESAI (1970)⁹², BURMISTER (1974)⁹³, MARCUSON & BIEGANOUSKY (1977)⁹⁴, e viene corretto da AMANTIA SCUDERI (1995)⁹⁵ tramite una relazione empirica in funzione del coefficiente di uniformità (U) e del diametro al passante del 100 % (D_{100}):

$$N_{cor} = 2 * N / [1 + \log(D_{100} * U)]$$

con il valore di N_{cor} da utilizzare esclusivamente per la determinazione dell'angolo di attrito a volume costante (ϕ_{cv}) tramite la correlazione del JRA (1990)⁹⁶:

$$\phi' = (15 * N_{cor})^{0.5} + 15$$

⁹² DESAI M.D. (1970). Sub-surface exploration by dynamic penetrometers. STR Collage of Engineering & Tecnology, Nasal Pub. & Printers, Surat, India.

⁹³ BURMISTER D.M. (1947). Discussion. Symposium on load test of bearing capacity of soil. ASTM, Pubbl. n. 79.

⁹⁴ MARCUSON W.F. & BIEGANOUSKY (1977). SPT and relative density in coarse sand. J. Geotech. Eng. Div. ASCE 103 (11),1295-1309.

⁹⁵ AMANTIA SCUDERI F. (1995). Proposta di correlazione tra SPT e granulometria dei sedimenti incoerenti. Geologi di Sicilia, Boll. ORGS, 3, 4, 4-10.

⁹⁶ JAPAN ROAD ASSOCIATION (1990). Specification for highway bridges, Part IV.



3.2 – CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

La caratterizzazione stratigrafica della porzione di sottosuolo di interesse ingegneristico (*"volume geotecnico significativo"*)⁹⁷, che nel caso in esame può essere circoscritto fino alla profondità di circa 15 ÷ 20 m dal piano-campagna, viene ricostruita sulla base dei sondaggi geognostici (profilo lito-stratigrafico) e delle prove in sito e di laboratorio, attraverso la definizione di un profilo penetrometrico (prove SPT e SCPT), di un profilo sismico (prove DH) e di un profilo granulometrico (analisi granulometriche).

In questa fase non si tiene conto delle prove HVSR, in quanto i risultati acquisiti dalle curve H/V (frequenza fondamentale e ampiezza di picco A_0 dello spettro H/V), saranno utilizzate per l'analisi della risposta sismica locale.

3.2.1 – PROFILO LITO-STRATIGRAFICO

I profili lito-stratigrafici, ubicati in corrispondenza dell'area portuale, interessano i depositi costieri recenti (sondaggio S1, S2 e interpretazione del SCPT 2), senza raggiungere il substrato almeno fino a 20 m dal piano-campagna. I depositi costieri sono stati distinti in sabbie (S) e ghiaie (G), non in quanto classe granulometrica esclusiva, ma con riferimento alla prevalenza dell'una o dell'altra frazione granulometrica.

Il sondaggio S3, localizzato all'altezza dello svincolo stradale in progetto, impegna il substrato geologico (*Unità di Cetraro*), costituito dalle interdigitazioni tra la litofacies filladico-scistosa, a grado di alterazione e fratturazione variabile (sf, sf_a, sf_f), e quella carbonatica (c), mascherati in affioramento da una coltre detritica (dt), di spessore metrico.

3.2.2 – PROFILO PENETROMETRICO

L'insieme dei valori di N_{60} , derivati dalla correzione dei valori misurati con le prove SPT e SCPT nell'ambito dell'area portuale, ha consentito di ricostruire un profilo penetrometrico con la restituzione di una linea di tendenza esponenziale in funzione della profondità:

$$N_{60} = 8,694 * \exp(0,113 * z)$$

Orizzonte penetrometrico	da m a m	Spessore (m)	N_{60}	N_{60} (medio) = $f(z)$	Stato di addensamento
P1	0 ÷ 4	4	9	11	Sciolto
P2	4 ÷ 7	3	16	16	Medio
P3	7 ÷ 11	4	25	24	
P4	11 ÷ 14	3	38	36	Denso
P4	14 ÷ 20	6	66	59	Molto denso

e con l'individuazione di 5 orizzonti, che si riducono a 4, in base alla classificazione dello stato di addensamento secondo TERZAGHI & PECK (1948).

Le prove SPT, eseguite nel foro di sondaggio S3, a carico della coltre detritica e del materiale filladico alterato, forniscono valori di $N_{SPT} > 50$, imputabili non tanto ad uno stato di addensamento

elevato, quanto alla eterogeneità granulometrica (presenza di tutte le classi granulometriche rimescolate in modo caotico), stratigrafica e di consistenza del deposito detritico-eluviale. L'utilizzo di questi valori di N_{SPT} per ricavare parametri geotecnici deve essere affrontata con cautela e spirito critico, sia per la scarsa affidabilità dei dati, sia per il carattere empirico delle correlazioni.

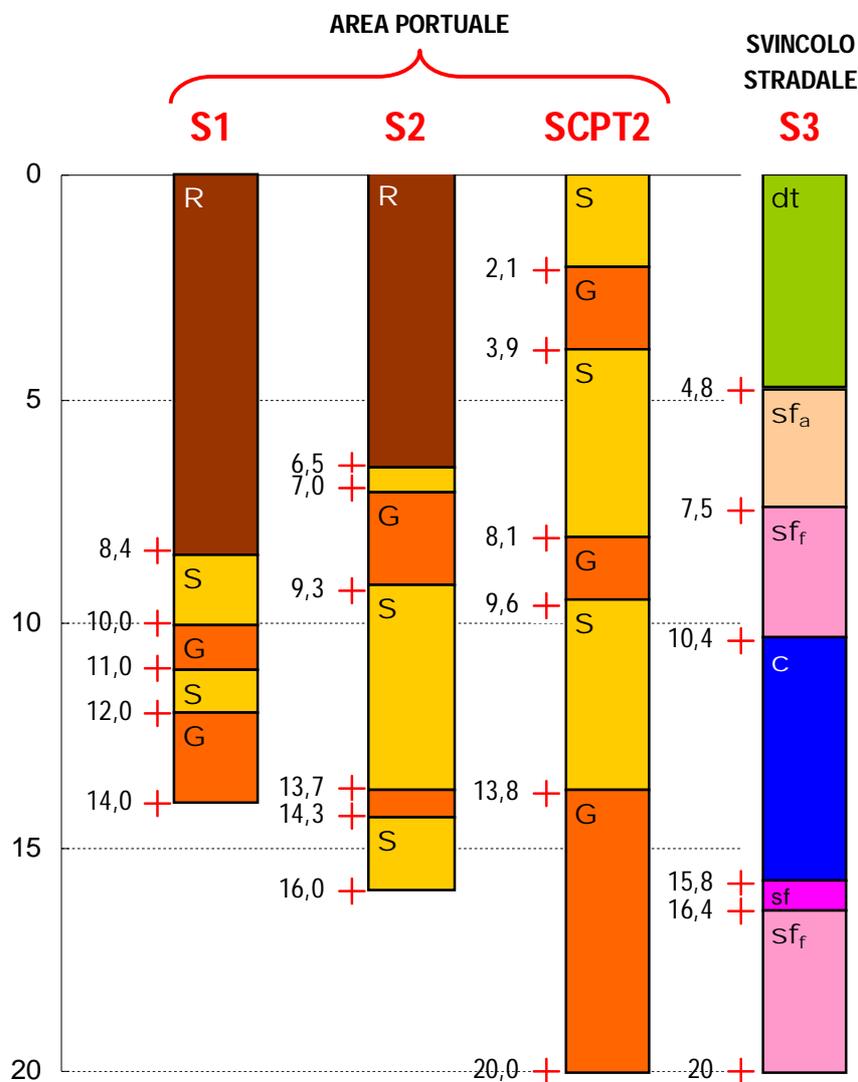


Fig. 11) Profili lito-stratigrafici

Legenda : R) materiale di riempimento ; S) sabbia prevalente da media a fine ; G) ghiaia prevalente e/o sabbia grossolana con ciottoli ; dt) coltre detritica con breccie di natura prevalentemente calcarea ; Sfa) scisti filladici estremamente alterati fino ad argillificati ; Sff) scisti filladici fratturati ed alterati ; sf) scisti filladici integri ; c) calcari, di colore grigio, e calcareniti bruno-rossastri, entrambi molto fratturati.

⁹⁷ Il volume geotecnico è rappresentato dalla porzione di sottosuolo influenzata da un'opera e che influenza l'opera stessa, in cui si avverte una sollecitazione > 10 % del nuovo carico indotto ("bulbo di pressione").

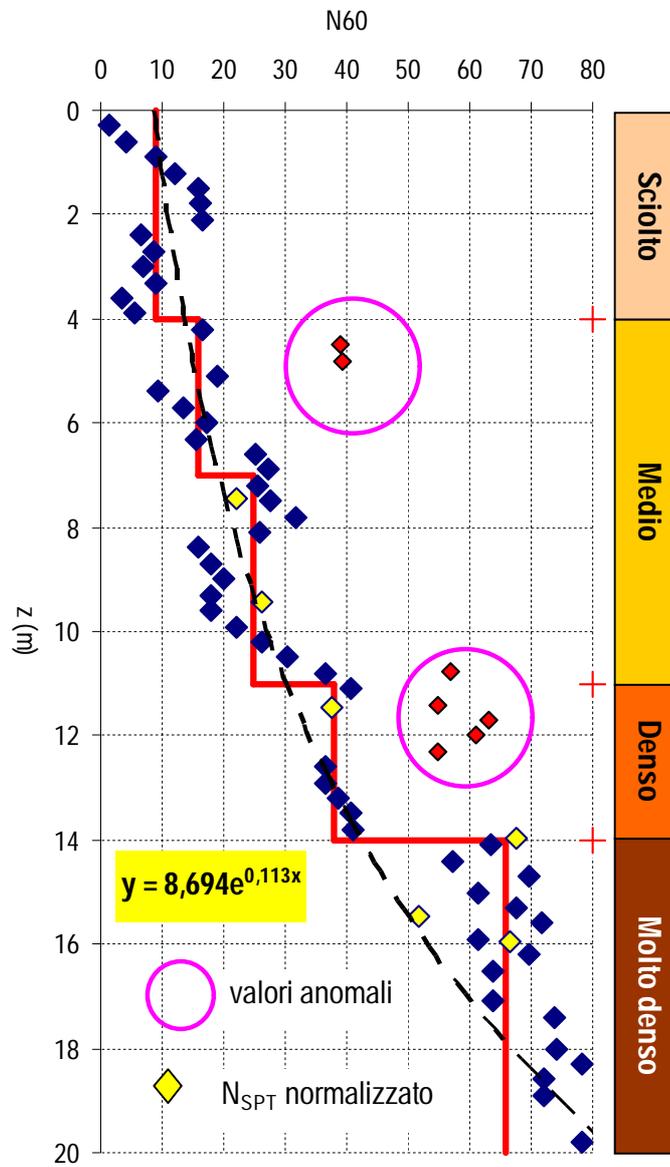


Fig. 12) Profilo penetrometrico nell'area portuale

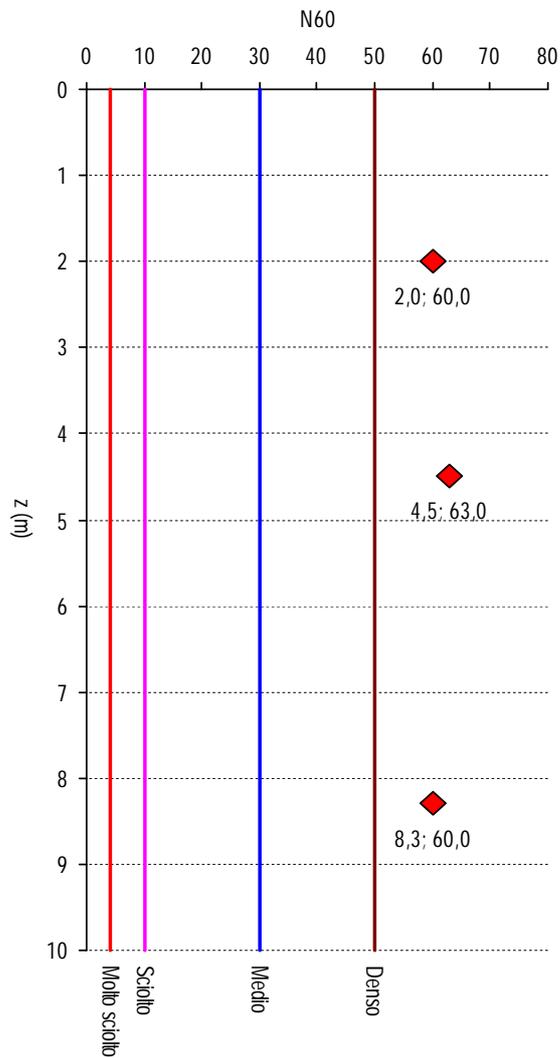


Fig. 13) Profilo penetrometrico nell'area dello svincolo stradale

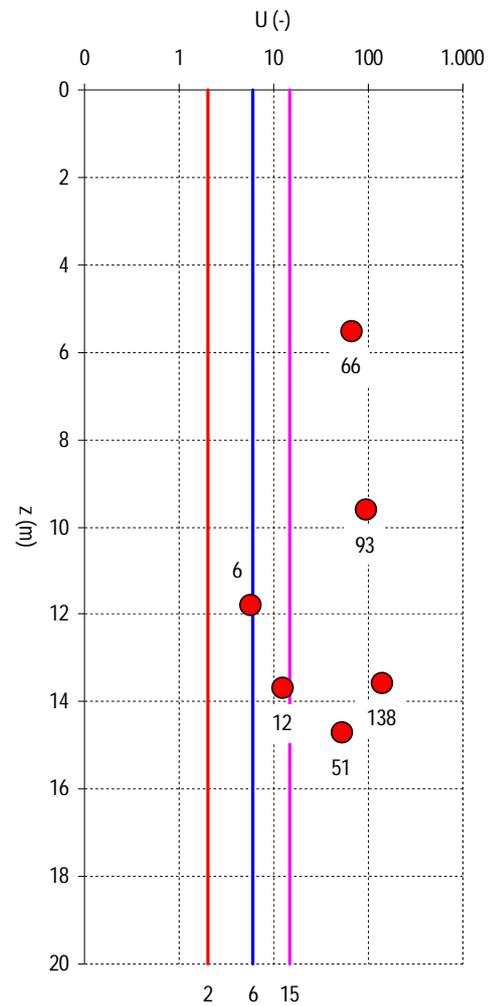


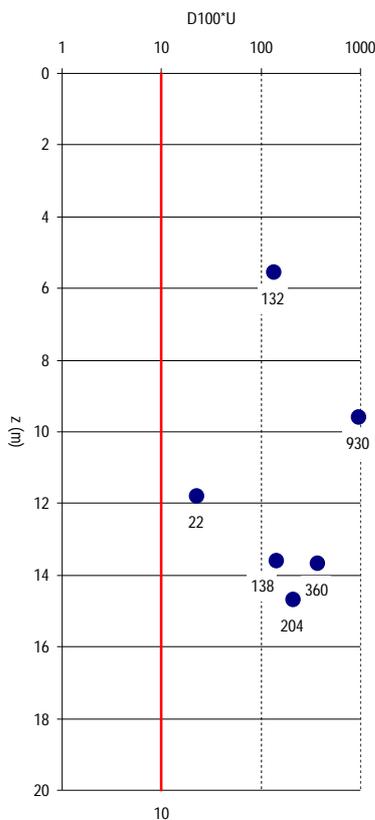
Fig. 14) Profilo granulometrico nell'area portuale

3.2.3 – PROFILO GRANULOMETRICO

Il profilo granulometrico viene espresso attraverso l'andamento con la profondità del coefficiente di uniformità, definito dal rapporto tra il diametro delle particelle corrispondenti al 60 % e al 10 % del passante sulla curva granulometrica cumulativa:

$$U = D_{60}/D_{10}$$

Classificazione del terreno	$U = D_{60}/D_{10}$
Praticamente uniforme	≤ 2
Poco gradato	$2 \div 6$
Ben gradato	$6 \div 15$
Molto ben gradato	≥ 15



Valori di (D₁₀₀*U) nell'ambito del deposito costiero

SCALA GRANULOMETRICA			
MILLIMETRI	MICRON	SCALA ϕ	CLASSI GRANULOMETRICHE (Wentworth)
4096		-12	
256		-8	Blocchi
64		-6	Ciottoli
			Ciottolotti
4.00		-2	
3.36		-1.75	
2.83		-1.50	Granuli
2.36		-1.25	
2.00	2000	-1	
1.68		-0.75	Sabbia molto grossa
1.41		-0.50	
2.19		-0.25	
1.00	1000	0	
0.84		0.25	Sabbia grossa
0.71		0.50	
0.59		0.75	
0.50	500	1	
0.42	420	1.25	Sabbia media
0.35	350	1.50	
0.30	300	1.75	
0.25	250	2	
0.210	210	2.25	Sabbia fine
0.177	177	2.50	
0.149	149	2.75	
0.125	125	3	
0.105	105	3.25	Sabbia molto fine
0.088	88	3.50	
0.074	74	3.75	
0.0625	62.5	4	
0.053	53	4.25	
0.044	44	4.50	Silt grosso
0.037	37	4.75	
0.031	31	5	
			Silt medio
0.0156	15.6	6	
			Silt fine
0.0078	7.8	7	
			Silt molto fine
0.0039	3.9	8	
0.0020	2	9	
0.00098	0.98	10	
0.00049	0.49	11	ARGILLA
0.00024	0.24	12	

da cui risulta la classificazione riportata nella tabella allegata.

Nel caso in esame tutti i campioni prelevati nei sondaggi S1 e S2 rientrano nel campo dei terreni ben gradati ($U > 6$), ad eccezione di un campione al limite tra poco e ben gradato, mentre il prodotto tra coefficiente di uniformità e diametro del passante al 100 % risulta sempre:

$$D_{100} * U > 10$$

per cui il valore di N_{SPT} risulta sensibilmente condizionato dal coefficiente U e deve essere corretto tramite la relazione empirica proposta da AMANTIA SCUDERI (1995), quando si utilizza nel calcolo dell'angolo di attrito a volume costante.

Campione	Prelievo z (m)	D ₁₀₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	U	D ₁₀₀ *U
S1C1	5.40 ÷ 5.70	2	0,5	0,4	0,0076	65,8	131,6
S1C2	11.60 ÷ 12.0	4	0,7	0,6	0,125	5,6	22,4
S1C3	13.50 ÷ 13.90	30	1,5	1,0	0,125	12,0	360
S2C1	9.40 ÷ 9.80	10	0,5	0,45	0,00538	93,0	929,5
S2C2	13.40 ÷ 13.80	1	0,18	0,1	0,0013	138,5	138,5
S2C3	14.50 ÷ 14.90	4	5,1	0,4	0,1	51,0	204

Tab. 3) Parametri granulometrici del deposito costiero

Nella allegata tabella si riportano i parametri granulometrici elaborati dai risultati delle analisi eseguite sui campioni prelevati nei sondaggi S1 e S2, da cui risulta il seguente valore medio:

$$D_{100} * U = 298$$

mentre il valore di D_{10} potrà essere utilizzato per il calcolo del coefficiente di permeabilità, secondo la nota relazione empirica di HAZEN (1892)⁹⁸:

$$k (m/s) = 0,1 * D_{10}^2 = 1,56E-03 \div 1,69E-07$$

Il diametro medio, secondo la terminologia di WENTWORTH (1922)⁹⁹, ancora normalmente adottata in sedimentologia, ancorché datata, rientra generalmente nella sabbia "media" o "grossa", tanto che il valore medio di D_{50} si posiziona al passaggio tra queste classi granulometriche:

$$D_{50} = 0,49 \text{ mm}$$

ad eccezione di un campione (S2C2), che si classifica come "sabbia molto fine" ($D_{50} = 0,1 \text{ mm}$).

⁹⁸ HAZEN A. (1892) Some physical properties of sand and gravel, with special reference to their use in filtration. Massachusetts State Board of Health, 24th Annual Report, Boston.

⁹⁹ WENTWORTH C.K. (1922). A scale of grade and class terms for clastic sediments. Journal of Geology, 30, 377-392.



3.2.5 – PROFILO SISMO-STRATIGRAFICO

Il profilo sismico, relativo al deposito costiero, in base ai valori di Vs misurati nel sondaggio S1 con la prova DH1, si inquadra nel campo dei suoli intermedi, compresi tra i terreni soffici e quelli rigidi, e si sviluppa tramite una curva di potenza, tipica dei terreni a comportamento granulare:

$$Vs = 245,43 * z^{0,2022}$$

mentre per l'orizzonte superficiale del sondaggio S3 (fino a circa 8,5 m dal p.c.), corrispondente alla coltre detritico-eluviale, si definisce:

$$Vs = 225,08 * z^{0,3186}$$

Il profilo sismico del sondaggio S3, presenta, invece, a profondità > 8,5 m dal p.c. le caratteristiche di terreno rigido e un incremento delle velocità di taglio ($Vs > 700$ m/s) oltre 11 m dal p.c., che porta a classificare il sottosuolo a comportamento lapideo.

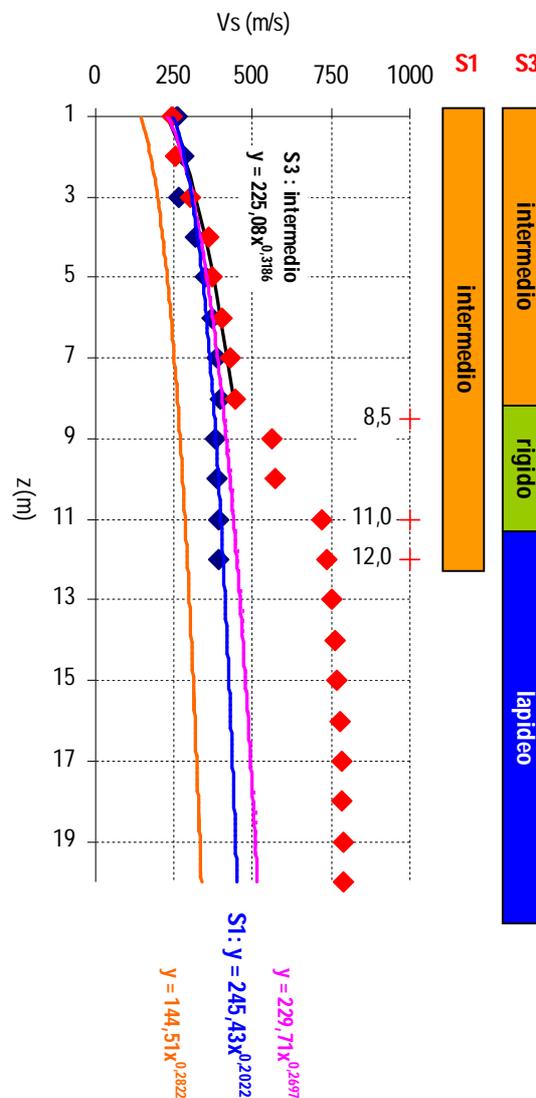


Fig. 15) Profilo sismo-stratigrafico



STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)

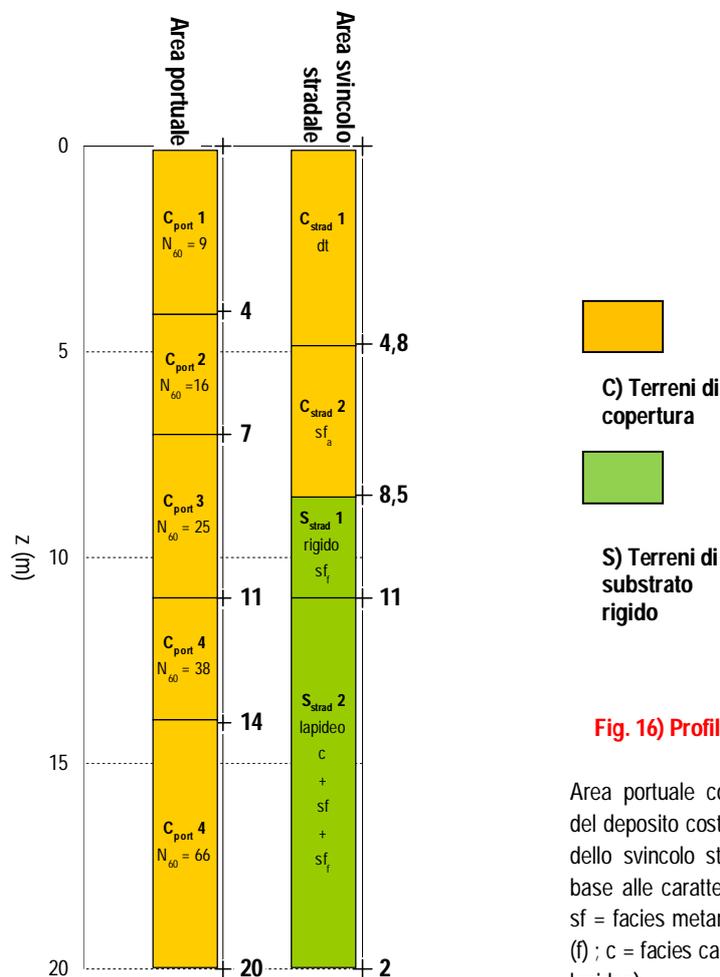
Il profilo sismico trova una buona corrispondenza con il profilo lito-stratigrafico del sondaggio S3. L'orizzonte sismico superficiale si correla con la coltre detritica (dt) e con l'orizzonte filladico più alterato e fratturato (sf_a), mentre il passaggio terreno rigido/terreno lapideo coincide con il limite litologico tra gli scisti filladici fratturati (sf) e il substrato più integro, carbonatico (c) e/o metamorfico (sf).



3.2 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

La caratterizzazione geotecnica degli orizzonti presenti nell'ambito del *volume geotecnico significativo*, inquadrati genericamente come "terreni di copertura" (C) e "substrato rigido" (S), viene eseguita utilizzando criteri diversi in base al comportamento fisico-meccanico, che risulta:

- da *incoerente* (o *granulare*) a *poco coesivo* per i terreni di copertura, correlati rispettivamente al deposito costiero nell'area portuale e alla coltre detritico-eluviale nell'area dello svincolo stradale, classificati dal punto di vista sismico come suoli intermedi;
- da *semi-lapideo* a *lapideo* per il substrato epimetamorfico e carbonatico con caratteristiche di suoli rigidi.

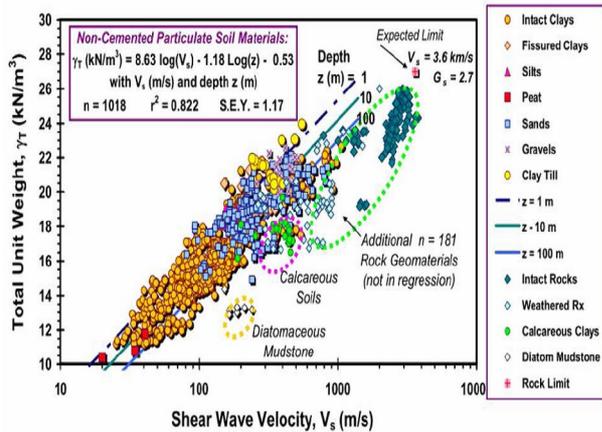


Il profilo geotecnico di riferimento è stato ricostruito con gli orizzonti sabbioso-ghiaiosi dei terreni di copertura (C) dell'area portuale (indicati con il pedice **port**) distinti in base ai valori di N_{60} con numeri crescenti dall'alto verso il basso (1, 2, ...). Con lo stesso criterio sono denominati i terreni di copertura nell'area dello svincolo stradale (pedice **strad**) con gli orizzonti distinti in base alle caratteristiche litologiche o per il substrato (S) in base anche alla rigidità (rigido o lapideo).



3.2.1 – CRITERI E METODI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I principali parametri geotecnici dei terreni di copertura (peso di volume, densità relativa, resistenza al taglio e deformabilità) possono essere stimati facendo ricorso a correlazioni empiriche, ormai di largo uso nella pratica professionale, in funzione della velocità sismica V_s (MAYNE et al., 2001¹⁰⁰; ROCCAFORTE & CUCINOTTA, 2015¹⁰¹), che in presenza di terreni eterogenei o ad elevata frazione ghiaiosa fornisce risultati più affidabili rispetto all'utilizzo della resistenza penetrometrica (N_{SPT}).



Il peso di volume saturo viene calcolato tramite la relazione proposta da MAYNE (2001)¹⁰², che tiene conto di V_s e anche della profondità (z) e presenta un coefficiente di determinazione abbastanza elevato ($R^2 = 0,822$):

$$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 8,63 \text{ Log} (V_s) - 1,18 \text{ Log} (z) - 0,53$$

da cui si può ricavare il peso di volume secco, in base al solo peso specifico dei grani ($G_s = 2,7 \text{ g/cm}^3$):

$$\gamma_d = G_s * (\gamma_{sat} - \gamma_w) / (G_s - 1) = 1,588 * (\gamma_{sat} - 9,81)$$

o in base anche all'indice dei vuoti:

$$\gamma_d = (G_s * \gamma_w) / (1 + e_0) = 26,5 / (1 + e_0)$$

previa determinazione di quest'ultimo parametro tramite la correlazione proposta da ANBAZHAGAN (2017)¹⁰³:

$$e_0 = 6,745 * V_s^{-0,41}$$

Il peso di volume umido si definisce in base alla stima dello stato di saturazione ($S_r < 0,4$: *terreno secco o poco umido*; $S_r = 0,4 \div 0,8$: *terreno umido*; $S_r > 0,8$: *terreno molto umido*), nella considerazione che per i nostri climi si raggiungono, quanto meno

stagionalmente, valori di $S_r = 0,7$, per cui sviluppando risulta:

$$\gamma_n = S_r * (\gamma_{sat} - \gamma_d) + \gamma_d = 0,7 * \gamma_{sat} + 0,3 * \gamma_d$$

La densità relativa, valore quantitativo dello stato di addensamento, è il parametro che influenza maggiormente la scelta dell'angolo di resistenza al taglio nei terreni granulari, tanto che LANCELLOTTA (1983)¹⁰⁴ riporta "per progetti di modesta importanza la D_r , unitamente ad una classificazione solo visiva del materiale, può essere considerata l'unica informazione di cui necessita il progettista".

¹⁰⁰ MAYNE P.W. et al. (2001). Manual on subsurface investigations. Geotechnical Site Characterization. National Highway Institute Publication No. FHWA NHI-01-031 Federal Highway Administration, Washington, DC

¹⁰¹ ROCCAFORTE F. & CUCINOTTA C. (2015). Stima dei parametri geotecnici in geofisica applicata. D. Flaccovio Ed., Palermo.

¹⁰² MAYNE P.W. (2001). Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. Proc. Intl. Conf. on In-Situ Measurements of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, 27- 48.

¹⁰³ ANBAZHAGAN P. et al. (2017). Soil void ratio correlation with shear wave velocities and SPT N values for Indo-Gangetic basin. Journal Geological Society of India, 89.4, 398-406.

¹⁰⁴ LANCELLOTTA R. (1983). Meccanica dei terreni e fondazioni. Resistenza al taglio e deformabilità. Libreria Ed. Un. Levrotto & Bella, Torino.



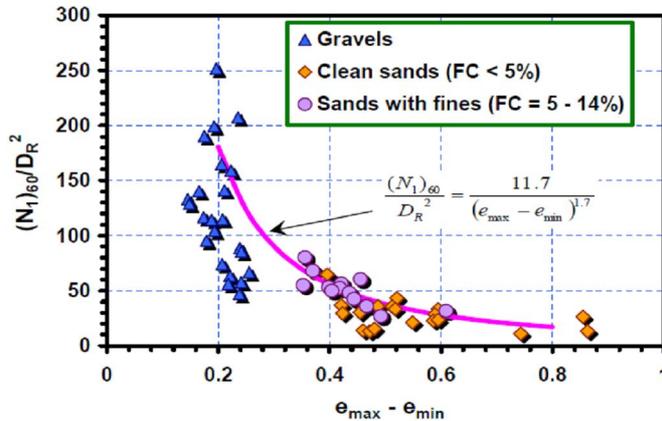
Per il calcolo di D_r si fa riferimento alla relazione in base all'indice dei vuoti proposta da DAS (1997)¹⁰⁵, che consente una stima in funzione dell'indice dei vuoti:

$$D_r = 194,98 - 240,96 * e$$

mentre secondo un criterio alternativo si fa riferimento alla relazione proposta da CUBRINOWKI & ISHIHARA (1999)¹⁰⁶, che nella relazione originaria presuppone la disponibilità del valore di $N_{1,78}$ (valore normalizzato ad un rendimento energetico del 78 % e ad una pressione geostatica verticale di 1 bar), che in questa sede si riporta in funzione di $N_{1,60}$:

$$D_r = \{N_{1,60}/[(11,7/(e_{max} - e_{min}))^{1,7}]\}^{0,5}$$

tenuto conto che:



- $(e_{max} - e_{min}) = 0,23 + 0,06/d_{50}$, come riportato da CUBRINOWSKI & ISHIHARA (2000)¹⁰⁷;
- $N_{1,60}$ si ricava applicando a N_{60} il fattore C_N di LIAO & WITHMANN (1986):

$$N_{1,60} = N_{60} * C_N = N_{60} * (p_a / \sigma'_v)^{0,5} \leq 1,7$$

L'angolo di resistenza al taglio, tenuto conto della difficoltà di prelevare nei terreni granulari campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio (es.: prova di taglio diretto), viene generalmente calcolato in

funzione della resistenza penetrometrica N_{60} o $N_{1,60}$ tramite le numerose correlazioni empiriche riportate nella letteratura, tra cui alcune sono ormai cadute in disuso, ma che forniscono in qualunque caso valori spesso discordanti tra loro (SQUEGLIA et al., 2006). In atto le correlazioni di uso più frequente, come riportato dal NCHRP (2010)¹⁰⁸, risultano quelle proposte da JRA (1996)¹⁰⁹, KULHAWY & MAYNE (1990)¹¹⁰, HATANAKA & UCHIDA (1996)¹¹¹, WOLFF (1989)¹¹² e MAYNE et al. (2001)¹¹³.

L'angolo di attrito è fortemente condizionato dalla tensione di confinamento e da questo punto di vista risultano di un certo interesse le relazioni proposte da KLEVEN et al. (1986)¹¹⁴, che tengono conto sia della densità relativa, sia della tensione di confinamento $\phi = f(D_r; \sigma'_m)$. Pertanto, in questa sede, l'angolo di attrito di picco (ϕ'_p) si calcola per una bassa pressione di confinamento ($\sigma'_m = 25$ kPa) con D_r in forma decimale, come riportato da PUECH & FORAY (2002)¹¹⁵:

$$\phi'_p = 21,2 * D_r + 25,3$$

¹⁰⁵ DAS B.M. (1997). Advanced Soil Mechanics. 2nd Ed., Taylor and Francis, London and New York.

¹⁰⁶ CUBRINOVSKI M. & ISHIHARA K. (1999). Empirical correlation between SPT N-value and relative density of sandy soils. Soils and Foundations. 5, 61-71.

¹⁰⁷ CUBRINOVSKI M. & ISHIHARA K. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. Soils and Foundations, 42, 6, 65-78.

¹⁰⁸ NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) (2010). NCHRP Report 651. Transportation Research Board, Washington D.C. (www.TRB.org).

¹⁰⁹ JRA (1996). Specification for highway bridges IV: Substructures (SHB). Tokyo, Japan Road Association.

¹¹⁰ KULHAWY F.H. & MAYNE P.W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto (Ca).

¹¹¹ HATANAKA M. & UCHIDA A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sands soils. Soils and Foundations, 36(4), 1-10.

¹¹² WOLFF T.H. (1989). Pile capacity prediction using parameter functions. Results of pile prediction Symposium, ASCE Geo, Special Publication, 23.

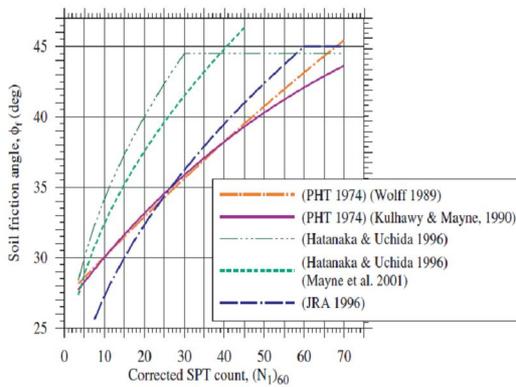
¹¹³ MAYNE P.W. et al. (2001). Subsurface investigation: geotechnical site characterization. FHWA Report, Washington.

¹¹⁴ KLEVEN A. et al. (1986). Soil parameters for offshore foundation design. NGI report No. 40013-34, Oslo.

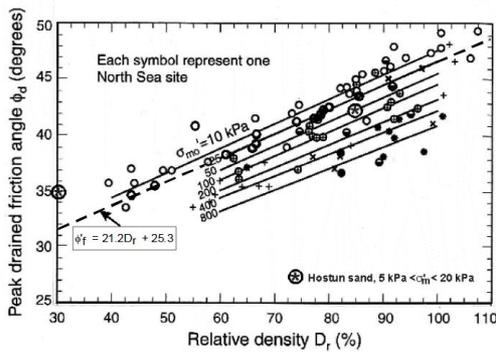
¹¹⁵ PUECH A. & FORAY P. (2002). Refined model for interpreting shallow penetration CPTs in sands. OTC 14275, Offshore Technology Conference held in Houston, Texas U.S.A., 6-9 May 2002.



mentre la successiva relazione, ad alti livelli di tensione $\sigma'_m = 800$ kPa, fornisce valori assimilabili con buona approssimazione all'angolo di attrito a volume costante (ϕ'_{cv}), cioè alla resistenza al taglio nella condizione di stato critico, in corrispondenza della quale ulteriori deformazioni avvengono senza variazione di volume:



Correlazioni $\phi - N_{1,60}$ di uso più frequente



$\phi = f(D_r; \sigma'_m)$ secondo Kleven et al. (1986)

$$\phi' = 20,0 * Dr + 21,0$$

In alternativa, il valore di ϕ'_{cv} si può calcolare tramite la relazione del JRA (1990):

$$\phi'_{cv} = (15 * N_{cor})^{0,5} + 15$$

con N_{cor} definito secondo AMANTIA SCUDERI (1995) per tenere conto dell'influenza della granulometria:

$$N_{cor} = 2 * N / [1 + \log(D_{100} * U)]$$

La coesione viene generalmente trascurata, introducendo però una condizione di cautela a volte eccessiva e non realistica, come evidenziato nell'ambito di terreni detritico-eluviali dalla presenza di fronti di scavo e scarpate stabili con caratteristiche geometriche (angolo di inclinazione e altezza) non compatibili con l'intervento del solo angolo di attrito. In qualunque caso, la coesione efficace non rappresenta un contributo stabile alla resistenza al taglio, in quanto tende ad annullarsi alla completa saturazione del terreno, ma qualora questa condizione non si verifici è possibile riferirsi ad una coesione apparente (c_ψ), che viene messa in relazione con il grado di saturazione (S_r):

$$c_\psi = A * S_r * (1 - S_r)^\lambda$$

con i valori di λ e A identificati da prove sperimentali per i tipi più comuni di terreno (MONTRASIO & VALENTINO, 2003¹¹⁶; 2008¹¹⁷).

Il modulo di deformazione "operativo" (E_{50}) si definisce previa determinazione dei moduli tangenziale e normale a piccole deformazioni, posto un coefficiente di Poisson dinamico $\nu = 0,10 \div 0,15$:

$$G_0 = \rho * Vs^2 = (\gamma/g) * Vs^2 \quad E_0 = 2 * G_0 (1 + \nu) = 2,2 * G_0$$

e quindi, secondo il criterio in base al fattore di mobilitazione (MAYNE, 2007¹¹⁸; FAHEY & CARTER, 1993¹¹⁹), il coefficiente riduttivo medio riferito a terreni NC risulta (OBRZUD & TRUTY, 2018)¹²⁰:

$$E_{50} = 0,11 * E_0 = 0,242 * G_0$$

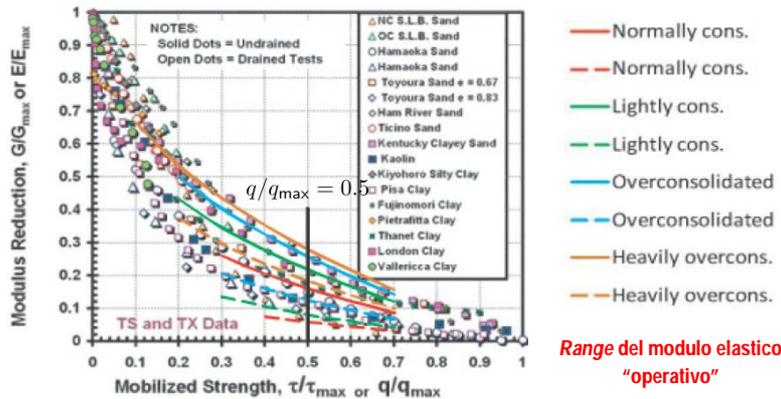
¹¹⁶ MONTRASIO L. & VALENTINO R. (2003). Experimental analysis on factors triggering soil slip. In: Picarelli L (Eds) - Proceedings of Int. Conf. on Fast Slope Movements Prediction and Prevention for Risk Mitigation. 371 – 378, Patron Ed., Bologna.

¹¹⁷ MONTRASIO L. & VALENTINO R. (2008). A model for triggering mechanisms of shallow landslides. Natural Hazards and Earth System Sciences, 8, 5, 1149-1159.

¹¹⁸ MAYNE P.W. (2007). In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. In: Tan T.S. et al. (Eds) - Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Taylor & Francis Group, London, vol. 3, 1602-1652.

¹¹⁹ FAHEY M. & CARTER J.P. (1993). A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. Canadian Geotechnical Jour., 30 (2), 348-362.

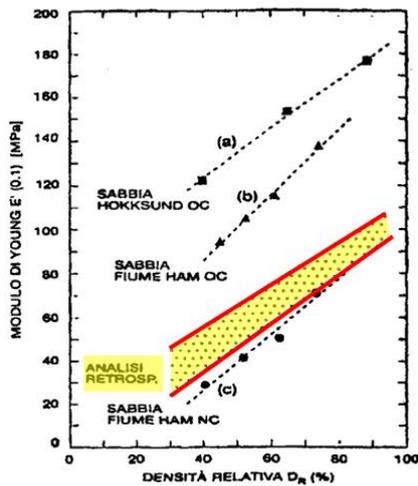
¹²⁰ OBRZUD R.F. & TRUTY A. (2018). The hardening soil model – A practical guide book. Z. Soil. PC 100701 report revisited 21.10.2018. Zace Serv. Ltd, Software engineering, CH-1028 Preverenges Switzerland.



BERARDI & LANCELLOTTA (1992)¹²¹, in base ad una analisi retrospettiva dei dati pubblicati da BURLAND &

BURBIDGE (1995)¹²², forniscono valori del modulo di deformazione in funzione della densità relativa, che risultano cautelativi rispetto a quelli reali, in quanto non si tiene conto dell'influenza delle caratteristiche strutturali dei depositi e degli effetti di "invecchiamento". In base al campo dei valori del modulo ad elevate deformazioni ($\gamma = 0,1 \%$) si può definire la seguente correlazione lineare media:

$$E_{0,1} \text{ (MPa)} = 1,05 * D_r + 2,5$$



Modulo di deformabilità nei terreni granulari e influenza della struttura (sec. Berardi & Lancellotta, 1992)

3.2.2 – PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI DI COPERTURA

Nelle successive tabella sono riportati i valori dei parametri geotecnici dei terreni di copertura, calcolati tramite le precedenti correlazioni, tenendo conto che:

- i depositi costieri dell'area portuale, costituiti da 5 orizzonti ($C_{port} 1; C_{port} 2; \dots$) in funzione di N_{60} e della valutazione

qualitativa dell'addensamento (da sciolto a molto denso), sono caratterizzati attraverso le seguenti correlazioni in funzione della profondità:

$$N_{60} = 8,694 * \exp(0,113 * z)$$

$$Vs = 245,43 * z^{0,2022}$$

- i depositi detritico-eluviali ($C_{strad} 1; C_{strad} 2$), più superficiali, riferiti al sondaggio S3 nell'area dello svincolo stradale, sono caratterizzati tramite la seguente relazione di potenza Vs-z:

$$Vs = 225,08 * z^{0,3186}$$

Il peso di volume degli orizzonti del deposito costiero corrisponde al valore saturo, mentre la pressione totale e quella efficace sono stati calcolati riportando la zona satura a $z_w \geq 1$ m dal p.c.. Il peso di volume dei terreni all'altezza dello svincolo stradale, in corrispondenza del sondaggio S3, si definisce in base ad un grado di saturazione $S_r = 70 \%$, dato che non è stato riscontrato un livello di falda idrica; in questo caso la pressione efficace è uguale a quella totale.

¹²¹ BERARDI R. & LANCELLOTTA R. (1992). Deformabilità dei terreni sabbiosi da un'analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali. Riv. It. Geotecnica, 4, 215-226.

¹²² BURLAND J. B. & BURBIDGE M. C. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel. Proc. Inst. Civ. Eng., Part I, 78, 1325-1381.



Orizzonte	da m a m	N ₆₀	Vs (m/s)	γ _{sat} (kN/m ³)	e ₀ (-)	γ _d = f(Gs) (kN/m ³)	γ _d = f(Gs;e ₀) (kN/m ³)	γ _d (medio) (kN/m ³)	γ _n (kN/m ³)	σ _v (kN/m ³)	σ _v ' (kN/m ³)
C _{port} 1	0 ÷ 4	9	245	20,10	0,71	16,33	15,53	15,93	20,10	39,1	29,1
C _{port} 2	4 ÷ 7	16	346	20,51	0,61	17,00	16,43	16,71	20,51	111,2	66,2
C _{port} 3	7 ÷ 11	25	383	20,63	0,59	17,19	16,68	16,93	20,63	183,9	103,9
C _{port} 4	11 ÷ 14	38	409	20,71	0,57	17,32	16,85	17,08	20,71	257,1	142,1
C _{port} 5	14 ÷ 20	66	435	20,79	0,56	17,44	17,00	17,22	20,79	351,5	191,5
C _{strad} 1	0 ÷ 4		297	20,37	0,65	16,77	16,03	16,40	19,18	46,0	46,0
C _{strad} 2	4 ÷ 8,5		412	21,06	0,57	18,87	16,86	17,37	19,95	132,7	132,7

Tab. 4) Parametri fisici dei terreni di copertura

Il profilo dei valori del peso di volume, relativamente al deposito costiero, è posto a confronto con i valori misurati direttamente con le prove di laboratorio.

La densità relativa viene calcolata in funzione dell'indice dei vuoti e, nell'ambito del deposito costiero, anche secondo la correlazione di CUBRINOWKI & ISHIHARA (1999), previo calcolo di N_{1,60} e di (e_{max} - e_{min}), posto D₅₀ = 0,49 mm:

$$(e_{max} - e_{min}) = 0,23 + 0,06/d_{50} = 0,35$$

Orizzonte	N ₆₀	e ₀ (-)	Dr(DAS) (%)	N _{1,60}	Dr(C&I) (%)	Dr(medio) (%)
C _{port} 1	9	0,71	34,2	16,7	41,8	38,0
C _{port} 2	16	0,61	47,2	19,7	45,4	46,3
C _{port} 3	25	0,59	53,1	24,5	50,7	51,9
C _{port} 4	38	0,57	56,9	31,9	57,8	57,3
C _{port} 5	66	0,56	60,4	47,7	70,7	65,5
C _{strad} 1		0,65	37,7			37,7
C _{strad} 2		0,57	57,3			57,3

Tab. 5) N_{1,60} e densità relativa dei terreni di copertura

E' evidente che i valori di densità relativa riportati per gli orizzonti C_{strad} 1) e 2) sono indicativi e da utilizzare con cautela, in quanto ricavati con criteri validi per terreni incoerenti, mentre il comportamento dei terreni in esame potrebbe risultare coesivo.

I parametri di resistenza al taglio, di picco e residui, vengono calcolati in funzione di Dr. Per gli orizzonti del deposito costiero il valore di φ_{cv} viene definito anche secondo il criterio proposto da AMANTIA SCUDERI (1995), previa correzione di N₆₀ in funzione del valore medio del prodotto tra coefficiente di uniformità e diametro del passante al 100 % (D₁₀₀ * U = 298). I valori di picco e residui definiti in base a Dr risultano più rappresentativi.

Orizzonte	Dr (%)	φ' _p = f(Dr) (°)	φ' _{cv} = f(e ₀) (°)	N _{cor}	φ' _{cv} = f(N _{cor}) (°)	C' _p (kPa)
C _{port} 1	38,0	33,4	27,8	5,2	23,8	
C _{port} 2	46,3	35,1	30,4	9,2	26,8	
C _{port} 3	51,9	36,3	31,6	14,4	29,7	
C _{port} 4	57,3	37,5	32,4	21,9	33,1	
C _{port} 5	65,5	39,2	33,1	38,0	38,9	
C _{strad} 1	37,7	33,3	28,5			28,7
C _{strad} 2	57,3	37,4	32,5			

Tab. 6) Parametri di resistenza al taglio dei terreni di copertura

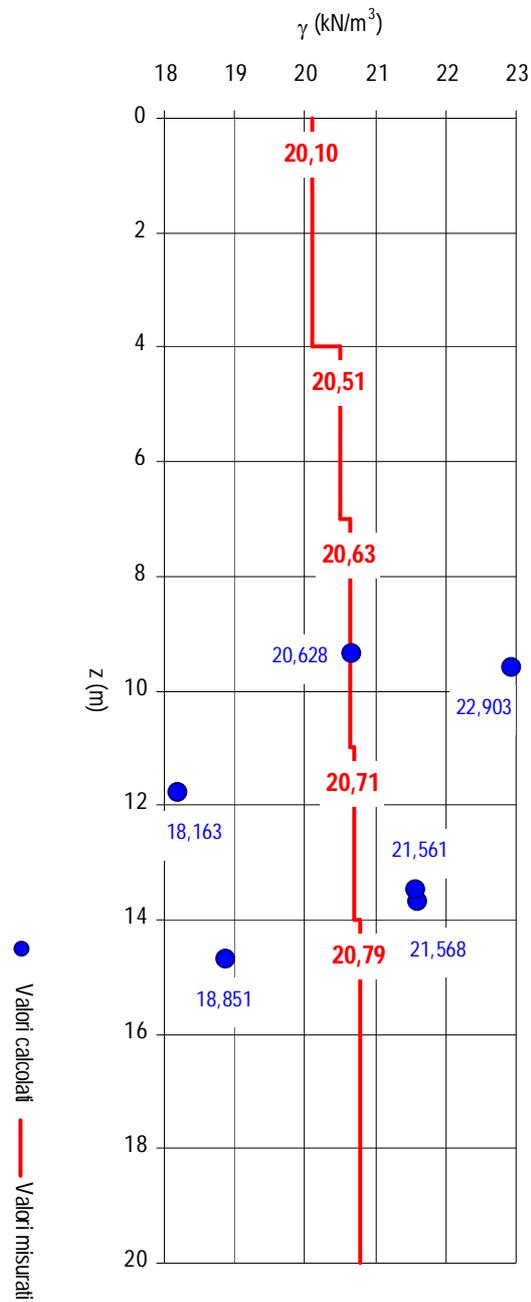
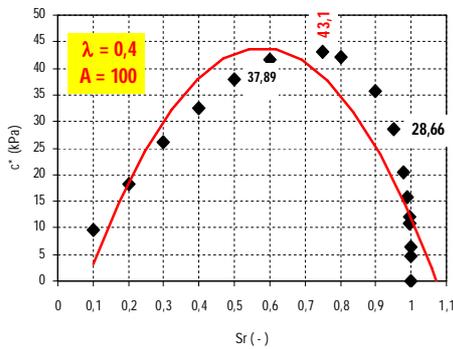


Fig. 17) Profilo del peso di volume nel deposito costiero

La media dei valori misurati nelle prove di laboratorio risulta $\gamma_n = 20,61$ kN/m³, valore praticamente uguale a quello calcolato nello stesso intervallo di profondità.



Il picco di coesione ($c'_{max} = 43,1$ kPa), adottando per la matrice che conferisce una certa coesione i parametri tipici di una argilla normalconsolidata ($A = 100$; $\lambda = 0,4$), si realizza con un grado di saturazione $Sr = 0,75$, come osservato in prove sperimentali da FREDLUND et al. (1996)¹²³, mentre nelle condizioni più cautelative (periodo invernale con $Sr = 0,95$, terreno prossimo alla saturazione) si calcola:

$$c' = 28,7 \text{ kPa}$$

Stagione	Estate	Aut-Prim	Inv
Sr (-)	0,50	0,75	0,95
c' (kPa)	37,9	43,1	28,7

Orizzonte	Vs (m/s)	Go (MPa)	Eo (MPa)	E ₅₀ = f(Go) (MPa)	E _{0,1} (MPa)	E _{50(medio)} (MPa)
C _{port} 1	245	165	362	40	42	41
C _{port} 2	346	251	552	61	51	56
C _{port} 3	383	308	678	75	57	66
C _{port} 4	409	353	777	85	63	74
C _{port} 5	435	401	883	97	71	84
C _{strad} 1	297	173	381	42	42	42
C _{strad} 2	412	345	758	83	63	73

Tab. 7) Parametri di deformabilità dei terreni di copertura

Per quanto riguarda il modulo di deformazione “operativo” si adotta il valore medio tra quello calcolato secondo OBRZUD & TRUTY (2018) e quello in funzione della densità relativa, secondo BERARDI & LANCELLOTTA (1992).

3.2.3 – CRITERI E METODI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

I terreni di substrato, rigido, verranno definiti e descritti in base alla tipologia (lapideo, cementato, coesivo sovraconsolidato, alternanza di litotipi), alla stratificazione, se esistente (stratificato, non stratificato) e al grado di fratturazione.

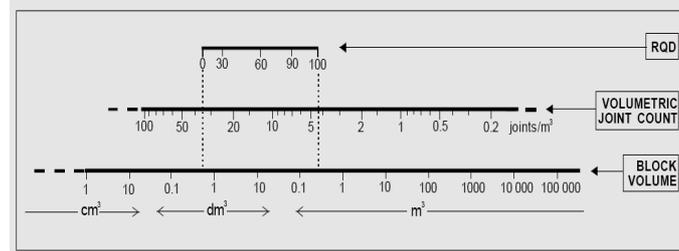
GRADO DI RESISTENZA	VALUTAZIONE	σ_{ci} (MPa)	PROVE MANUALI
S ₅	Argilla molto rigida	0,25 ÷ 0,50	Facilmente intaccata con l'unghia del pollice
S ₆	Argilla dura	> 0,50	Intaccata con difficoltà con l'unghia del pollice
R ₀	Roccia estremamente debole	0,25 ÷ 1	Si intacca con l'unghia del pollice
R ₁	Roccia molto debole	1 ÷ 25	Si frammenta con un colpo deciso dato con la punta del martello; può essere scalfita con un coltello tascabile
R ₂	Roccia mediamente debole	25 ÷ 50	Con un coltello tascabile si possono fare tagli poco profondi o si scalfisce con difficoltà; un colpo deciso con la punta del martello può lasciare una impronta profonda
R ₃	Roccia mediamente resistente	50 ÷ 100	Un coltello tascabile non può essere usato per scalfire o graffiare la superficie; intaccature superficiali con colpo deciso della punta di un martello
R ₄	Roccia resistente	100 ÷ 200	Un piccolo campione si rompe con un solido colpo della punta del martello
R ₅	Roccia molto resistente	200 ÷ 250	Richiede svariati colpi di un martello per rompere un campione intatto
R ₆	Roccia estremamente resistente	> 250	Il campione può essere solo scheggiato con il martello

Il grado di cementazione viene valutato con metodi speditivi: *basso*, se è possibile isolare i clasti con la sola azione della mano; *medio*, se è necessario l'uso del martello; *alto*, se questa operazione non è possibile neppure con il martello. Per la classificazione in base al grado di resistenza a compressione uniaassiale si fa riferimento

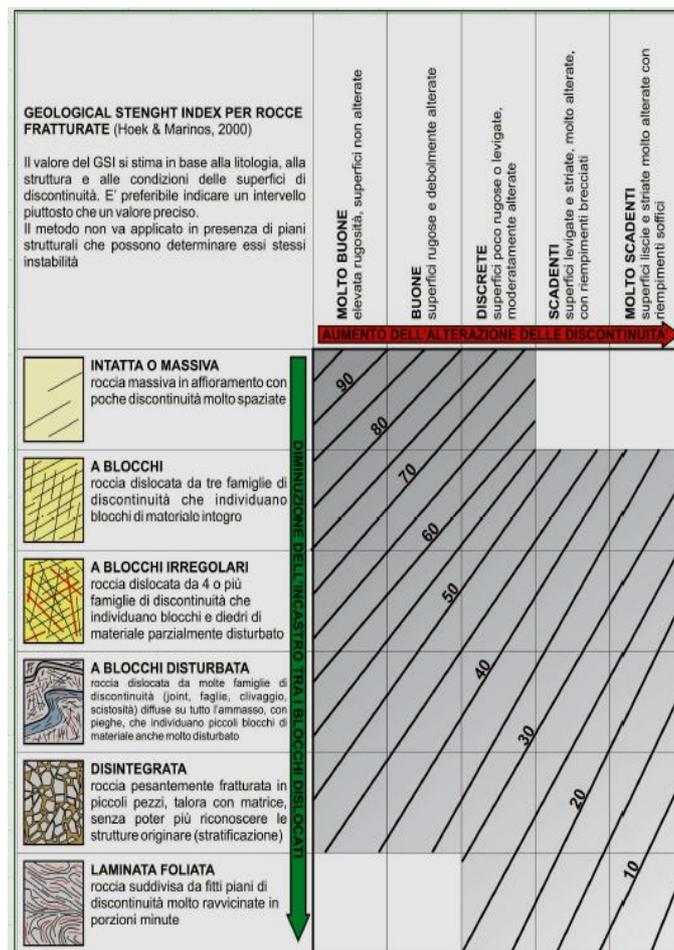
¹²³ FREDLUND D. et al. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 33,3, 440-448.



alle “prove manuali” per terreni coesivi rigidi (S) e per rocce (R) riprese dalle “raccomandazioni ISRM” (AGI, 1993¹²⁴; BARTON, 1978¹²⁵).



Rapporti tra volume dei blocchi (Vb), Jv e RQD (PALMSTROM, 2005)¹²⁶



Il grado di fratturazione viene ricondotto all'indice volumetrico delle discontinuità Jv (*volumetric joint count* di PALMSTROM, 1982¹²⁷) o in alternativa all'RQD (*Rock Quality Designation* di DEERE, 1968¹²⁸), che possono essere calcolati in funzione della frequenza dei giunti (λ in m^{-1}) o risultano correlabili tra loro, come riportato nella

¹²⁴ AGI (1993). Metodologie per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle masse rocciose. Riv. It. Geot., 2, 151-197.

¹²⁵ ISRM – Commission on standardization of laboratory and field test (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., 15, 319-368.

¹²⁶ PALMSTRÖM A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunn. Undergr. Sp. Tech., 20, 362-377.

¹²⁷ PALMSTROM A. (1982). The volumetric joint count. A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. IAEG Congress, New Delhi, 221-228.

¹²⁸ DEERE D.U. (1968). Geological considerations. In: K.G.Stagg & O.C.Zienkiewicz (Eds). Rock Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, London 1968, 1-20.



letteratura specializzata (BARTON, 1978; PALMSTROM, 1982, 1985¹²⁹, 2005; PRIEST & HUDSON, 1981¹³⁰; SEN & EISSA, 1991¹³¹, 1992¹³²; ZHANG et al., 2019¹³³).

I valori di Vs possono essere correlati con l'indice RQD, secondo i dati ripresi dal SCDOT Geotechnical Design Manual (2008)¹³⁴, e con i valori intermedi calcolati per interpolazione lineare. L'indice RQD, a sua volta, è correlabile anche con l'indice di resistenza geologico GSI (*Geological Strength Index*), basato sulla combinazione tra assetto strutturale dell'ammasso roccioso e caratteristiche delle discontinuità (HOECK, 1994¹³⁵; HOECK et al., 1995¹³⁶), tramite la relazione proposta da TRUZMAN et al. (2011)¹³⁷:

RQD (%)	Vs (m/s)
< 50	< 600
65	760
80	1.500
90	2.500
100	3.400

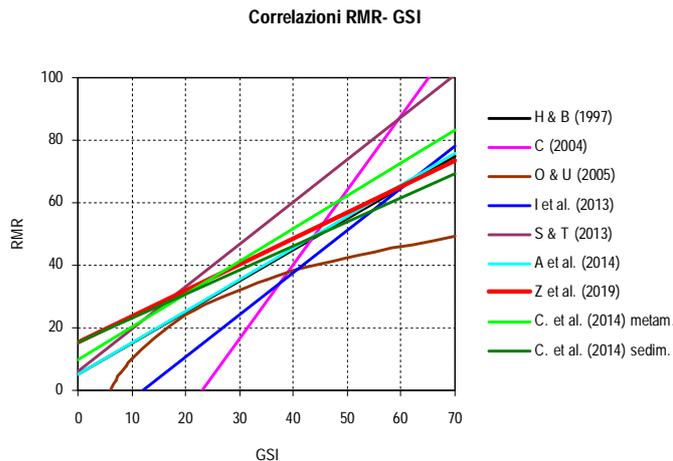
Correlazione RQD-Vs
(SCDOT, 2008)

$$GSI = 18,7 * \exp(0,0152 * RQD)$$

Tra GSI e il noto indice RMR (*Rock Mass Rating*) di BIENIAWSKI (1976¹³⁸ - 1989¹³⁹) esistono numerose correlazioni, oltre a quella proposta da HOECK et al. (1995) :

$$GSI = RMR_{76} \text{ (per } RMR_{76} \geq 18)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \text{ (per } RMR_{89} \geq 23)$$



di cui in questa sede si riporta la rassegna fornita da ZHANG et al. (2019), a cui si rimanda per la relativa bibliografia, e le relazioni proposte da CEBALLOS et al. (2014)¹⁴⁰ per rocce sedimentarie e metamorfiche.

Nella valutazione di GSI, e quindi di RMR e RQD, esistono carte di riferimento per i vari tipi di rocce con i campi più probabili di appartenenza di GSI, proposte da MARINOS & HOECK (2000)¹⁴¹, tra cui in queste sede si riportano l'abaco relativo alle rocce scistose e quello per le rocce carbonatiche.

¹²⁹ PALMSTROM A. (1985). Application of the volumetric joint count as a measure of rock mass jointing. Proc. Int. Symp. Fundamentals of Rock Joint; Bjorkliden, Sweden, 103-110.

¹³⁰ PRIEST S. D. & HUDSON J. A. (1981). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech, 18, 183-197.

¹³¹ SEN Z. & EISSA E.A. (1991). Volumetric rock quality designation. J. Geotech. Engn., 117, 9, 1331-1346.

¹³² SEN Z. & EISSA E.A. (1992). Rock quality charts for log-normally distributed block sizes. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., 29,1, 1-12.

¹³³ ZHANG Q. et al. (2019). Quantitative assessments of the correlations between rock mass rating (RMR) and geological strength index (GSI). Tunn. and Underground Space Tech., 83, 73-81.

¹³⁴ SCDTO (2008). Geotechnical Design Manual (Vers. 1.0). (disp. in internet)

¹³⁵ HOECK E. (1994). Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2(2), 4-16.

¹³⁶ HOECK E. et al. (1995). Support of underground excavations in hard rocks. Rotterdam, Balkema.

¹³⁷ TRUZMAN M. et al. (2011). Determination of Unit Tip Resistance for Drilled Shafts in Fractured Rocks using the Global Rock Mass Strength. 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, October 2-6, 2011, Toronto, Ontario, Canada.

¹³⁸ BIENIAWSKI Z.T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. In Exploration for rock engineering, proc. of the symp., (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Balkema., Cape Town.

¹³⁹ BIENIAWSKI Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. Wiley, New York.

¹⁴⁰ CEBALLOS F. et al. (2014). Relationship between RMRb and GSI based on in situ data. ISRM Regional Symposium-EUROCK 2014. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering (disp. in internet).

¹⁴¹ MARINOS P & HOECK E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proceedings of GeoEng 2000 Conference, Melbourne, Australia.



Table 11: Common GSI range for typical schist.*

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS			
	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70		
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50	
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			30	20
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A		10

***WARNING:**
The shaded areas are indicative and may not be appropriate for site specific design purposes. Mean values are not suggested for indicative characterisation; the use of ranges is recommended

1. Strong (e.g. micaschists, calcitic schists)
2. Weak (e.g. chloritic schists, phyllites)
3. Sheared schist

Table 7: Most common GSI range of typical limestone.*

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS			
	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70		
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50	
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			30	20
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A		10

***WARNING:**
The shaded areas are indicative and may not be appropriate for site specific design purposes. Mean values are not suggested for indicative characterisation; the use of ranges is recommended

1. Massive
2. Thin bedded
3. Brecciated

Per la caratterizzazione geomeccanica dei terreni di substrato si fa riferimento ai valori dell'indice RMR, correlabile con il GSI e con RQD, da cui si calcolano i valori dei parametri di resistenza al taglio e deformabilità alla scala dell'ammasso roccioso, tramite le seguenti correlazioni (BIENIAWSKI, 1989):

$$c'_p \text{ (kPa)} = 5 * RMR_{89}$$

$$\phi'_p \text{ (}^\circ\text{)} = 0,5 * RMR_{89} + 5$$

$$E_d \text{ (GPa)} = 2 * RMR_{76} - 100$$

tenendo però conto che:

- i valori di resistenza al taglio, soprattutto nel caso di ammassi di qualità da mediocri a pessima, risultano sottostimati anche di molto, mentre i parametri di deformabilità sono sovrastimati;
- un valore dell'angolo di attrito più rappresentativo sembra ricavabile secondo la relazione proposta da TRUNK & HÖRNISCH (1990)¹⁴²:

$$\phi'_p \text{ (}^\circ\text{)} = 0,5 * RMR_{89} + 8,3$$

- la relazione del modulo di deformabilità presenta la limitazione di essere applicabile solo ad ammassi rocciosi di buona qualità $RMR_{76} = GSI > 50$ e con $\sigma_{ci} > 100$ MPA;
- per $RMR_{76} = GSI < 50$, come suggerito da SINGH & GOEL (1999)¹⁴³, si utilizza la relazione di SERAFIM & PEREIRA (1983)¹⁴⁴, fornita dagli autori senza alcuna limitazione:

¹⁴² TRUNK & HÖRNISCH (1989). Cited at rock mechanics design in mining and tunneling, Bieniawski, p. 183.



$$\text{Log } E_d \text{ (GPa)} = (\text{RMR}_{76} - 10) / 40$$

SRMR	c'p (kPa)	φ'p (°)
40 ÷ 35	138	40
35 ÷ 30	86	36
30 ÷ 25	72 ÷ 50	34 ÷ 30
25 ÷ 20	70 ÷ 50	30 ÷ 26
20 ÷ 15	60 ÷ 50	27,5 ÷ 24
15 ÷ 5	50 ÷ 14	24 ÷ 21

Robertson (1988)

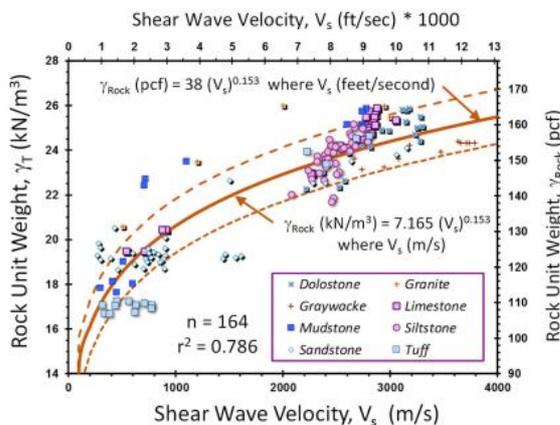
RMR	c'p (kPa)	φ'p (°)	c'r (°)	φ'r (°)	Ed * 10 ² (MPa)
60 ÷ 40	500 - 300	37	380 - 240	32	15 - 10
40 ÷ 20	300 - 200	35	240 - 160	30	10 - 5
< 20	< 200	30	< 160	25	5

Russo (1994)

Nel caso di formazioni strutturalmente complesse e rocce tenere con RMR < 60, i valori più congrui dei parametri geomeccanici (di picco e residui) possono essere calcolati per interpolazione lineare tra i campi di variazione riportati da RUSSO (1994)¹⁴⁵. In alternativa, per ammassi rocciosi teneri con GSI = RMR₇₆ < 35 (RMR₈₉ < 40), si può fare riferimento alla classificazione geomeccanica SMSR (*Slope Rock Mass Rating*) di ROBERTSON (1988)¹⁴⁶, correlabile con GSI tramite la relazione di DURAN & DOUGLAS (2000)¹⁴⁷:

$$\text{GSI} = 0,67 * \text{SRMR} + 15,10$$

ma applicabile solo alla stabilità dei versanti, a cui sono associati campi di variazione della resistenza al taglio.



Le caratteristiche geomeccaniche degli ammassi rocciosi possono essere determinate anche tramite il noto "criterio di rottura di Hoek-Brown", utilizzando il programma di calcolo RocLab 1.0, disponibile *freeware* al sito www.rocscience.com, unitamente alla documentazione tecnica (HOECK, 2007)¹⁴⁸.

Per quanto riguarda il peso di volume saturo (γ_T) si utilizza la correlazione con Vs riportata da RIX et al. (2019)¹⁴⁹:

$$\gamma_T = 7,165 * V_s^{0,153}$$

che però si ritiene efficacemente applicabile per Vs > 600 m/s, mentre per valori inferiori si propone di utilizzare la correlazione di MAYNE (2001) riferita ai terreni di copertura, mentre per il peso di volume secco (con G_s = 2,7) e per quello naturale (con S_r = 0,7) valgono in qualunque caso le precedenti relazioni:

$$\gamma_d = 1,588 * (\gamma_T - 9.81)$$

$$\gamma_n = 0,7 * \gamma_T + 0,3 * \gamma_d$$

¹⁴³ SINGH B. & GOEL R.K. (1999). Rock mass classification: a practical approach in civil engineering. Elsevier Publisher, Amsterdam.

¹⁴⁴ SERAFIM J.L. & PEREIRA J.P. (1983). Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. Eng. Geol. and Underground Construction, Lisbon, Portugal, v. 1, II.33- II.44.

¹⁴⁵ RUSSO G. (1994). Some considerations on the applicability major geomechanical classifications to weak and complex rocks in tunneling. GEAM, 31, 82, 63-70

¹⁴⁶ ROBERTSON A.M. (1988). Estimating weak rock strength. SME Annual Meeting, Phoenix, Arizona, Society of Mining Engineers, Preprint No. 88-145, 1-5.

¹⁴⁷ DURAN A. & DOUGLAS K. (2000). Experience with empirical rock slope design. GEOENG2000, Melbourne, Australia.

¹⁴⁸ HOECK E. (2007). Practical rock engineering. www.rocscience.com

¹⁴⁹ RIX G.J. et al. (Eds) (2019). Manual on subsurface investigations. The National Academies Press. Washington, DC, <https://doi.org/10.17226/25379>.



3.2.4 – PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI DI SUBSTRATO

La stima di RQD per gli orizzonti di substrato viene eseguita in base alle velocità sismiche Vs, con riferimento ai dati ripreso dal SCDOT (2008), da cui si definisce anche l'indice Jv, invertendo la relazione di relazione di PALMSTROM (2005):

$$J_v = 44 - 0,4 * RQD$$

e l'indice GSI tramite la relazione di TRUZMAN et al. (2011):

$$GSI = 18,7 * \exp(0,0152 * RQD)$$

Orizzonte	V _{Smedia} (m/s)	RQD (%)	J _v (m ⁻³)	GSI = RMR ₇₆	RMR ₈₉
S _{strad 1} (rigido)	567	46,9	25,2	38,2	43,2
S _{strad 2} (lapideo)	766	65,1	17,9	50,3	55,3

Tab. 8) Indici geomeccanici di classificazione dei terreni di substrato

I valori di GSI calcolati per gli orizzonti sismici di substrato si possono considerare rappresentativi, come risulta dal confronto con i campi più probabili di GSI riscontrabili in natura per i vari tipi di rocce (MARINOS & HOECK, 2000):

- l'orizzonte rigido (S_{strad 1}) rientra all'incrocio tra struttura "piegata" e condizioni delle discontinuità "mediocri" e si colloca ancora nel campo degli scisti deboli (grado di resistenza R₁ – R₂);
- l'orizzonte lapideo (S_{strad 2}), in ambito metamorfico, rientra tra gli scisti compatti con un evidente miglioramento delle condizioni delle discontinuità ("buone"), mentre la struttura resta inalterata; in ambito carbonatico, si definiscono condizioni delle discontinuità al passaggio tra "buone" e "molto buone" riferite a calcari fittamente stratificati.

I valori dei parametri geomeccanici più rappresentativi di entrambi gli orizzonti di substrato vengono calcolati con i seguenti criteri:

- per quanto riguarda il peso di volume con la relazione di RIX et al. (2019);
- per la resistenza al taglio di picco e residua secondo le indicazioni di RUSSO (1994);
- per il modulo di deformabilità di picco e residuo, rispettivamente tramite la relazione di SERAFIM & PEREIRA (1983) e secondo RUSSO (1994).

Orizzonte	V _s (m/s)	γ _{sat} (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	γ _n (kN/m ³)
S _{strad 1} (rigido)	567	20,1	16,3	19,0
S _{strad 2} (lapideo)	766	21,0	17,8	20,0

Tab. 9) Parametri fisici (peso di volume) dei terreni di substrato

Orizzonte	φ _p (°)	c _p (kPa)	φ _r (°)	c _r (kPa)	Ed _{p(S&P)} (kPa)	Ed _{r(RUSSO)} (kPa)
S _{strad 1} (rigido)	35,3	532	30,3	133	5.070	1.080
S _{strad 2} (lapideo)	36,5	653	31,5	181	10.174	1.383

Tab. 10) Parametri di resistenza al taglio e deformabilità dei terreni di substrato



3.2.5 – PROFILO GEOTECNICO/GEOMECCANICO: VALORI MEDI E CARATTERISTICI

Il quadro sinottico dei valori di picco dei principali parametri geotecnici e geomeccanici, interpretati come valori medi, e dei valori residui o a grandi deformazioni degli orizzonti definiti nell'ambito del *volume significativo* dell'area portuale e dello svincolo stradale sono riportati nelle allegate tabelle.

Orizzonte geo= tecnico	TERRENI DI COPERTURA				
	C _{port 1}	C _{port 2}	C _{port 3}	C _{port 4}	C _{port 5}
	z = 0÷4 m	z = 4÷7 m	z = 7÷11 m	z = 11÷14 m	z = 14÷ 20 m
Parametro geotecnico					
Vs (m/s)	245	346	383	409	435
Dr (%)	38	46	52	57	66
γ_n (kN/m ³)	20,1	20,5	20,6	20,7	20,8
ϕ'_p (°)	33	35	36	38	39
ϕ'_{cv} (°)	28	30	32	32	33
E _o (MPa)	362	552	678	777	883
E ₅₀ (MPa)	41	56	66	74	84

Tab. 11) Area portuale: valori medi dei parametri geotecnici

Orizzonte geo= tecnico	TERRENI DI COPERTURA		TERRENI DI SUBSTRATO	
	C _{strad 1}	C _{strad 2}	S _{strad 1} (rigido)	S _{strad 2} (lapideo)
	z = 0 ÷ 4 m	z = 4÷8,5 m	z=8,5÷11 m	z=11÷14 m
Parametro geotecnico				
Vs (m/s)	297	412	567	766
Dr (%)	38	57		
RQD (%)			47	65
GSI = RMR ₇₆			38	50
RMR ₈₉			43	55
γ_n (kN/m ³)	19,2	20,0	19,0	20,0
ϕ'_p (°)	33	37	35	37
ϕ'_{cv} ; $\phi'_{residuo}$ (°)	29	33	30	32
c' _p (kPa)	28,7		532	653
c' _{residuo} (kPa)			133	181
E _o ; E _d (MPa)	381	758	5.070	10.174
E ₅₀ ; E _d (MPa)	42	73	1.080	1.383

Tab. 12) Svincolo stradale: valori medi dei parametri geotecnici/geomeccanici



Per quanto riguarda i “valori caratteristici”¹⁵⁰ dei parametri geotecnici, come già introdotto dalla precedente normativa tecnica (EC-7 e NTC-2008) e confermato dalla NTC-2018, si fa riferimento al comportamento del terreno sotto sforzo o a grandi deformazioni e, qualora questo *criterio geotecnico* non fosse applicabile, si utilizza il *criterio statistico*, in modo che per una distribuzione gaussiana la probabilità di valori più sfavorevoli di quello caratteristico non sia maggiore del 5%. Il valore di progetto del parametro geotecnico si ricava applicando un coefficiente di sicurezza al valore caratteristico.

Nel calcolo con criterio statistico del valore caratteristico prossimo al valore minimo, che si realizza quando è coinvolto un modesto volume di terreno e in assenza di compensazione delle eterogeneità, si fa riferimento alla distribuzione normale o gaussiana e alla seguente relazione speditiva¹⁵¹:

$$X_{k(\min)} = X_m - 1,645 \cdot \sigma = X_m \cdot (1 - 1,645 \cdot \text{COV})$$

mentre nel caso di compensazione delle eterogeneità, quanto è coinvolto un elevato volume di terreno, ma anche quando il numero di dati a disposizione è modesto (N), circostanza frequente nelle valutazioni geotecniche, appare più appropriato il

riferimento alla distribuzione di Student, utilizzando la seguente relazione speditiva¹⁵²:

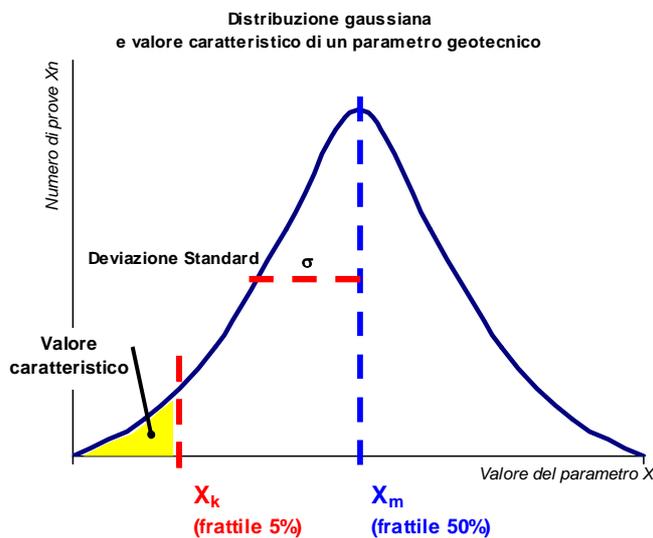
$$\begin{aligned} X_{k(\text{medio})} &= X_m - 1,645 \cdot \sigma / N^{0,5} = \\ &= X_m (1 - 1,645 \cdot \text{COV} \cdot N^{-0,5}) \end{aligned}$$

o la formula semplificata proposta da SCHNEIDER (1997)¹⁵³:

$$X_{k(\text{medio})} = X_m \cdot (1 - 0,5 \cdot \text{COV})$$

tenuto conto che:

- la deviazione standard di un campione di dati è data dal prodotto tra valore medio e coefficiente di variazione ($\sigma = X_m \cdot \text{COV}$);
- il coefficiente di variazione (COV) è tipico di ogni parametro geotecnico e risulta praticamente indipendente dal valore medio locale;



- ai principali parametri geotecnici si possono assegnare i valori tipici di coefficiente di variazione, in base a quanto riportato nella letteratura specializzata, con riferimento alle diverse modalità di prova e tipologie di terreno (es.: PHOON et al., 1995¹⁵⁴; PHOON & KULHAWY, 1999¹⁵⁵; VANNUCCHI & UZIELLI, 2004¹⁵⁶; CHERUBINI & VESSIA, 2005¹⁵⁷; BRUSCHI, 2012¹⁵⁸; DI BERNARDO, 2016¹⁵⁹);

¹⁵⁰ “Il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore che influenza l’insorgere dello stato limite” (Eurocode 7 : Geotechnical design – Part 1 : General rules). “Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato” (NTC- 2008 punto 6.2.2)..

¹⁵¹ In alternativa si può utilizzare la seguente funzione di Excel : INV.NORM [probabilità(p = 0,05); media; deviazione standard]

¹⁵² La relazione in forma più corretta risulta $X_{k(\text{medio})} = X_m - t \cdot [\sigma / (N - 1)^{0,5}]$, dove il fattore t dipende dal numero di dati espresso come “grado di libertà” o (N - 1) e si approssima al valore 1,645 della formula relativa alla distribuzione gaussiana per N > 60, per cui quest’ultimo metodo dovrebbe essere utilizzato con un numero di dati > 60. Il fattore t può essere calcolato tramite la funzione di Excel: INV.T [2*probabilità; N-1].

¹⁵³ SCHNEIDER H.R. (1997). Definition and determination of characteristic soil properties. Proc. Of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg. Balkema, Rotterdam.

¹⁵⁴ PHOON K.K. et al. (1995). Reliability based design of foundations for transmission line structures. Report TR-105000 , EPRI, Palo Alto, CA.

¹⁵⁵ PHOON K.K. & KULHAWY F.H. (1999). Evaluation of geotechnical property variability. Canadian Geotechnical Journal, 36,625-639.

¹⁵⁶ VANNUCCHI G. & UZIELLI M. (2004). Variabilità geotecnica e affidabilità della sperimentazione. Atti Sem. sulla caratterizzazione dei terreni in relazione a problemi di ingegneria civile. Firenze 12-13 febbraio 2004.

¹⁵⁷ CHERUBINI C. & VESSIA G. (2005). La valutazione dei parametri di progetto dei terreni sulla base dei risultati di prove in situ: metodologie a confronto. Giorn. Geol. Appl., 2, 295-301.

¹⁵⁸ BRUSCHI A. (2012). Prove geotecniche in situ. Parte IV. Una applicazione delle prove in situ. La valutazione della liquefazione dei terreni. Ordine dei geologi delle Marche. Jesi (AN). 20-01-2012 (disp. in internet).

¹⁵⁹ DI BERNARDO A. (2016). La stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Normativa e approcci di calcolo. Printed in Great Britain by Amazon.



Parametro	γ	$\tan(\phi')$	c' ; Ln(Cu)	E_{ed} ; E_{50}	N _{SPT}	qc	Vs
COV (%)	1 ÷ 2	5 ÷ 15	40	40	20 ÷ 60	20 ÷ 60	10 ÷ 50

- l'analisi statistica, in alternativa, può essere condotta attraverso la stima del valore caratteristico del parametro misurato da prove in situ ($N_{SPT,k}$, $q_{c,k}$, $V_{s,k}$) e il calcolo del parametro correlato (es.: ϕ'_k ; c'_k o Cu_k , $E_{50,k}$, ecc.), impiegando le relazioni empiriche riportate in letteratura, senza introdurre significativi errori, anche nel caso di correlazioni non lineari;
- i valori massimi di COV si adottano in presenza di terreni con forte variabilità dei parametri geotecnici o terreni eterogenei; viceversa si fa riferimento ai valori minimi.

La variabile da utilizzare nei calcoli relativamente all'angolo di resistenza al taglio è la tangente ($x_k = \tan \phi'$), mentre per la coesione si fa riferimento al suo logaritmo naturale ($x_k = \text{Ln}Cu$), per cui i risultati dovranno essere riconvertiti (DI BERNARDO,2016) :

$$\phi'_k = \arctan(\phi_k) \quad Cu_k = \exp(x_k)$$

Il COV molto basso del peso di volume consente di considerare il valore rappresentativo, interpretato come valore medio, praticamente uguale a quello caratteristico ($\gamma_{n,k} = \gamma_n$).

Nel caso in esame, come riportato nella Circ. LL.PP. n. 7/2019, sarebbe giustificato il riferimento a valori prossimi a quelli medi, dato che nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno¹⁶⁰, per cui si potrebbe applicare la relazione semplificata di SCHNEIDER (1997), mentre riguardo alla scelta di COV si adotta il valore massimo, in quanto riferito a materiali con forte variabilità dei parametri geotecnici. Invece, allo scopo di operare con criterio cautelativo, si fa riferimento alla relazione, che approssima il valore caratteristico al valore minimo:

$$X_{k(\min)} = X_m * (1 - 1,645 * COV)$$

Orizzonte geo= tecnico	TERRENI DI COPERTURA							
	AREA PORTUALE					AREA DELLO SVINCOLO STRADALE		
	C_{port} 1)	C_{port} 2)	C_{port} 3)	C_{port} 4)	C_{port} 5)	C_{strad} 1)	C_{strad} 2)	
$\gamma_k = \gamma_n$ (kN/m ³)	20.1	20.5	20.6	20.7	20.8	20.1	20.5	
ϕ'_k (°)	26	28	29	30	31	26	30	
ϕ'_{cv} ; $\phi'_{residuo}$ (°)	28	30	32	32	33	29	33	
c'_k (kPa)						10		
$c'_{residuo}$ (kPa)								
E_k (MPa)	124	189	232	266	302	130	259	
E_{50} (MPa)	41	56	66	74	84	42	73	

Tab. 13) Area portuale: valori caratteristici dei parametri geotecnici a confronto
(I valori caratteristici più cautelativi sono evidenziati in giallo)

 Criterio statistico
 Criterio geotecnico

¹⁶⁰ "... per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, a causa della sua insufficiente rigidità." (Circ. C.S.LL.PP. n. 7/2019 punto C6.2.2.4).



STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)

Orizzonte geo= tecnico	TERRENI DI SUBSTRATO	
	AREA DELLO SVINCOLO STRADALE	
Parametro geotecnico	S _{strad} 1) (rigido)	S _{strad} 2) (lapideo)
$\gamma_k = \gamma_n$ (kN/m ³)	19.0	20.0
ϕ'_k (°)	28	30
ϕ'_{cv} ; $\phi'_{residuo}$ (°)	30	32
c'_k (kPa)	182	225
$c'_{residuo}$ (kPa)	133	181
Ed _k (MPa)	1.734	3.480
Ed _r (MPa)	1.080	1.383

Tab. 14) Svincolo stradale: valori caratteristici dei parametri geomeccanici a confronto
(I valori caratteristici più cautelativi sono evidenziati in giallo)

I risultati dei calcoli dei valori caratteristici con criterio statistico (indicati con il pedice k) sono riportati nelle allegate tabelle, dove vengono messi a confronto con i valori residui o a grandi deformazioni, già calcolati con criterio geotecnico, in modo da procedere alla scelta dei valori più cautelativi (xk).

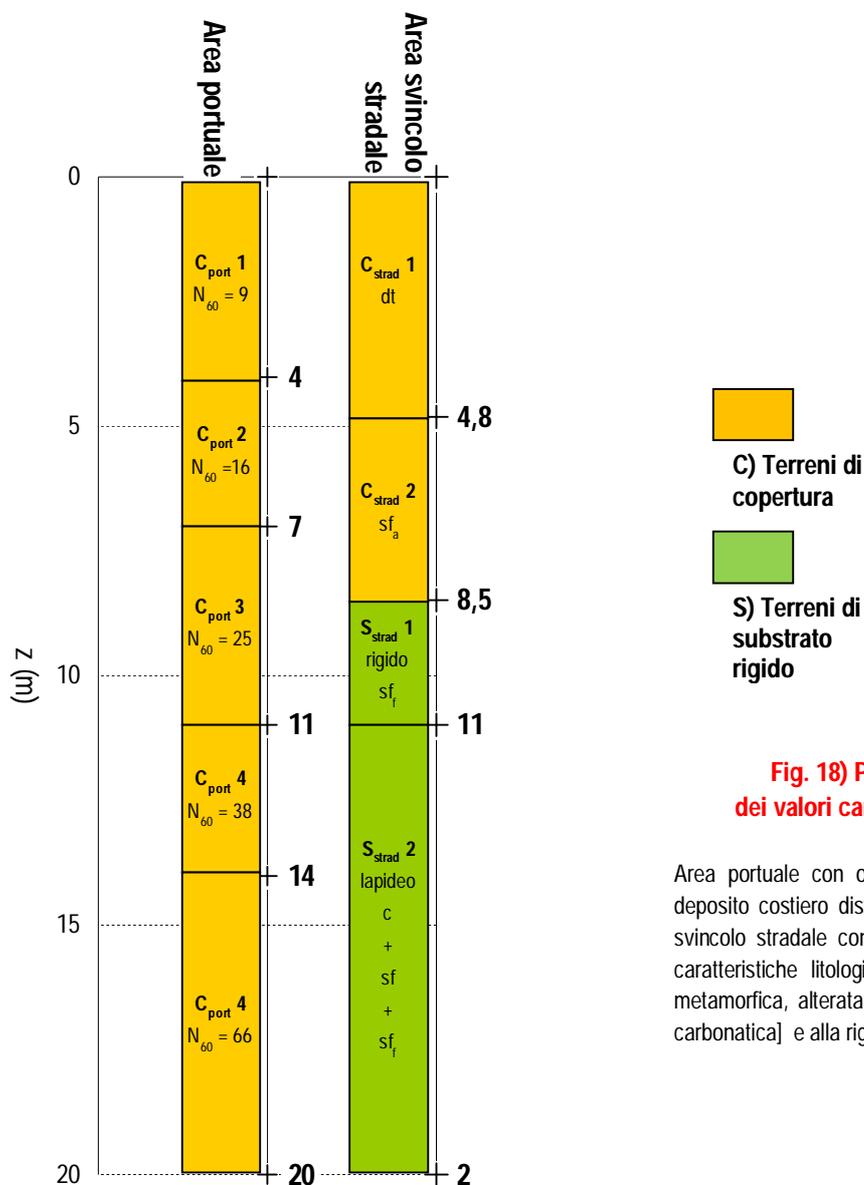


Fig. 18) Profilo geotecnico dei valori caratteristici cautelativi

Area portuale con orizzonti sabbioso/ghiaiosi del deposito costiero distinti in base a N_{60} . Area dello svincolo stradale con orizzonti distinti in base alle caratteristiche litologiche [dt = detrito; sf = facies metamorfica, alterata (a) e fratturata (f); c = facies carbonatica] e alla rigidità (rigido, lapideo)

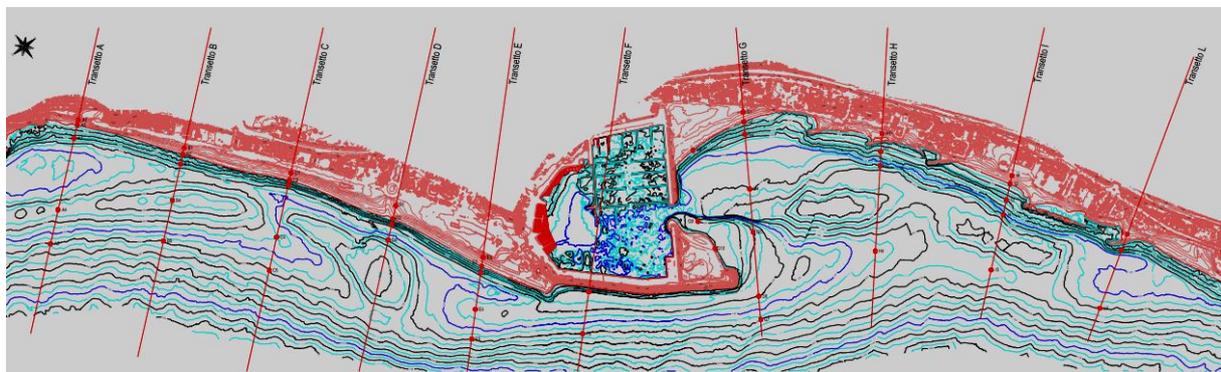
Orizzonte sismico e lito-tecnico	TERRENI DI COPERTURA							TERRENI DI SUBSTRATO		
	AREA PORTUALE					AREA DELLO SVINCOLO STRADALE				
	C _{port} 1)	C _{port} 2)	C _{port} 3)	C _{port} 4)	C _{port} 5)	C _{strad} 1)	C _{strad} 2)	S _{strad} 1) (rigido)	S _{strad} 2) (lapideo)	
Parametro geotecnico										
$\gamma_k = \gamma_n$ (kN/m ³)	19,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	
ϕ'_k (°)	26	28	29	30	31	26	30	28	30	
c' _k (kPa)	~ 0					10		133	181	
Ek; Edk(MPa)	41	56	66	74	84	42	73	1.080	1.383	



3.3 – CARATTERIZZAZIONE SEDIMENTOLOGICA

3.3.1 – INDAGINI SEDIMENTOLOGICHE ED ELABORAZIONE DEI DATI

Le indagini sedimentologiche consistono nell'analisi granulometrica di n. 48 campioni individuati con numeri crescenti dalla spiaggia emersa a quella sommersa lungo 10 transetti (da A ad L) nell'intervallo di quota da + 2 m a - 6 m rispetto al l.m.m.. I transetti si posizionano: nella zona sopraflutto al porto (da A ad F), con la spiaggia in avanzamento; all' imboccatura del porto (G), con sedimenti di interrimento; infine, nella zona sottoflutto (H, I ed L), in evidente erosione.



Carta dei prelievi di sedimenti della spiaggia emersa e sommersa

Le curve granulometriche, fornite dal laboratorio di prova con diametro dei grani in scala millimetrica, sono state ridefinite in scala "phi" (Φ), in modo da ricavare in base ai "percentili" della distribuzione granulometrica i principali indici statistici, secondo le formule proposte da FOLK & WARD (1957)¹⁶¹, FOLK (1966)¹⁶² e INMAN (1952)¹⁶³.

Le classi granulometriche sono riportate secondo la terminologia di WENTWORTH (1922)¹⁶⁴, ancora normalmente adottata in sedimentologia, ancorchè datata. Nella classificazione granulometrica si utilizza il seguente criterio: la classe principale è seguita da quella secondaria preceduta dalla congiunzione "con" se la % è tra il 50 e il 25; seguita dal suffisso "oso" se la % è tra il 25 e il 10; infine seguita dal suffisso "oso" e preceduta da "debolmente" se la % è compresa tra il 10 e il 5 (AGI, 1977).

La scala di "phi", proposta da KRUMBEIN (1934)¹⁶⁵ ; 1938)¹⁶⁶, utilizza il logaritmo di base 2 del diametro e affinché le classi della sabbia e del silt non assumano valori negativi il logaritmo

SCALA GRANULOMETRICA			
MILLIMETRI	MICRON	SCALA Φ	CLASSI GRANULOMETRICHE (Wentworth)
4096		-12	Blocchi
256		-8	Ciottoli
64		-6	Ciottolotti
4.00		-2	Granuli
3.36		-1.75	
2.83		-1.50	
2.38		-1.25	Sabbia molto grossa
2.00		-1.00	
1.68		-0.75	
1.41		-0.50	
1.19		-0.25	
1.00	1000	0	Sabbia grossa
0.84		0.25	
0.71		0.50	Sabbia media
0.59		0.75	
0.50	500	1	
0.42	420	1.25	
0.35	350	1.50	
0.30	300	1.75	
0.25	250	2	
0.210	210	2.25	
0.177	177	2.50	
0.149	149	2.75	
0.125	125	3	Sabbia fine
0.105	105	3.25	
0.088	88	3.50	Sabbia molto fine
0.074	74	3.75	
0.0625	62.5	4	Silt grosso
0.053	53	4.25	
0.044	44	4.50	
0.037	37	4.75	
0.031	31	5	
0.0156	15.6	6	Silt medio
0.0078	7.8	7	
0.0039	3.9	8	
0.0020	2	9	Silt molto fine
0.00098	0.98	10	
0.00049	0.49	11	
0.00024	0.24	12	
			ARGILLA

¹⁶¹ FOLK R.L. & WARD W. (1957). Brazos River bar: a study in the significance of grain size parameters. Journ. Sed. Pet., 27, 3-26.

¹⁶² FOLK R.L. (1966). A review of grain-size parameters. Sedimentology, 6, 73-93.

¹⁶³ INMAN D.L. (1952). Measures for describing the size distribution of sediments. Jour. Sed. Petr., 22, 125-145.

¹⁶⁴ WENTWORTH C.K. (1922). A scale of grade and class terms for clastic sediments. Journal of Geology, 30, 377-392.

¹⁶⁵ KRUMBEIN W.C. (1934). Size frequency distributions of sediments. Jour. Sed. Petrol., 4, 65-77.

¹⁶⁶ KRUMBEIN W.C. (1938). Size frequency distributions of sediments and the normal phi curve. Jour. Sed. Petrol., 8, 84-90.



è moltiplicato per - 1, per cui:

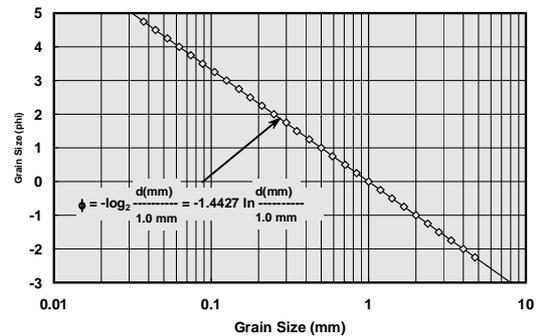
$$\Phi = -\log_2 [d \text{ (mm)}] = -1,4427 \text{ Ln} [d \text{ (mm)}] = -3,322 \text{ Log}_{10} [d \text{ (mm)}]$$

mentre il diametro in mm risulta:

$$d \text{ (mm)} = 2^{-\Phi} = 10^{-0,301 \cdot \Phi}$$

I principali indici sedimentologico-statistici, utili per caratterizzare la distribuzione dei sedimenti, sono:

- M_z : *mean size* (diametro medio), che si avvicina il più possibile al vero diametro medio;
- S_o : *standard deviation* o *sorting* (classazione, assortimento, dispersione, cernita o selezionamento), che indica il grado di elaborazione cui è stato sottoposto il sedimento ed è in stretto rapporto con le modalità di trasporto;
- S_k : *skewness* (asimmetria), che indica la distribuzione granulometrica rispetto al baricentro della curva: una curva perfettamente simmetrica ha asimmetria 0, mentre l'asimmetria positiva indica una coda verso destra (diametri piccoli) e un'asimmetria negativa una coda verso sinistra (diametri grossi);
- K_G : *kurtosis* (appuntimento), che indica la relazione tra il classamento della parte centrale e quello delle parti periferiche della curva di distribuzione granulometrica.



Media $M = \frac{\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84}}{3}$

Deviazione standard $\sigma = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{4} + \frac{\phi_{95} - \phi_5}{6.6}$

Skewness $Sk = \frac{\phi_{84} + \phi_{16} - 2\phi_{50}}{2(\phi_{84} - \phi_{16})} + \frac{\phi_{95} + \phi_5 - 2\phi_{50}}{2(\phi_{95} - \phi_5)}$

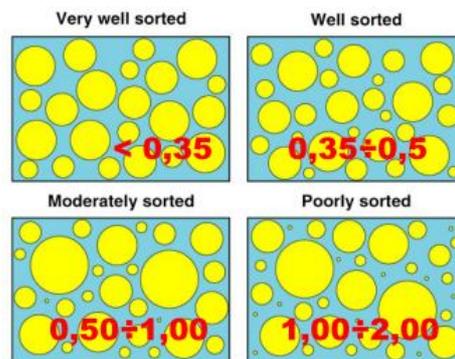
Kurtosis $K = \frac{\phi_{95} - \phi_5}{2.44(\phi_{75} - \phi_{25})}$

Il valore dell'asimmetria e della *kurtosis* è un numero puro, dato che il valore ϕ appare sia al numeratore sia al denominatore.

Le scale descrittive degli indici statistico-sedimentologici sono riportati nelle allegare tabelle, riprese dalla letteratura (RICCI LUCCHI, 1980 ; FOLK & WARD, 1957; FOLK, 1966; INMAN, 1952; FRIEDMAN, 1962¹⁶⁷).

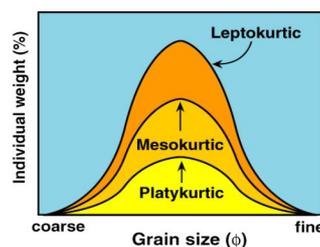
S_o
(classamento o sorting)

< 0,35	molto ben classato (<i>very well sorted</i>)
0,35 ÷ 0,50	ben classato (<i>well sorted</i>)
0,50 ÷ 1,00	moderatamente classato (<i>moderately sorted</i>)
1,00 ÷ 2,00	poco classato (<i>poorly sorted</i>)
2,00 ÷ 4,00	molto poco classato (<i>very poorly sorted</i>)
> 4,00	affatto classato (<i>extremely poorly sorted</i>)



K_G
(appuntimento o kurtosis)

< 0,67	molto platicurtica
0,67 ÷ 0,90	platicurtica
0,90 ÷ 1,11	mesocurtica
1,11 ÷ 1,50	leptocurtica
1,50 ÷ 3,00	molto leptocurtica
> 3,00	estremamente leptocurtica

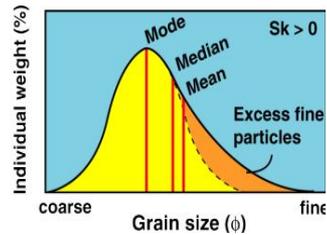
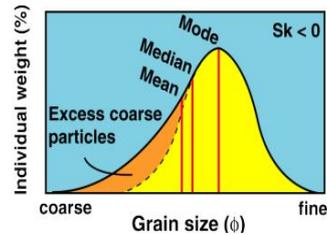


¹⁶⁷ FRIEDMAN G. M. (1962). On sorting, sorting coefficient and the lognormality of size frequency distribution of sandstones. Journ. Geol., 70 (6), 737-753.



Sk
(asimmetria o skewness)

-1 ÷ -0,3	molto negativa
-0,3 ÷ -0,1	negativa
-0,1 ÷ 0,1	simmetria
0,1 ÷ 0,3	positiva
0,3 ÷ 1	molto positiva



Nella successive tabelle si riportano, con riferimento ad ogni campione, al transetto e alla quota di prelievo, la classificazione granulometrica e gli indici statistico-sedimentologici, accorpati per zona rispetto al porto:

- zona sopraflutto al porto:

Transetto e campione	Quota prelievo rispetto al l.m.m.	Mz (Φ) Diametro medio Mean size	So (Φ) Classazione Sorting	Sk (-) Asimmetria Skewness	K _G (-) Appuntimento Kurtosis	Classificazione granulometrica
A1	+ 2.00	-0.14	1.07	0.32	1.30	Sabbia ghiaiosa
A2	+ 0.00	-2.10	1.25	-0.20	1.00	Ghiaia sabbiosa
A3	- 3.00	-1.81	2.09	0.24	0.61	Ghiaia con sabbia
A4	- 3.70	0.73	0.52	0.04	1.09	Sabbia
A5	- 6.00	1.11	0.87	0.23	0.96	Sabbia
B1	+ 2.00	1.09	0.72	-0.09	0.83	Sabbia
B2	+ 0.00	-1.20	1.48	-0.13	1.22	Ghiaia con sabbia
B3	- 3.00	-2.56	1.33	0.12	0.92	Ghiaia sabbiosa
B4	- 2.40	0.68	0.50	0.10	1.02	Sabbia
B5	- 6.00	0.49	0.70	-0.03	1.53	Sabbia
C1	+ 2.00	-0.41	0.70	0.13	1.32	Sabbia ghiaiosa
C2	+ 0.00	-1.92	1.26	-0.27	0.79	Ghiaia sabbiosa
C3	- 3.00	-2.41	1.50	-0.09	0.83	Ghiaia sabbiosa
C4	- 4.50	0.99	0.87	0.44	1.05	Sabbia
C5	- 6.00	0.70	0.64	0.32	1.46	Sabbia
D1	+ 2.00	0.57	0.72	0.12	1.58	Sabbia
D2	+ 0.00	0.23	1.16	-0.05	1.11	Sabbia ghiaiosa
D3	- 3.00	-0.53	1.72	-0.24	0.91	Sabbia con ghiaia
D4	- 6.00	-1.18	1.91	-0.06	0.81	Ghiaia con sabbia
E1	+ 2.00	-1.46	0.42	0.26	1.05	Sabbia con ghiaia
E2	+ 0.00	-1.83	1.41	-0.05	0.93	Ghiaia con sabbia
E3	- 3.00	-2.87	1.49	0.56	1.11	Ghiaia sabbiosa



STUDIO DI GEOLOGIA AMBIENTALE

Dott.ssa Geol. Caterina Cucinotta
Via Industriale, 83 – 98122 Messina
Tel. 090.2924437 – 334.2292895

RELAZIONE GEOLOGICA

Porto di Cetraro – Messa in sicurezza bacino
e miglioramento funzionalità area portuale
Comune di Cetraro (CS)

E4	- 4.30	0.52	0.35	0.02	0.86	Sabbia
E5	- 6.00	0.64	0.53	0.27	1.18	Sabbia
F1	- 3.00	-2.38	1.32	-0.05	1.04	Ghiaia sabbiosa
F2	- 6.00	1.00	0.83	0.36	0.97	Sabbia

- zona imboccatura del porto :

Transetto e campione	Quota prelievo rispetto al l.m.m.	Mz (Φ) Diametro medio Mean size	So (Φ) Classazione Sorting	Sk (-) Asimmetria Skewness	K _G (-) Appuntimento Kurtosis	Classificazione granulometrica
G1	+ 2.00	0.36	1.24	0.15	1.01	Sabbia deb. ghiaiosa
G2	+ 0.00	-1.42	1.32	0.18	1.48	Ghiaia con sabbia
G3	- 3.00	-1.75	1.59	0.17	1.27	Ghiaia sabbiosa
G4	- 6.00	1.86	0.82	0.14	1.10	Sabbia
G5	- 3.00	-1.43	1.98	-0.10	0.69	Ghiaia con sabbia
G6	- 4.00	0.74	0.61	0.32	1.32	Sabbia
G7	- 6.00	0.55	0.70	0.09	1.69	Ghiaia con sabbia
G8	+ 0.00	-1.61	1.54	0.04	1.26	Sabbia
G9	- 2.00	-2.31	2.04	0.12	0.83	Ghiaia con sabbia
G10	+ 0.00	-1.05	1.42	-0.08	1.07	Ghiaia con sabbia

- zona sottoflutto al porto :

Transetto e campione	Quota prelievo rispetto al l.m.m.	Mz (Φ) Diametro medio Mean size	So (Φ) Classazione Sorting	Sk (-) Asimmetria Skewness	K _G (-) Appuntimento Kurtosis	Classificazione granulometrica
H1	+ 1.00	-0.63	1.50	-0.37	1.27	Sabbia con ghiaia
H2	- 5.70	-1.38	1.10	0.15	1.44	Ghiaia con sabbia
H3	- 6.00	0.71	0.60	0.26	1.14	Sabbia
H4	- 5.30	0.87	0.72	0.31	0.95	Sabbia
I1	+ 2.00	-1.54	1.14	0.08	1.30	Ghiaia sabbiosa
I2	+ 0.00	-1.97	0.90	-0.08	0.91	Ghiaia deb. sabbiosa
I3	- 3.00	-2.09	1.02	-0.09	0.95	Ghiaia sabbiosa
I4	- 6.00	0.77	0.71	0.23	1.25	Sabbia
I5	- 6.40	1.00	0.78	0.26	0.91	Sabbia
L1	+ 1.00	-0.40	1.15	-0.19	1.46	Sabbia ghiaiosa
L2	- 4.65	-1.75	1.94	-0.03	0.83	Ghiaia con sabbia
L3	- 6.00	0.91	0.78	0.38	0.97	Sabbia

L'elaborazione dei dati viene articolata attraverso una valutazione dell'andamento degli indici statistici nel senso del trasporto litoraneo prevalente, seguendo i transetti da Nord verso Sud, e in senso trasversale in funzione della profondità.



Diametro medio in senso longitudinale alla costa

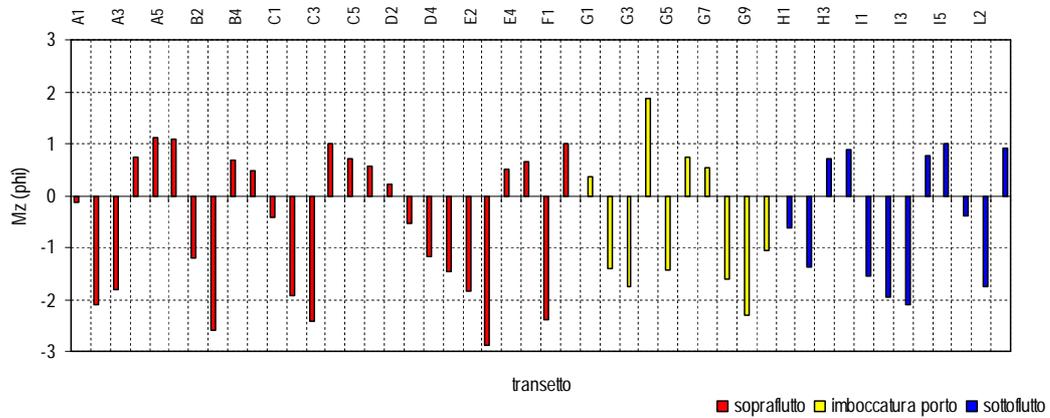


Fig. 19)

Classazione in senso longitudinale alla costa

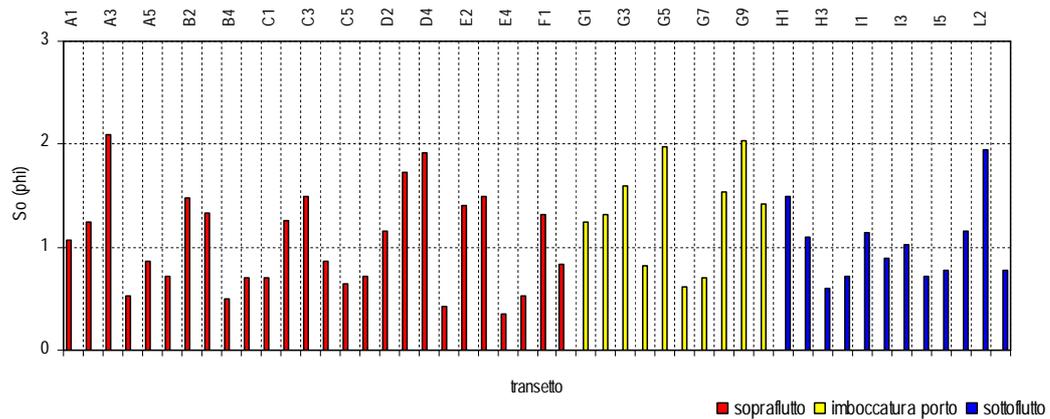


Fig. 20)

Asimmetria in senso longitudinale alla costa

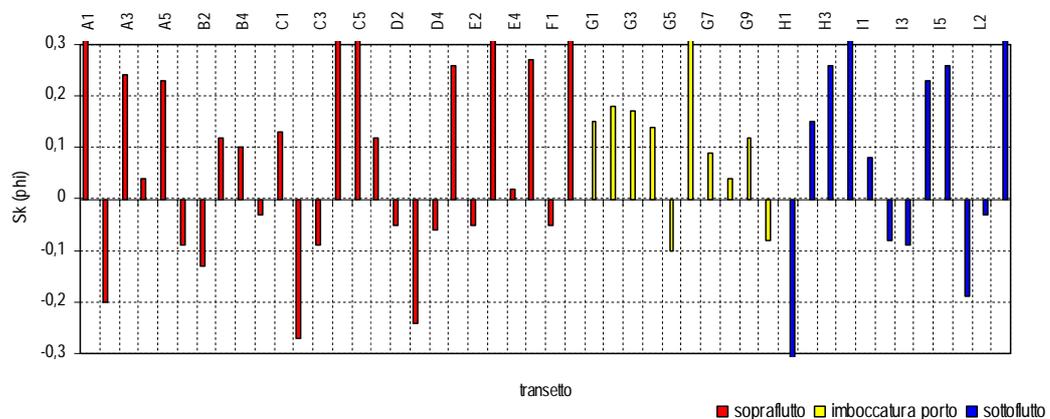


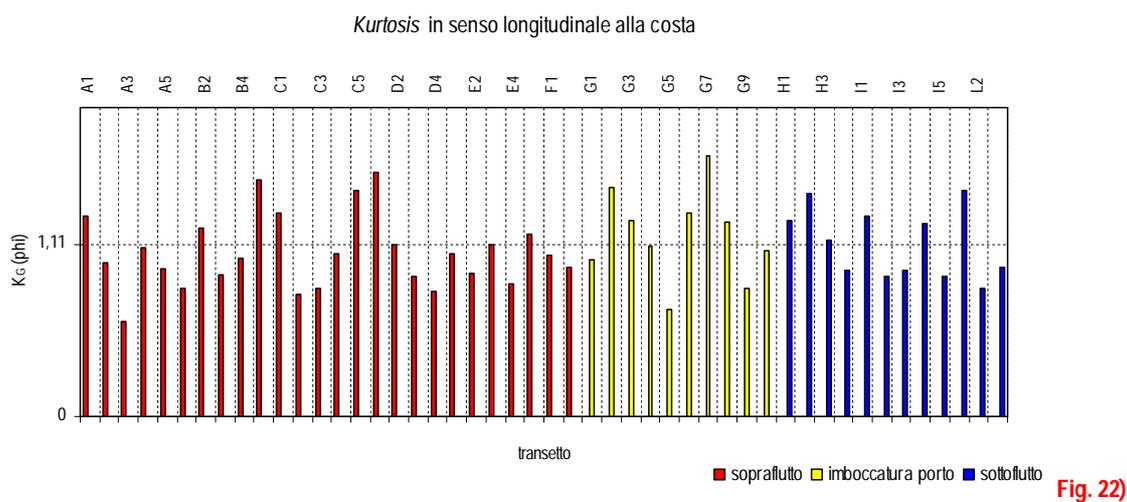
Fig. 21)

Rispetto al diametro medio si osserva che i sedimenti a frazione grossolana ($\Phi < 0$) risultano nettamente prevalenti e la diminuzione del diametro medio nel senso del trasporto litoraneo prevalente risulta modesto, passando come valore medio da $-0,54 \Phi$ sopraflutto, a $-0,61 \Phi$ all'imboccatura del porto, a $-0,46 \Phi$



sottoflutto. Il grado di classazione si presenta modesto, tanto che i valori medi risultano sempre > 1 (sedimenti poco classati), a prescindere dalla diverse zone ($So = 1,05$ sopraflutto; $1,33$ imboccatura porto; $1,03$ sottoflutto). Anche riguardo all'asimmetria, risulta una netta prevalenza dei valori positivi, a prescindere dalle diverse zone ($Sk = 0,09$ sopraflutto; $0,10$ imboccatura porto; $0,08$ sottoflutto).

L'indice *kurtosis* viene descritto in base al valore $K_G = 1,11$, che segna il limite tra una curva di frequenza mesocurtica e leptocurtica (più appuntita). Il valore medio di K_G risulta $< 1,11$ per i campioni sopraflutto ($K_G = 1,06$) e $> 1,11$ per quelli prelevati all'imboccatura portuale ($K_G = 1,17$) e sottoflutto ($K_G = 1,12$).



La valutazioni dell'andamento degli indici sedimentologici in senso trasversale alla costa, in funzione della profondità, viene eseguita senza distinguere tra le diverse zone di prelievo, dato che è stato verificato che non mostrano sensibili differenze nei parametri granulometrici.

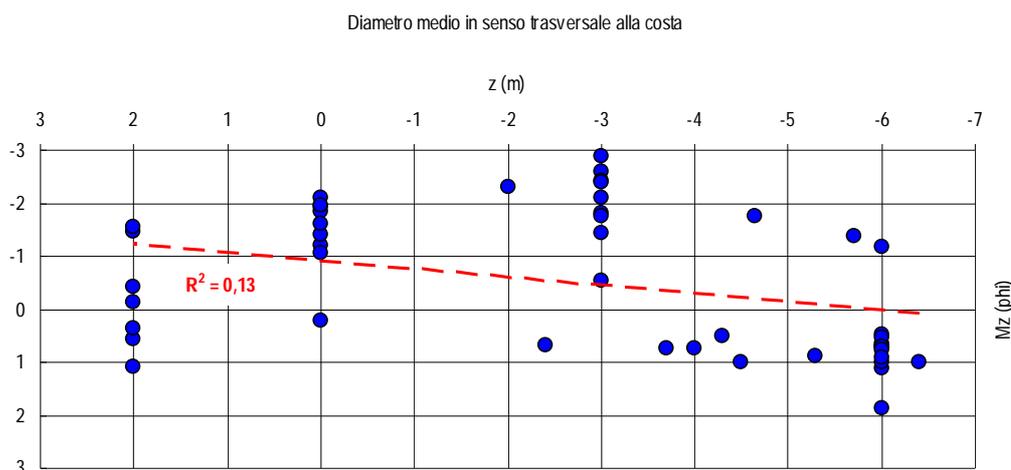


Fig. 23)

L'andamento del diametro medio con la profondità si traduce in una linea di tendenza a basso coefficiente R^2 , che evidenzia una modesta riduzione di Mz con l'aumentare della profondità. In qualunque caso la spiaggia sommersa, tra -5 e -6 sotto l.m.m., si presenta con la granulometria più fine ancora nel campo della sabbia media ($Mz = 2 \Phi$).



L'assenza di un limite granulometrico significativo porta a spostare su isobate maggiori a - 6 m la "profondità di chiusura", che in effetti nell'unità fisiografica di riferimento viene segnalata a oltre 7,5 m sotto il l.m.m.

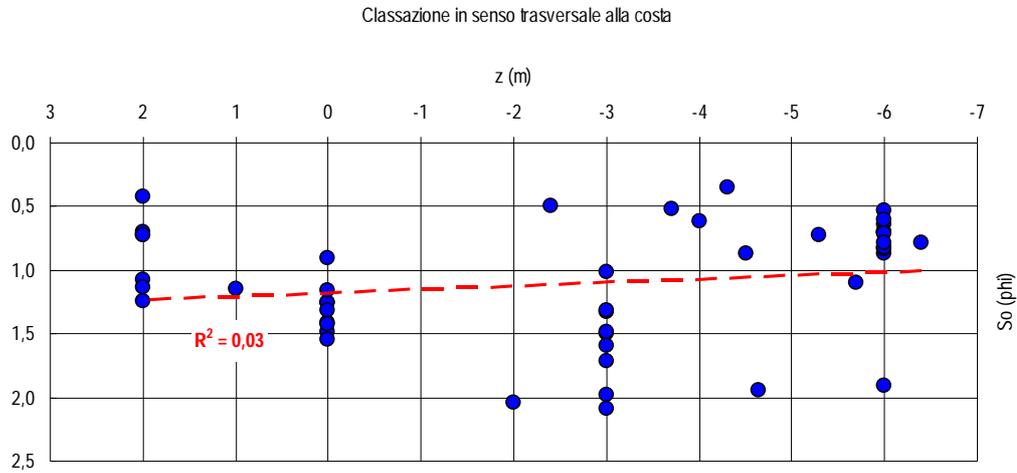


Fig. 24)

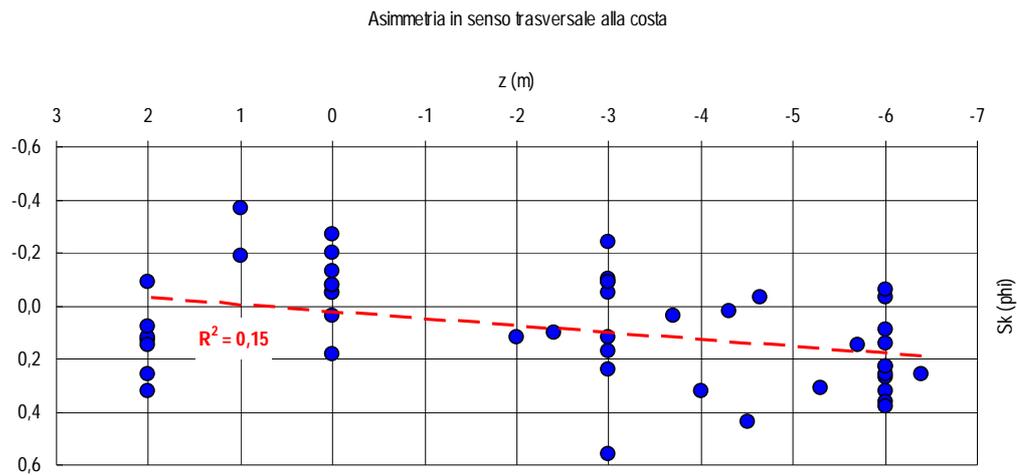


Fig. 25)

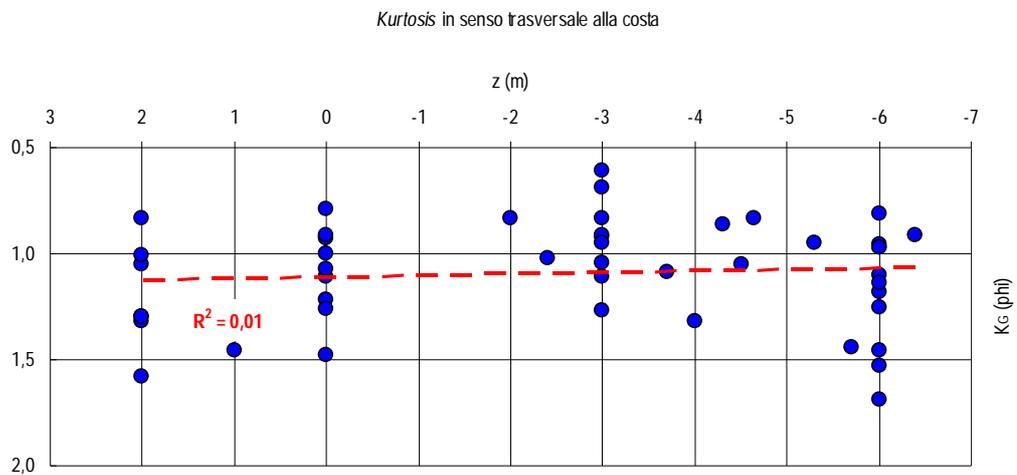


Fig. 26)



La classazione presenta una linea di tendenza con un lieve incremento in funzione della profondità, definito però attraverso una retta con coefficiente di determinazione praticamente trascurabile. La linea di tendenza della asimmetria, sia pure con R^2 basso, si sviluppa sempre nel campo dei valori positivi e presenta un incremento con l'aumentare della profondità. Il coefficiente di appuntimento non presenta una correlazione significativa con la profondità, dato il valore trascurabile ($R_2 = 0,01$) della retta di correlazione.

3.3.2 – RELAZIONI TRA INDICI STATISTICO-SEDIMENTOLOGICI

La ricostruzione di diagrammi a dispersione tra il diametro medio e gli altri indici statistici consente di visualizzare la classificazione sedimentologica, distinguendo tra campioni di spiaggia emersa e sommersa, nei tre paraggi definiti rispetto al porto.

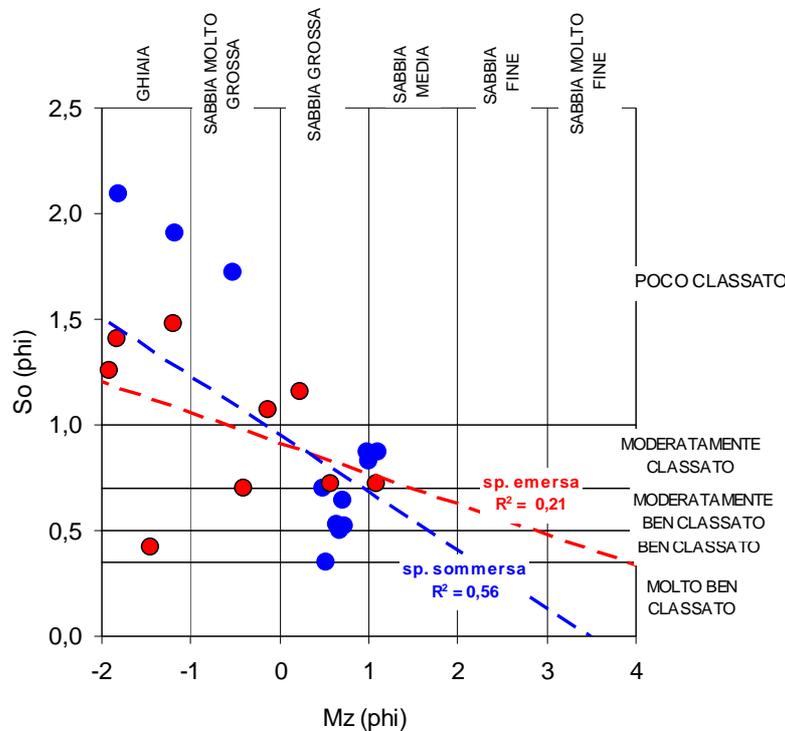


Fig. 27) Zona sopraflutto: relazioni Mz-So

Nella zona sopraflutto al porto, i campioni di spiaggia emersa rientrano prevalentemente nel campo della sabbia molto grossa/ghiaia, mentre quelli della spiaggia sommersa si classificano come sabbia grossa. La classazione si sviluppa in un campo molto ampio, da ben classato a poco classato, con una prevalenza in quest'ultima classe per i sedimenti di spiaggia emersa. La riduzione del diametro medio porta ad un incremento della classazione. Le rette di correlazione tra i due indici presentano un coefficiente di determinazione più elevato per la spiaggia sommersa.

Il coefficiente di asimmetria impegna un campo molto ampio, dalla simmetria negativa a quella positiva, con una prevalenza per i valori positivi, soprattutto a carico della spiaggia sommersa. Le rette Mz-Sk denunciano, in qualunque caso, un coefficiente di determinazione molto basso, tanto che risulta una correlazione tra i due indici da modesta a praticamente inesistente rispettivamente per la spiaggia emersa e per quella sommersa.



I campioni della spiaggia emersa mostrano, con la diminuzione del diametro medio, una tendenza verso una curva leptocurtica più accentuata rispetto ai campioni di spiaggia sommersa, anche se il coefficiente di determinazione della correlazione resta sempre basso ($R^2 = 0,15 \div 0,16$).

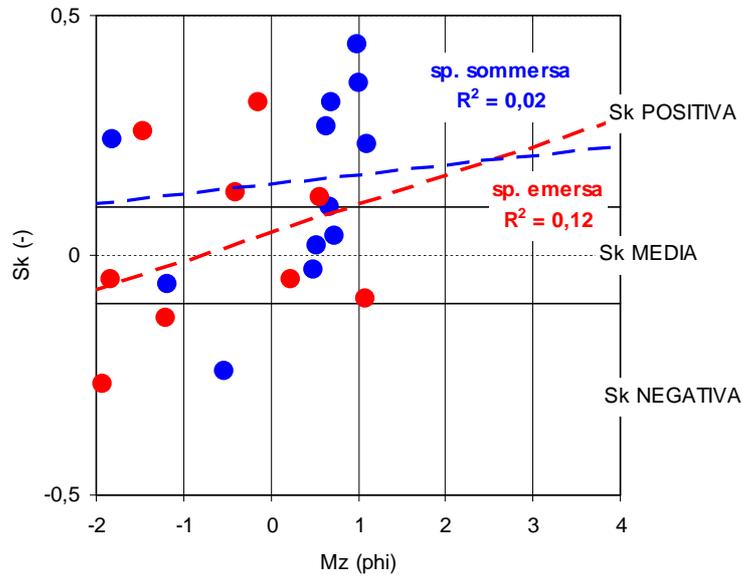


Fig. 28) Zona sopraflutto: relazioni Mz-Sk

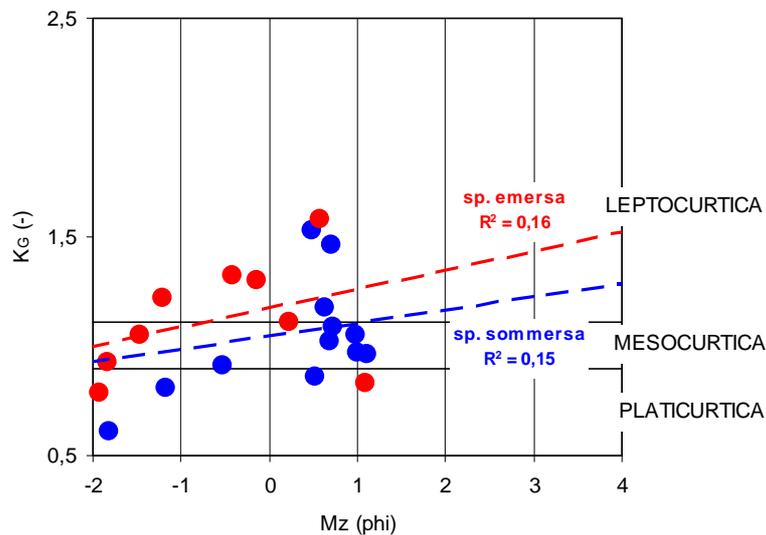


Fig. 29) Zona sopraflutto: relazioni Mz-Kg

Nella zona dell'imboccatura portuale, i campioni di spiaggia emersa e sommersa rientrano nel campo dei sedimenti grossolani (da sabbia grossa a ghiaia) e mostrano una tendenza all'incremento della classazione con il diminuire del diametro medio, con un coefficiente R^2 più significativo per la spiaggia sommersa.



La maggior parte dei campioni presenta asimmetria positiva e la correlazione Mz-Sk risulta da praticamente inesistente a modesta ($R^2 = 0,08 \div 0,13$). Questa condizione può essere correlata con un tratto di costa protetto, dove l'energia del moto ondoso non è in grado di asportare le frazioni granulometriche più fini.

La tendenza verso una curva leptocurtica al diminuire del diametro medio risulta evidente solo a carico dei campioni di spiaggia sommersa; mentre per la spiaggia emersa la tendenza è contraria (da leptocurtica a platicurtica).

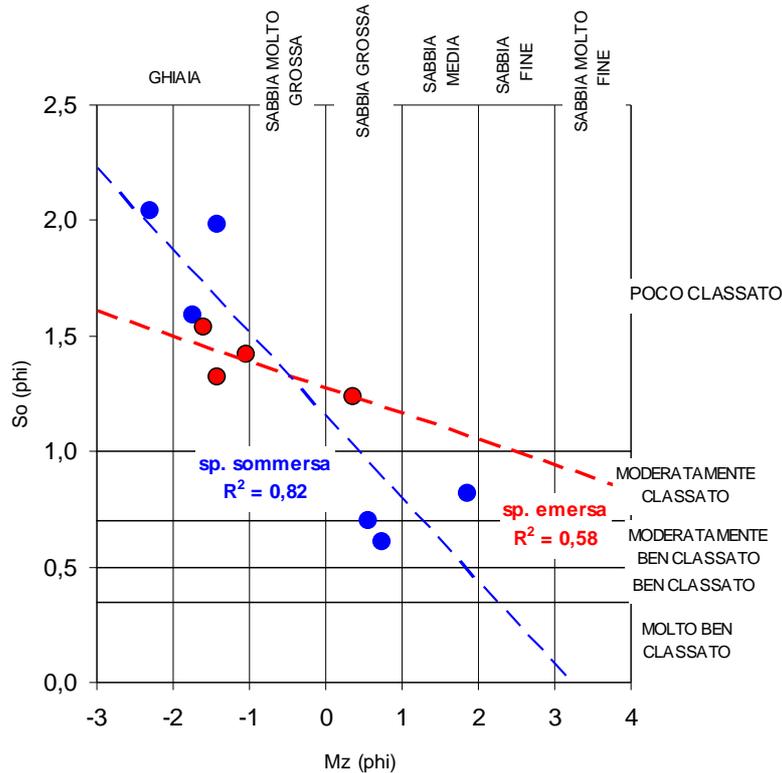


Fig. 30) Imboccatura porto: relazioni Mz-So

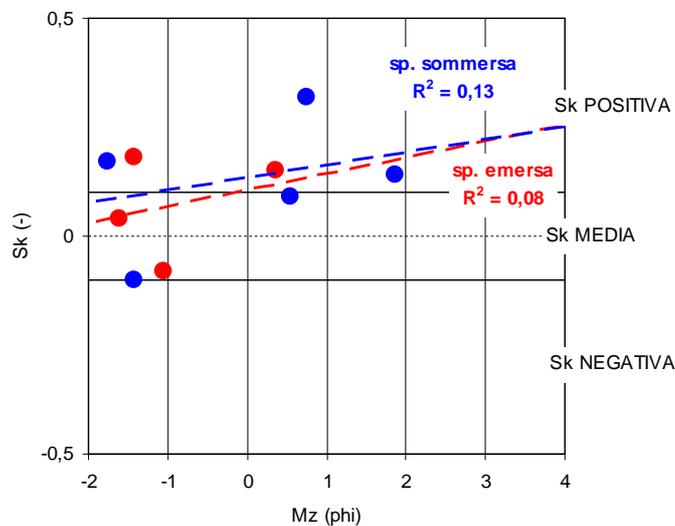


Fig. 31) Imboccatura porto: relazioni Mz-Sk

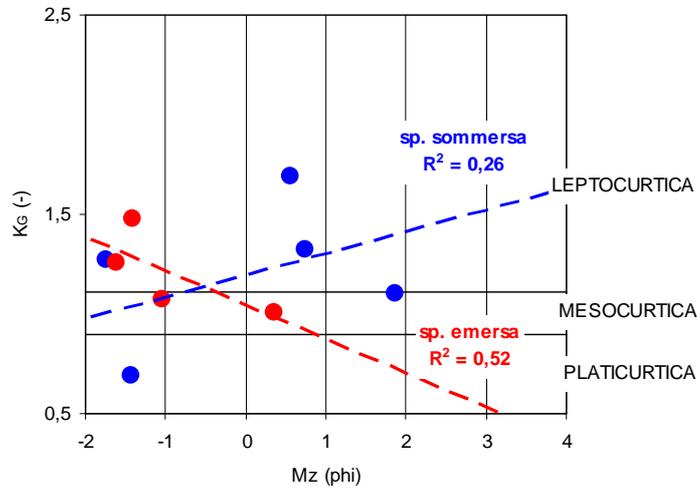


Fig. 32) Imboccatura porto: relazioni Mz-K_s

Nella zona sottoflutto al porto, i campioni di spiaggia, emersa e sommersa, rientrano sempre nel campo dei sedimenti grossolani, ma la tendenza è della diminuzione della classazione al diminuire del diametro medio per la spiaggia sommersa, viceversa per la spiaggia emersa.

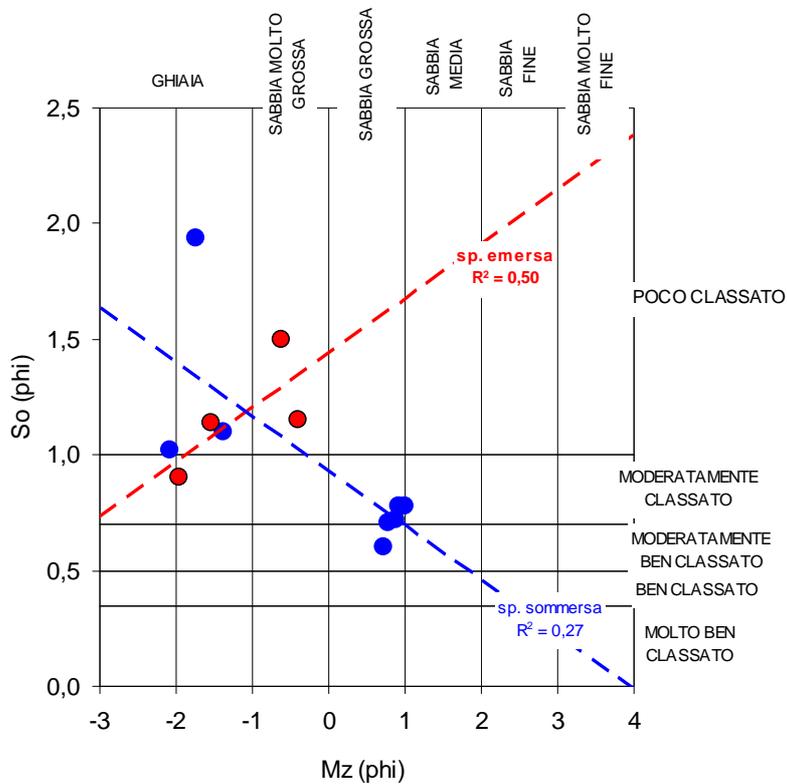


Fig. 33) Zona sottoflutto: relazioni Mz-So



Le rette di correlazione Mz-Sk presentano un significativo coefficiente di determinazione, soprattutto per quanto riguarda la spiaggia sommersa, ove comunque la tendenza è verso l'asimmetria positiva al diminuire di Mz. Una tendenza contraria si osserva a carico della spiaggia emersa, che potrebbe essere messa in relazione con lo stato di erosione della spiaggia.

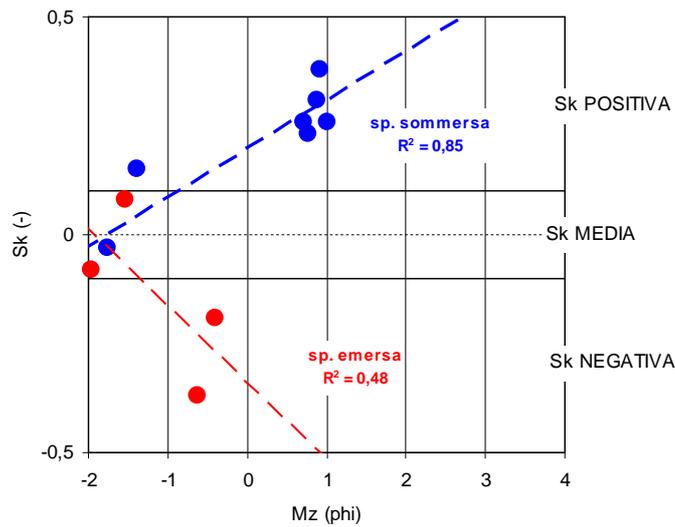


Fig. 34) Zona sottoflutto: relazioni Mz-Sk

La curva di frequenza dei campioni di spiaggia emersa, al diminuire del diametro medio, è *leptocurtica*, mentre non si avverte alcuna correlazione tra Mz e K_G per la spiaggia sommersa, dove il valore di R^2 della retta di correlazione, arrotondato alla seconda cifra decimale, è uguale a zero.

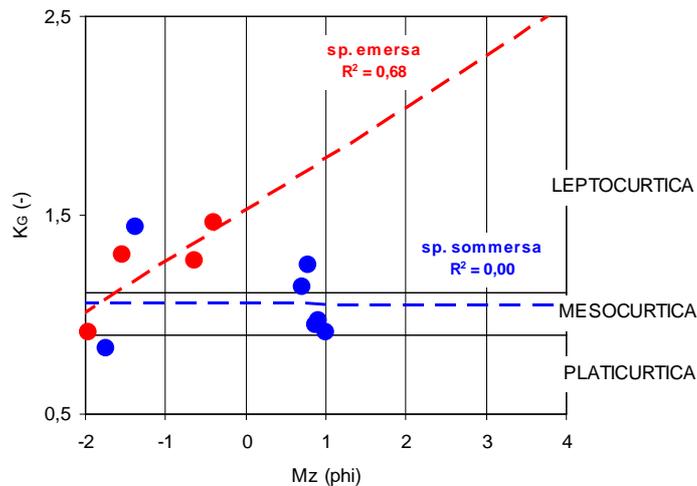


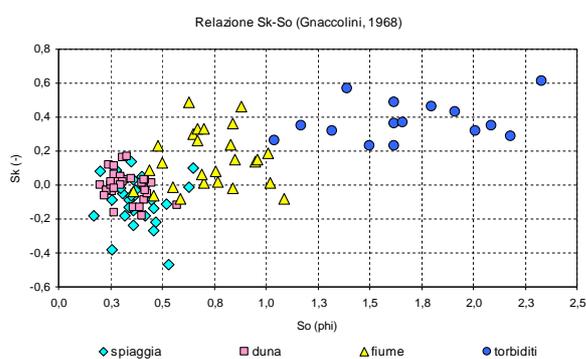
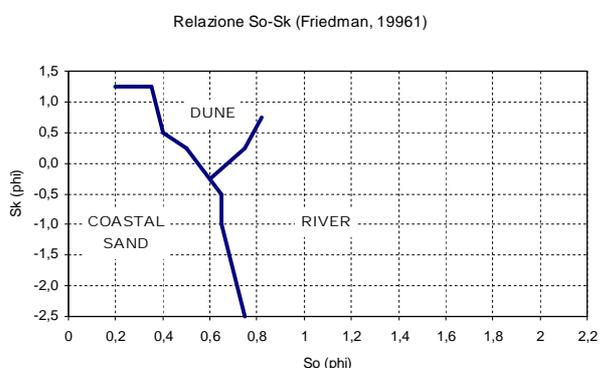
Fig. 35) Zona sottoflutto: relazioni Mz- K_G



3.3.3 – RELAZIONI INDICI SEDIMENTOLOGICI - AMBIENTE DI SEDIMENTAZIONE

Nella letteratura sedimentologica sono riportati numerosi tentativi di svelare l'ambiente di sedimentazione di un sedimento antico mediante la sua distribuzione granulometrica o, secondo altri autori, di distinguere solo i vari processi di sedimentazione e non l'ambiente, e infine di assegnare uno specifico significato geologico ad ogni parametro granulometrico.

A questo proposito, si osserva che il selezionamento (o classazione) è ottimale quando la corrente opera continuamente e su un sottile strato di granuli (è il caso delle spiagge); mentre è invece pessimo quando la deposizione è forzata ed i sedimenti vengono impilati o ammassati quasi istantaneamente (è il caso di un fiume in piena). In pratica le correnti costanti selezionano meglio di quelle variabili rapidamente in intensità. E' inoltre importante il rapporto tra la quantità di materiale fornito all'ambiente e la capacità selezionatrice del mezzo, per cui spiagge attaccate vigorosamente dalle onde o spiagge vicine alla foce dei corsi d'acqua avranno sedimenti meno selezionati di spiagge piatte e lontane da importanti aree di apporto sedimentario. L'asimmetria è generalmente positiva per sabbie di duna e fiume, mentre risulta negativa per sabbie



di spiaggia, dove la coda fine è dilavata dalle onde che provocano un effetto di vagliatura. La curva di distribuzione di una sabbia dilavata appare troncata nella coda fine. Valori di asimmetria positiva si giustificano solo in tratti di costa protetti, dove l'energia del moto ondoso non è in grado di asportare le frazioni granulometriche minori.

Nella letteratura sono riportate numerose relazioni tra indici statistico-sedimentologici per la ricostruzione dell'ambiente di sedimentazione, rimandando per una rassegna bibliografica sufficientemente completa a MARTINS (2003)¹⁶⁸. In questa sede, tenendo conto dei criteri proposti da FRIDMAN (1962, 1967¹⁶⁹, 1961¹⁷⁰), FRIEDMAN & SANDERS (1978)¹⁷¹ e delle valutazioni effettuate in ambito italiano da BOSELLINI & DAL CIN (1968)¹⁷², GNACCOLINI (1968)¹⁷³, MAXIA et al. (1970)¹⁷⁴, si fa riferimento:

- al grafico So/Sk di FRIEDMAN (1961) per distinguere sabbia di costa, di duna e di fiume;
- al grafico So/Sk di GNACCOLINI (1968) per distinguere sedimenti di spiaggia, di duna, di fiume e torbidi;

tenuto conto che il diametro medio è poco caratterizzante nella definizione dell'ambiente di sedimentazione.

Tra gli altri metodi vengono citati, ma non applicati in questa sede, l'analisi per discriminare tra i vari ambienti costieri proposta da SAHU (1964)¹⁷⁵ e il metodo interpretativo proposto da PASSEGA (1957¹⁷⁶, 1964¹⁷⁷), basato sul presupposto che la tessitura dei sedimenti clastici riflette il processo di deposizione e quindi la relazione che si stabilisce tra alcuni parametri tessiturali (50° percentile e 1° percentile) fornisce

¹⁶⁸ MARTINS L.R. (2003). Recent sediments and grain-size analysis. *Gravel*, 1, 90-105.

¹⁶⁹ FRIEDMAN G.M. (1967). Dynamic processes and statistical parameters compared for size frequency distribution of beach and river sands. *Journ. Sed. Petr.*, 37(2), 327-354.

¹⁷⁰ FRIEDMAN G.M. (1961). Distinction between dune, beach and river sands from their textural characteristics. *J. Sediment. Petrol.*, 31 (4), 514-529.

¹⁷¹ FRIEDMAN G.M. & SANDERS J.E. (1978). *Principles of sedimentology*. Wiley, New York.

¹⁷² BOSELLINI A. & DAL CIN R. (1968). Sedimentologia delle arenarie di Val Gardena sezione di S. Martino in Badia (Bolzano). *Boll. Soc. Geol. It.*, 87, 401-423.

¹⁷³ GNACCOLINI M. (1968). Caratteristiche granulometriche di alcuni campioni di sabbie di spiaggia, di duna costiera, di fiume, di ambiente marino epineritico e di arenarie presumibilmente deposte da correnti di torpidità. *Mem. Soc. Geol. It.*, 7, 361-378.

¹⁷⁴ MAXIA C. et al. (1970). Geomorfologia e sedimentologia del settore sud-orientale del Capidano (Sardegna meridionale). *Boll. Soc. Geol. It.*, 89, 567-597.

¹⁷⁵ SAHU B. K. (1964). Depositional mechanism from the size analysis of clastic sediments. *J. Sediment. Petrol.*, 34 (1), 73-83.

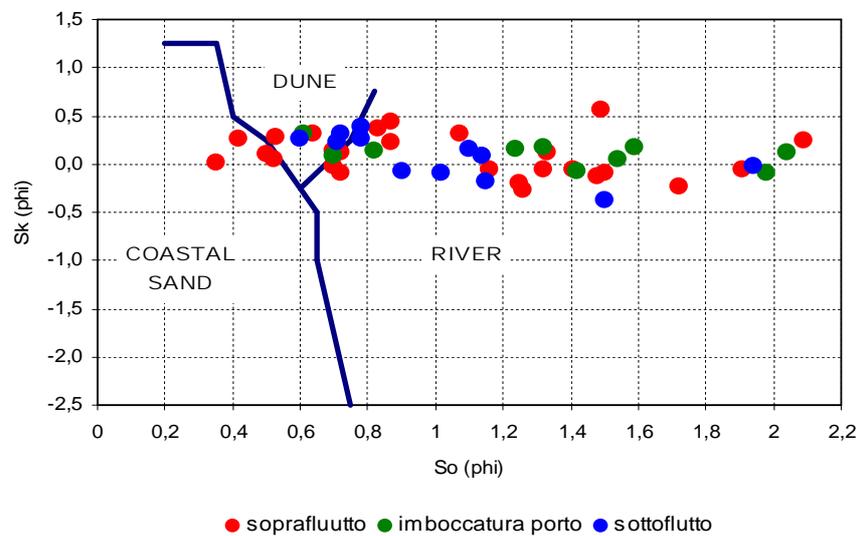
¹⁷⁶ PASSEGA R. (1957) - Texture as characteristic of clastic deposition. *Bull. Am. Ass. Petr. Geologists*, 41, 1952-1984.

¹⁷⁷ PASSEGA R. (1964) - Grain size representation by C. M. Patterns as a geological tool. *Jour. Sed. Petr.*, 34(4), 830-847

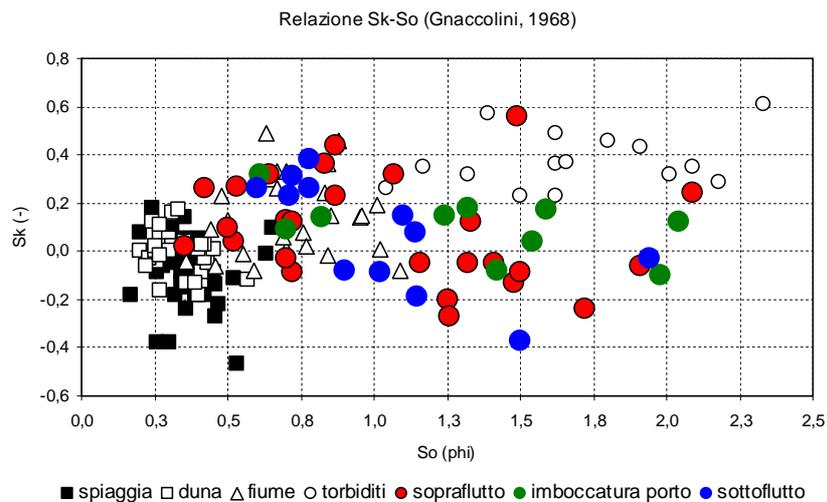


informazioni sull'agente di trasporto. La frazione grossolana di un sedimento di un sedimento è più rappresentativa dell'agente deposizionale rispetto alla frazione fine, per cui si procede a distinguere in funzione della mediana (o 50° percentile) e della massima frazione granulometrica (1° percentile) le diverse modalità di trasporto (per rotolamento e in sospensione a diverso livello di turbolenza).

I valori di S_o e S_k sono riportati sui grafici di FRIEDMAN (1961) e di GNACCOLINI (1968), da cui risulta che i campioni, a prescindere dalla zona e quota di prelievo, rientrano in prevalenza nel campo dei sedimenti di fiume, che in pratica non hanno ancora raggiunto un grado di selezione tipico dell'ambiente di spiaggia ($S_o < 0,5$). In particolare i pochi campioni che ricadono nell'ambiente di spiaggia si riferiscono alla zona sopraflutto.



(Friedman, 1961)



(Gnaccolini, 1968)

Fig. 36) Diagrammi S_o/S_k per l'ambiente di sedimentazione



3.3.4 – RELAZIONI INDICI SEDIMENTOLOGICI – DINAMICA LITORANEA

I presupposti teorici delle relazioni tra indici statistico-sedimentologici e dinamica litoranea sono, in realtà, oggetto di discussioni, tanto che nella letteratura specializzata si incontrano modelli in contrasto tra loro, ancorché basati sull'analisi degli stessi indici granulometrici. Le osservazioni sulla dinamica litoranea, basate sugli indici sedimentologici, sono complicate dal fatto che la diminuzione delle dimensioni dei sedimenti nel senso del trasporto può essere influenzata da depositi residuali, ad esempio in corrispondenza di input fluviali, mentre la classazione resta influenzata dalle dimensioni medie dei sedimenti (CAMMELLI et al., 2004)¹⁷⁸.

Nel caso in esame si è proceduto ad applicare alle spiagge il metodo granulometrico di DAL CIN (1969)¹⁷⁹, che attraverso opportune combinazioni tra indici sedimentologici (es.: K_G/M_z ; K_G/S_o ; K_G/S_k ; S_o/M_z) consente di distinguere spiagge in erosione e in avanzamento, tenuto conto che:

- le sabbie di spiagge in erosione, a parità di diametro medio, presentano *kurtosis* e grado di selezione più elevati delle sabbie di spiagge in avanzamento;
- le curve cumulative delle spiagge in avanzamento mostrano asimmetrie positive più elevate e negative meno marcate delle spiagge in erosione.

Il diagramma più rappresentativo per il tratto costiero in esame, in base ai campi di valori adottati da DAL CIN (1969), è quello *kurtosis*/asimmetria, che però non evidenzia una concentrazione nel campo dell'erosione dei dati delle spiagge sottoflutto al porto, realmente erosione, o nel campo del ripascimento per le spiagge sopraflutto.

La tendenza evolutiva in atto delle spiagge in esame non trova conferma sedimentologica, in quanto sarebbe frutto soltanto dell'inserimento della struttura portuale, che ha provocato il blocco del trasporto litoraneo.

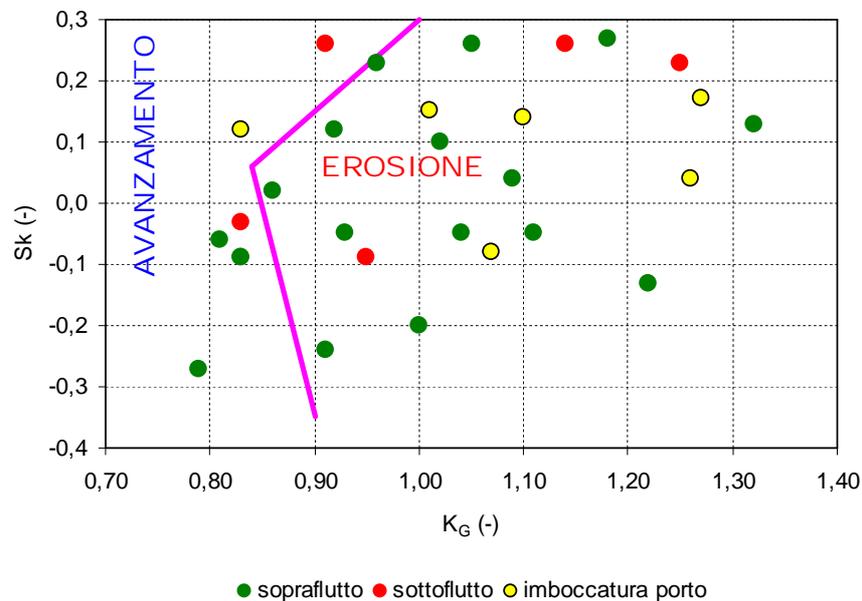


Fig. 37) Diagramma K_G-Sk per la evoluzione delle spiagge

Una valutazione della predisposizione all'erosione del litorale, sempre su base sedimentologica, viene eseguita tenendo conto dei parametri classazione (S_o) e asimmetria (S_k) nel presupposto che un tratto di litorale soggetto

¹⁷⁸ CAMMELLI C. et al. (2004). Dinamica morfologica e sedimentaria del litorale di Castellammare di Stabia (Golfo di Napoli). Studi costieri, 8, 59-88.



a depauperamento subisce l'allontanamento delle frazioni meno stabili e conseguentemente il fuso granulometrico tende ad assumere una più elevata classazione (bassi valori di S_o) e un arricchimento della componente grossolana (asimmetria negativa). Lo schema di valutazione, ripreso dal Project BEACHMED INTERREG IIIb (FERRARI et al., 2004¹⁸⁰; 2008¹⁸¹), sia pure senza tenere conto dei parametri morfologici e meteo-marini della spiaggia, consente anche una indicazione sulla tipologia degli interventi.

INDICE SEDIMENTOLOGICO	CLASSIFICAZIONE DEL LITORALE			
	IN AVANZAMENTO O STABILE	BLANDA EROSIONE	EROSIONE	FORTE EROSIONE
CLASSAZIONE S_o	> 0,8	0,8 ÷ 0,5	0,5 ÷ 0,35	< 0,35
ASIMMETRIA S_k	> 0,1	0,1 ÷ 0,0	0,0 ÷ -0,1	< - 0,1
TIPOLOGIA INTERVENTI	Nessun intervento	Interventi di riequilibrio	Interventi di ricostruzione	Interventi strutturali di ricostruzione

Valutazione dello stato di erosione del litorale e indicazioni sulla tipologia degli interventi

Nella allegata tabella si riporta la classificazione dei paraggi presi in esame rispetto ai valori medi di S_o e S_k , unitamente alla tipologia degli interventi consigliati, da cui si evince uno stato evolutivo costiero meglio descritto dal parametro asimmetria, con una forte erosione nel settore sottoflutto, come effettivamente risulta, e una condizione di avanzamento nella zona sopraflutto e all'imboccatura portuale.

ZONA	S_o (ϕ)	CLASSIFICAZIONE IN BASE A S_o	S_k (-)	CLASSIFICAZIONE IN BASE A S_k	TIPOLOGIA INTERVENTO
SOPRAFLUTTO	1,185	IN AVANZAMENTO/ STABILE	0,053	BLANDA EROSIONE	NESSUN INTERVENTO/ INTERVENTI DI RIEQUILIBRIO
IMBOCCATURA PORTO	1,590	IN AVANZAMENTO/ STABILE	0,069	BLANDA EROSIONE	NESSUN INTERVENTO/ INTERVENTI DI RIEQUILIBRIO
SOTTOFLUTTO	0,85	IN AVANZAMENTO/ STABILE	- 0,13	FORTE EROSIONE	INTERVENTI STRUTTURALI DI RICOSTRUZIONE

Tab. 15) Classificazione della spiaggia in base agli indici sedimentologici

3.3.5 – SEDIMENTOLOGIA APPLICATA AL RIPASCIMENTO ARTIFICIALE

Gli indici sedimentologici (in particolare diametro medio e classazione), da un punto di vista applicativo, vengono utilizzati per definire l'idoneità e la stabilità dei sedimenti da utilizzare nel ripascimento artificiale delle spiagge (TORTORA, 1992)¹⁸².

I metodi proposti in letteratura fanno generalmente riferimento al "fattore di riempimento" proposto da KRUMBEIN & JAMES (1965)¹⁸³ e adottato da parte dello *Shore Protection Manual* (CERC,1984)¹⁸⁴, basato sulla definizione del "rapporto critico", che in pratica indica quanto materiale di ripascimento è necessario per ottenere un volume unitario di sedimento con distribuzione granulometrica identica a quella del sedimento di spiaggia. Questa procedura non è applicabile in tutte le combinazioni e, in particolare, $R_{\phi_{crit}}$ risulta sempre uguale ad 1 quando il sedimento di ripascimento è più grossolano di quello naturale ed ha classazione inferiore.

¹⁷⁹ DAL CIN R. (1969). Distinzione tra spiagge in erosione ed in avanzamento mediante metodo granulometrico. Riv. It. Geotecnica, 4, 227-232.

¹⁸⁰ FERRARI M. et al. (2004). Valutazione dello stato d'erosione dei litorali e stima del fabbisogno di sedimenti per il ripascimento delle spiagge liguri. In : La ricerca di sabbie nel Mar Ligure. Regione Liguria - Un. degli Studi di Genova, 61-71.

¹⁸¹ FERRARI M. et al. (2008). Valutazione dello stato erosivo delle spiagge liguri: applicazione di un sistema informativo geografico. Atti 12° Conf. Naz. ASITA. L'Aquila, 21-24 ottobre 2008 (disp. in internet).

¹⁸² TORTORA P. (1992). Contributo dell'indagine sedimentologica al ripascimento dei litorali in erosione: ipotesi di ricostruzione della spiaggia di Marina di Tarquinia (Lazio settentrionale). Boll. Soc. Geol. It., 111, 315-333.

¹⁸³ KRUMBEIN W.C. & JAMES W.R. (1965). A lognormal size distribution model for estimating stability of beach fill material. U.S. Army, CERC, Technical Memorandum, 16, 1-17.

¹⁸⁴ CERC (1984). Shore Protection Manual. Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Washington D.C.



Altri due fattori di riempimento, indicati R_D e R_A , sono stati proposti rispettivamente da DEAN (1974)¹⁸⁵ e da JAMES (1975)¹⁸⁶ e vengono generalmente calcolati per via grafica. HOBSON (1977.a¹⁸⁷; 1977.b¹⁸⁸), da un esame comparato dei risultati forniti dai tre diversi fattori di ripascimento, segnala il metodo di James (R_A) come il più appropriato.

Il fattore di ripascimento R_J , proposto da JAMES (1975), fornisce informazioni sul grado di stabilità degli inerti di ripascimento. Il calcolo di tale fattore può avvenire sia per via grafica sia utilizzando la formula:

$$\ln(R_J) = \Delta [(\mu_b - \mu_n)/\sigma_n] - (\Delta^2/2)[(\sigma_b^2/\sigma_n^2) - 1]$$

dove μ e σ corrispondono al diametro medio e alla classazione dei sedimenti di in sito, se il pedice è n, o dei sedimenti di ripascimento se il pedice è b, mentre a Δ viene assegnato un valore compreso tra 0,5 e 1,5, a seconda della mobilità del sedimento sul litorale.

Una ipotesi di ripascimento per la spiaggia sottoflutto al porto può essere preventivata con l'utilizzo dei sedimenti dell'accumulo sopraflutto o della zona di imboccatura del porto, che rappresentano un serbatoio di materiale di notevoli dimensioni volumetriche.

Le condizioni di idoneità e stabilità di questi sedimenti di ripascimento sono stati definiti attraverso il calcolo per via grafica del fattore R_A e per via matematica del fattore R_J . Nella formula per il calcolo di quest'ultimo fattore è stato imposto $\Delta = 1$, che rappresenta un valore generalmente accettato per i nostri mari (TORTORA, 1982), dato che il valore di 0,5 si riferisce a spiagge oceaniche molto esposte.

SEDIMENTO NATIVO ZONA SOTTOFLUTTO		SEDIMENTO DI RIPASCIMENTO DALLA ZONA SOPRAFLUTTO DALL'IMBOCCATURA PORTO		R_A	R_J
diametro medio μ_n	classazione σ_n	diametro medio μ_b	classazione σ_b		
-0,46	1,03	- 0,54	1,05	1,02	0,91
		- 0,61	1,33	1,05	0,62

Tab. 16) Fattori di riempimento e di ripascimento per la zona sottoflutto

Le condizioni di idoneità e di stabilità dei sedimenti come inerte di ripascimento della spiaggia sottoflutto risultano dalle successive osservazioni. In particolare con l'utilizzo dei sedimenti sopraflutto:

- la quantità aggiuntiva di materiale da riversare sulla spiaggia, in base a R_A , è dell'ordine del 2%;
- il materiale di ripascimento è di poco più stabile del sedimento nativo ($1/R_J = 1,10$);

mentre con i sedimenti di interrimento dell'imboccatura portuale:

- la quantità aggiuntiva di materiale di ripascimento aumenta al 5 %;
- il materiale di ripascimento si conferma di poco più stabile del sedimento nativo ($1/R_J = 1,6$).

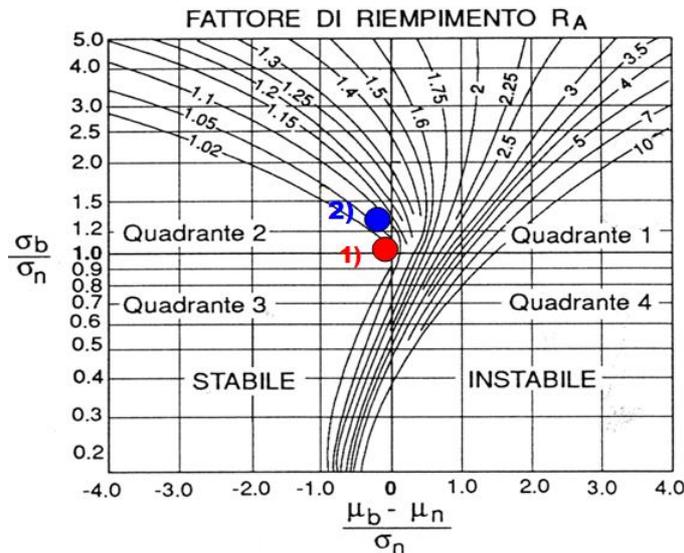
In conclusione, l'idoneità del materiale di ripascimento resta dimostrata, come era peraltro prevedibile tenuto conto della sostanziale omogeneità sedimentologica dei materiali lungo il tratto costiero in esame, mentre la stabilità non risulta adeguata, tanto che sarebbe necessario prevedere, al massimo ogni 2 anni, un versamento di manutenzione pari a quello iniziale.

¹⁸⁵ DEAN R.J. (1974). Compatibility of borrow materials for beachfill. Proc. 14th Intern. Coastal Eng. Conf..

¹⁸⁶ JAMES W.R. (1975). Techniques in evaluation suitability of borrow material for beach nourishment. U.S. Army, CERC, Technical Memorandum, 60.

¹⁸⁷ HOBSON R.D. (1977.a). Review of design elements for beach fill evaluation. U.S. Army, CERC, Technical paper, 77-6, 1-51.

¹⁸⁸ HOBSON R.D. (1977.b). Sediments handling and beach fill design. In: Coastal Sediments '77, ASCE, 167-179.



**Fattore di riempimento R_A
con sedimenti del sovrafflutto (1) o dell'imboccatura del porto (2)**

In queste condizioni, si consiglia di indirizzare la scelta della tipologia di intervento più idonea verso il “ripascimento artificiale protetto”, ad esempio con “pennelli stabilizzatori”, che oltre ad assicurare il necessario grado di sicurezza come protezione della costa, consentono la ricostruzione e il mantenimento della spiaggia con una evidente limitazione dei costi di manutenzione, garantiscono la friubilità balneare e la salvaguardia del valore paesaggistico e ambientale del litorale.

Nella successiva tabella si riporta lo schema di valutazione dei “ripascimenti protetti” rispetto ad altre tipologie di difesa costiera (SILVA & DI GIROLAMO,1993)¹⁸⁹.

TIPOLOGIA DI INTERVENTO	PARAMETRI DI VALUTAZIONE				
	SICUREZZA PER LA TRACIMAZIONE	SICUREZZA PER LA STABILITÀ DELLE STRUTTURE	IMPATTO AMBIENTALE	COSTI DI COSTRUZIONE	ONERI DI MANUTENZIONE
RIPAESCIMENTO LIBERO	SFAVOREVOLE	SFAVOREVOLE	ACCETTABILE	NON ACCETTABILE	ACCETTABILE
RIPAESCIMENTO PROTETTO	MOLTO FAVOREVOLE	MOLTO FAVOREVOLE	FAVOREVOLE	ACCETTABILE	ACCETTABILE
SCOGLIERE PARALLELE EMERGENTI	FAVOREVOLE	FAVOREVOLE	NON ACCETTABILE	ACCETTABILE	FAVOREVOLE
BERMA SOMMERSA	SFAVOREVOLE	ACCETTABILE	ACCETTABILE	MOLTO FAVOREVOLE	FAVOREVOLE
RISTRUTTURAZIONE SCOGLIERA	MOLTO FAVOREVOLE	MOLTO FAVOREVOLE	ACCETTABILE	FAVOREVOLE	FAVOREVOLE

Schema di valutazione dei ripascimenti rispetto ad altre tipologie di difesa costiera

¹⁸⁹ SILVA P. & DI GIROLAMO P. (1993). Interventi di ripascimento artificiale sul litorale di Pellestrina (VE). In Aminti P.L. & Pranzini E. (Eds). La difesa dei litorali in Italia. Ed. delle Autonomie, Roma.



4 – QUADRO GEO-SISMICO

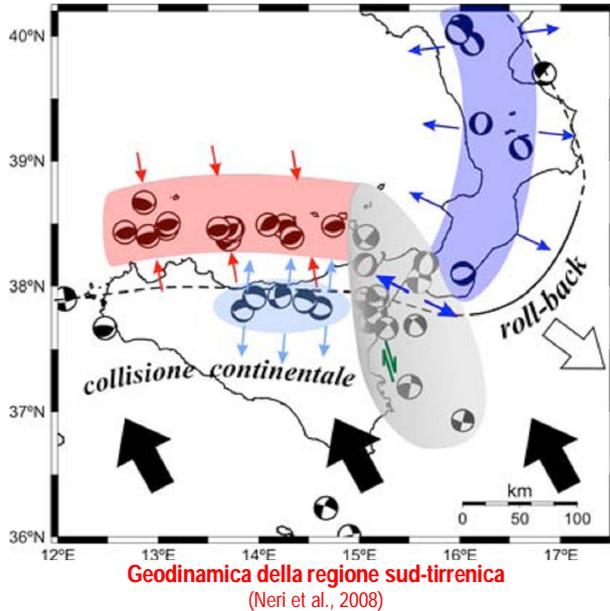




4.1 – SISMO-TETTONICA E SISMICITA' STORICA

4.1.1 – CENNI SISMO-TETTONICI E ZONAZIONE SISMOGENETICA

La dinamica della regione sud-tirrenica, che comprende la Calabria e la Sicilia, viene interpretata da NERI et al. (2008)¹⁹⁰ assumendo la coesistenza di due fattori principali: la convergenza in direzione NW-SE delle placche e il *roll-back* verso SE dello *slab* litosferico ionico.



Lo Stretto di Messina rappresenta una zona di transizione tra la Calabria meridionale, dove la subduzione è ancora in atto e la Calabria settentrionale e Sicilia nord orientale, in corrispondenza dei quali il processo si è ormai esaurito e si definisce un regime di collisione continentale.

Il regime degli sforzi causato dalla combinazione convergenza-arretramento flessurale, come illustrato dai meccanismi dei terremoti di maggiore energia, determina un margine compressivo sul lato tirrenico siciliano e un settore in distensione in Calabria, mentre i meccanismi distensivi della Sicilia centro-settentrionale costituiscono un elemento "complementare" all'interno del dominio compressivo

della Sicilia centro-occidentale e relativa area tirrenica.

Un altro contributo sismotettonico è offerto da MONACO & TORTORICI (2000)¹⁹¹ con l'individuazione nell'arco calabro-peloritano di una intensa fase estensionale post-pliocenica e la formazione di una "rift zone", che si sviluppa con una lunghezza di circa 370 Km dalla costa orientale della Sicilia fino al margine occidentale della Calabria, strutturata da un sistema di faglie normali sismogeniche a sviluppo prevalente tra N - S e NE - SW e chiaramente evidenziata dalla distribuzione degli epicentri dei maggiori terremoti storici crostali ($X \div XI$ MCS, $6 \leq M \leq 7,4$) avvenuti nell'area (POSTPISCHL, 1985¹⁹²; BOSCHI et al., 1997¹⁹³).

Lo sviluppo della rift-zone fu accompagnato da un'intensa fase regionale di sollevamento con ratei medi almeno dal Pleistocene medio di 0,6 mm/a a nord e fino a 1,3 mm/a a sud, i cui effetti sono rappresentati dalle spettacolari sequenze di terrazzi marini, sviluppati soprattutto lungo la costa tirrenica della Calabria (DUMAS & RAFFY, 2004¹⁹⁴; DUMAS et al., 2005¹⁹⁵; MIYAUACHI et al., 1994¹⁹⁶; WESTAWAY, 1993¹⁹⁷; SORRISO-VALVO, 1993¹⁹⁸).

¹⁹⁰ NERI G. et al. (2008). Sismicità attuale, campo di sforzo e dinamiche litosferiche nell'area dello Stretto di Messina. In: Bertolaso G. et al. (Eds) - Il terremoto e il maremoto del 28 dicembre 1908: analisi sismologica, impatto, prospettive. 461-474. DPC, Roma.

¹⁹¹ MONACO C. & TORTORICI L. (2000). Active faulting in the Calabrian arc and eastern Sicily. J. Geodynamics, 29, 407-424.

¹⁹² POSTPISCHL D. Ed. (1985). Catalogo dei forti terremoti italiani dall'anno 1000 al 1980. CNR-PFG, Quaderni de "La Ricerca Scientifica", 114, 2B, Bologna.

¹⁹³ BOSCHI E. et al. (1997). Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1990. CFTI2 (versione 2). ING & SGA, Bologna, 644 pp. (+ CD-ROM).

¹⁹⁴ DUMAS B. & RAFFY J. (2004). Late Pleistocene tectonic activity deduced from uplifted marine terraces in Calabria, facing the Strait of Messina. Quaternaria Nova, 8, 79-100.

¹⁹⁵ DUMAS B. et al. (2005). Evidence for sea-level oscillations by the "characteristic thickness" of marine deposits from raised terraces of Southern Calabria (Italy). Quat. Sci. Rev., 24, 2120-2136.

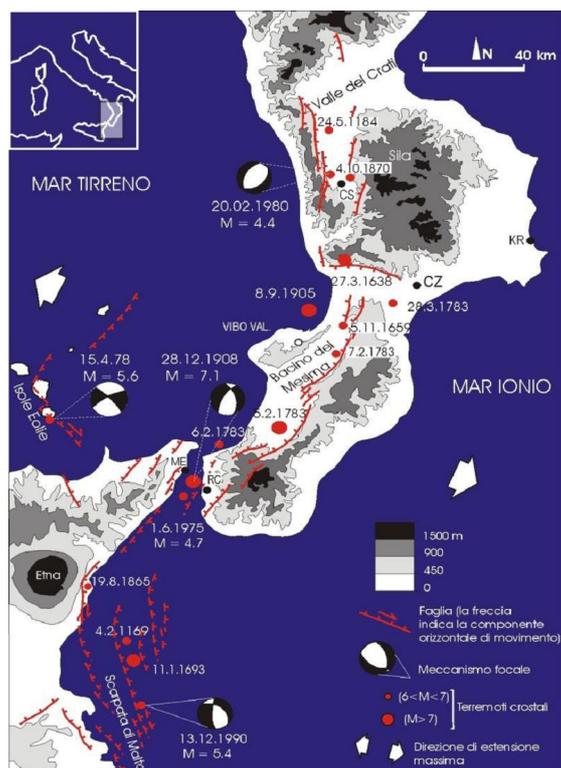
¹⁹⁶ MIYAUACHI T. et al. (1994). Geochronology of Pleistocene marine terraces and regional tectonics in the Tyrrhenian coast of south Calabria, Italy. II Quaternario, 7, 17-34.

¹⁹⁷ WESTAWAY R. (1993). Quaternary uplift of Southern Italy. Journ. Geophys. Res., 98, 21741-21772.

¹⁹⁸ SORRISO-VALVO M. (1993). The geomorphology of Calabria – a sketch. Geogr. Fis. Dinam. Quat., 16, 1, 75-80



Il sistema di faglie che attraversa la Calabria risulta in piena attività e rappresenta settori ad elevato rischio sismico, che hanno originato la quasi totalità dei terremoti che hanno colpito la Calabria in epoca storica: il terremoto della Valle del Crati del 1184, quello di Reggio e Messina del 1908, la crisi sismica della Calabria meridionale del 1783, i terremoti della Calabria centrale del 1638 e del 1905 e quelli del cosentino del 1835, 1854 e 1870 (GALLI et al., 2007¹⁹⁹; GALLI & MOLIN, 2009²⁰⁰).



Schema sismotettonico dell'Arco Calabro e della Sicilia orientale (Monaco & Tortorici, 2000, modificato)

Sono riportati i terremoti crostali (profondità < 35 km) a partire dal 1000 d.C. (dati tratti da Postpischl, 1985; Boschi et al., 1995)



Distribuzione dei terremoti con Mw > 5.5 e delle principali strutture sismogenetiche (Galli & Molin, 2009).

Legenda: 1, faglia del M. Pollina; 2, faglie del Crati; 3, faglia di Rossano; 4, faglia del Cecita; 5, faglia dei Laghi; 6, faglia di Piano Lago- Decollatura; 7, faglie di Feroletto- Sant'Eufemia; 8, faglia delle Serre; 9, faglia di Cittanova; 10, faglie di Armo-Reggio Calabria

La più recente zonazione sismogenetica ZS9 (MELETTI & VALENSISE, 2004)²⁰¹, aggiornamento della precedente ZS4 (SCANDONE & STUCCHI, 2000)²⁰², colloca l'area in esame ai margini della zona **ZS929** ($Mw_{max} = 7.24$; meccanismo di faglia prevalente: normale), che copre la zona tirrenica della Calabria, mentre sul lato ionico si riporta la **ZS930** ($Mw_{max} = 6.60$; meccanismo di faglia indeterminato). La definizione di queste due zone si correla a livelli di sismicità differenti. I terremoti più intensi, tra cui la sequenza del 1783 e i sismi del 1905 e 1908, che hanno interessato i bacini del Crati, del Savuto e del Mesima fino allo Stretto di Messina, ricadono nella ZS929. Sul lato ionico, invece, solo 4 eventi hanno superato la magnitudo 6 e il terremoto del 1638 appare quello più forte verificatosi.

¹⁹⁹ GALLI P. et al. (2007). New paleoseismic data from the Lakes and Serre faults: seismotectonic implications for Calabria (Southern Italy). Boll. Soc. Geol. It., 126, 2, 347-364.

²⁰⁰ GALLI P. & MOLIN D. (2009). Il terremoto del 1905 in Calabria: revisione della distribuzione degli effetti e delle ipotesi sismo genetiche. Il Quaternario, 22, 2, 207-234.

²⁰¹ MELETTI C. & VALENSISE G. (2004). Zonazione sismogenetica ZS9 – App. 2 al Rapporto Conclusivo. In: INGV, Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM del 20 marzo 2003, n. 3274, All. 1 – Rapporto conclusivo (bozza-aprile 2004). INGV, Roma.

²⁰² SCANDONE P. & STUCCHI M. (2000). La zonazione sismogenetica ZS4 come strumento per la valutazione della pericolosità sismica. In: Galadini F. et al. (Eds) - Le ricerche del GNDT nel campo della pericolosità sismica (1996-1999). CNR-GNDT, Roma.



N° ZS	ZONA SISMOGENETICA	PROFONDITÀ STRATO SISMO= GENETICO (Km)	MECCANISMO DI FAGLIA PREVALENTE	MW _{MAX} OSSERVATA (CPT12)	MAX RIGETTO ATTESTO PER FAGLIA SUPERFICIALE (cm)
929	Calabria tirrenica	8 - 12	Normale	7.24	> 150
930	Calabria ionica	8 - 12	Indeterminato	6.60	50-150

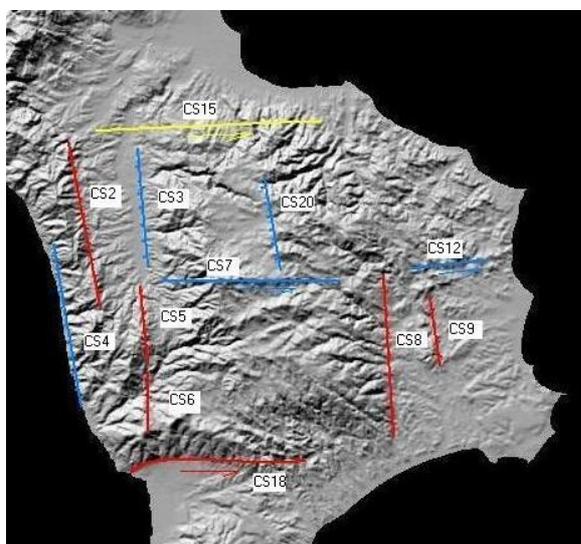
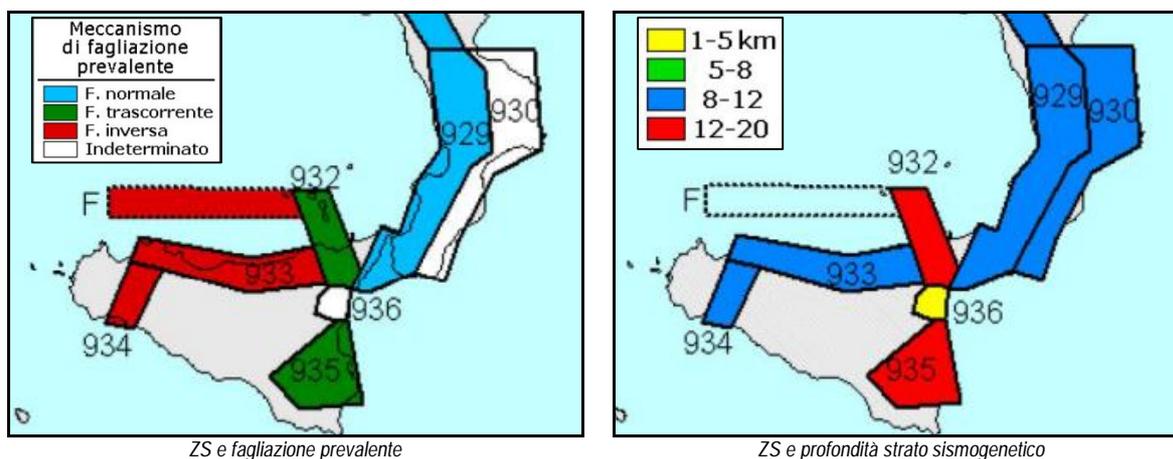


Fig. 39) Carta delle faglie attive e capaci (Moretti, 1999).
Legenda: faglie con evidenti dislocazioni nel Pleistocene sup.-Olocene evidenti (rosso), dubbie (giallo) o non note (azzurro).

Nella precedente zonazione ZS4 il settore in esame si ritrova sul margine occidentale della ZS66, che comprende la Valle del Crati e quella del Savuto e, secondo GERVASI & MORETTI (1999)²⁰³, presenta un solo evento a grande energia (27 marzo 1638; $I_{max} = 11$), mentre il settore più settentrionale è stato interessato da intensità più basse, anche se più frequenti.

La cinematica recente di questa zona è controllata da almeno 4 segmenti di faglia principale, orientati N-S e denominati informalmente CS2, CS3, CS5 e CS6 (GERVASI & MORETTI, 1999; MORETTI, 2000²⁰⁴), attivi dopo il Pleistocene e con evidenze di riattivazione durante il terremoto del 1638. Questo sistema di faglie risulta separato da una faglia di trasferimento diretta E - W (linea delle Vette o CS7), a distinguere due settori con caratteristiche morfologiche e strutturali diverse.

Le principali strutture e gli associati box sismogenetici della Calabria sono riportati nel modello ripreso da GALLI et al. (2007) con evidenziate le date degli ultimi terremoti associati. Si possono osservare anche alcuni gap sismotettonici notevoli: a sud, nella zona tra le strutture di Cittanova (9) e del terremoto del 1908 (area dello Stretto di Messina); a nord, tra la faglia dei Laghi (5) e quella del Pollino compresa (1), in una zona ad oriente rispetto a quella in progetto. La differenza tra le velocità GPS della Puglia e della Calabria centro-meridionale,

²⁰³ GERVASI A. & MORETTI A. (1999). Considerazioni e proposte sulla zonazione sismogenetica della Calabria (PE98 Progetto 5.1.1). disp. in internet (http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/P511/UNI_CS/rel991016.htm)

²⁰⁴ MORETTI A. (2000). Il database delle faglie capaci della Calabria. In Galadini F. et al. (Eds.) - Le ricerche del GNDT nel campo della pericolosità sismica (1996-1999). CNR-GNDT, Roma.



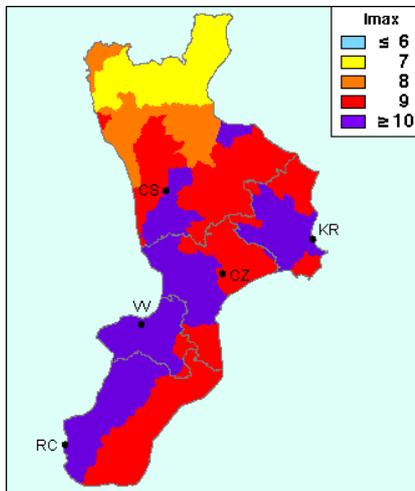
Fig. 40) Modello sismogenetico della Calabria
(Galli et al., 2007)

calcolate da D'AGOSTINO & SELVAGGI (2004)²⁰⁵, potrebbe essere causa dell'attività del sistema di faglie silane e del Pollino.

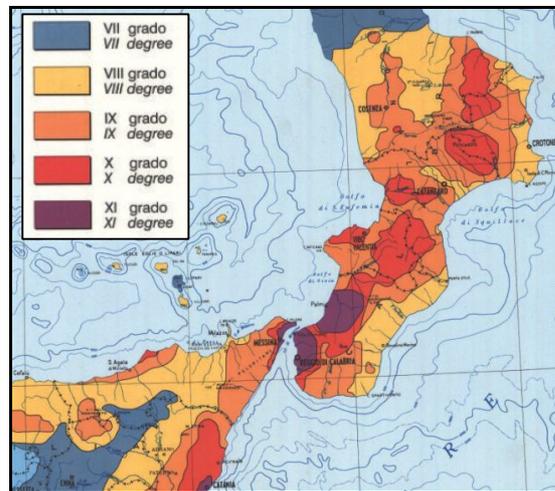
4.1.2 – SISMICITÀ STORICA

Per quanto riguarda la sismicità storica, le cui analisi in Italia sono favorite dalla completezza e dal lungo periodo coperto dai cataloghi sismici, frutto di una eccezionale abbondanza di fonti storiche, si fa riferimento preliminarmente alle cartografia proposta da MOLIN et al. (1996)²⁰⁶, che riporta nel Comune di Cetraro una intensità risentita del VIII° MCS, uguale a quella segnalata da BOSCHI et al. (1995)²⁰⁷, che però si riferisce ad una finestra temporale più ampia (ultimi 2000 anni).

La storia sismica del Comune di Cetraro, più in dettaglio, viene ripresa dal catalogo DBMI15 (LOCATI et al., 2016)²⁰⁸, che fornisce un set omogeneo di intensità macrosismiche provenienti da diverse fonti relativo ai terremoti con intensità massima ≥ 5 e d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2014.



(Molin et al., 1996)



(Boschi et al., 1995)

Massime intensità risentite

La massima intensità risentita a Cetraro si attesta intorno a 7 ÷ 8 MCS e si riferisce al terremoto del 1693 (Io = 11 MCS), che danneggiò gravemente l'abitato. Con una intensità di poco inferiore o analoga, secondo il catalogo

²⁰⁵ D'AGOSTINO N. & SELVAGGI G. (2004). Crustal motion along the Eurasia- Nubia plate boundary in the Calabrian Arc and Sicily and active extension in the Messina Straits from GPS measurements. J. Geophys. Res., 109, B1, 1402, doi:10.1029/2004JB002998

²⁰⁶ MOLIN D. et al. (1996). Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani, GNDT-ING-SSN, Milano, Roma.

²⁰⁷ BOSCHI et al. (1995). Massima intensità macrosismica risentita in Italia. ING- Dipartimento Protezione Civile. Stab. L. Salomone, Roma.

²⁰⁸ LOCATI M. et al. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macro seismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15

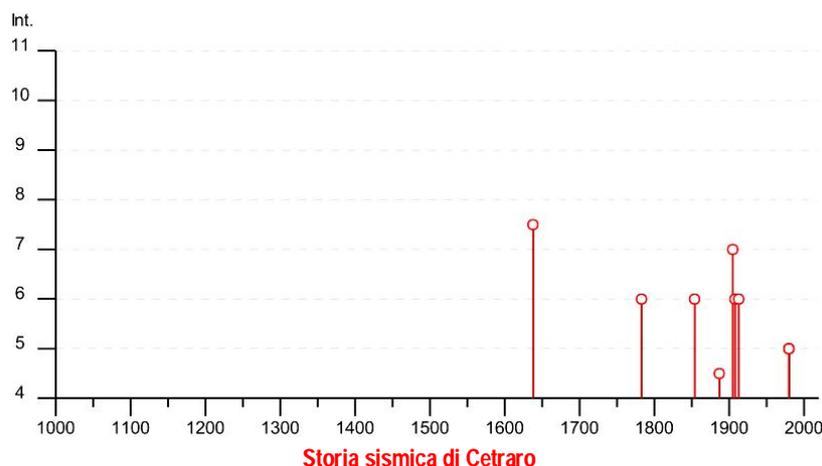


CFTI5Med (GUIDOBONI et al., 2018)²⁰⁹, viene risentito il terremoto del 1905, che causò danni all'abitato con la necessità di demolire 2 case e ripararne 564.

Tab. 17) Storia sismica di Cetraro
[39.516, 15.941]

Numero di eventi: 7

Effetti	In occasione del terremoto del:			
I(MCS)	Data	Ax	Io	Mw
7 ÷ 8	1638 03 27 15:05	Calabria centrale	11	7.09
7	1905 09 08 01:43	Calabria centrale	10÷11	6,95
6	1783 03 28 18:55	Calabria centrale	11	7,03
6	1854 02 12 17:50	Cosentino	10	6.34
6	1908 12 28 04:20	Calabria meridionale-Messina	11	7.10
6	1913 06 28 08:52	Calabria settentrionale	8	5.64
5	1980 11 23 18:34	Irpinia-Basilicata	10	6.81



La scossa del 27 marzo 1638 colpì una vasta area della Calabria centrale, al confine tra le province di Catanzaro e Cosenza. Furono distrutti completamente o quasi completamente 17 centri abitati dell'area tirrenica, poco a nord del golfo di Sant'Eufemia. Distruzioni diffuse a gran parte del patrimonio edilizio riguardarono circa 90 paesi e villaggi con il crollo di oltre 10.000 case, mentre altre 3.000 circa divennero inabitabili. L'area dei danni si estese a nord fino a Maratea, dove furono rilevate leggere lesioni, e a sud fino a Messina, dove crollò parzialmente la copertura della cattedrale. La scossa fu avvertita fortemente in Sicilia e leggermente a Napoli e a Taranto.

I terremoti del 1638 (quello del 27 marzo e quello successivo dell'8 giugno con aree di danneggiamento parzialmente sovrapposte) causarono rilevanti dissesti geomorfologici e idrologici che, in qualche caso, modificarono il paesaggio in modo permanente. In coincidenza con la scossa del 27 marzo, il mare arretrò lungo il litorale di Pizzo e in seguito si riversò sulla spiaggia.

Il terremoto del 1905 rappresenta uno dei fenomeni sismici più rovinosi del secolo scorso non solo per il numero di vittime (circa 560) e i senzatetto (circa 300.000 persone), ma per le conseguenze a lungo termine sull'economia e sul tessuto sociale della regione.

²⁰⁹ E. GUIDOBONI et al. (2018) - CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). doi: <https://doi.org/10.6092/ingv.it-cfti5>

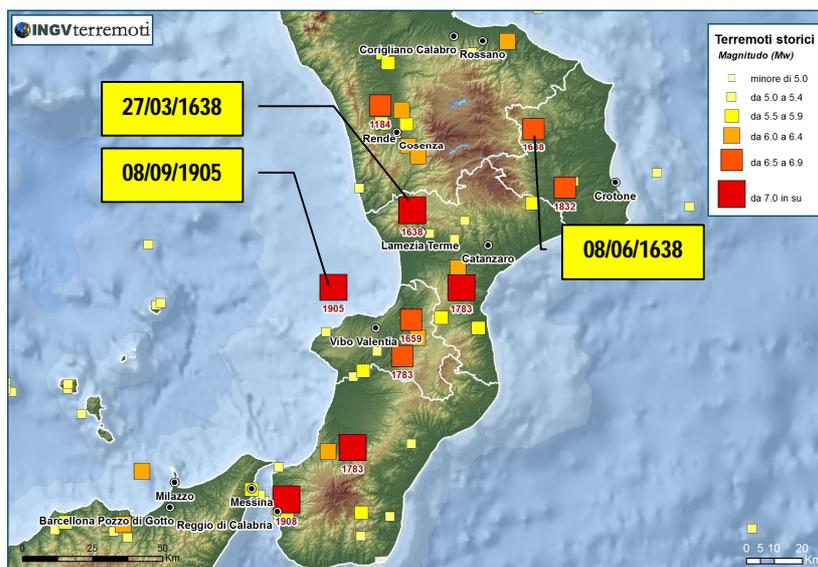
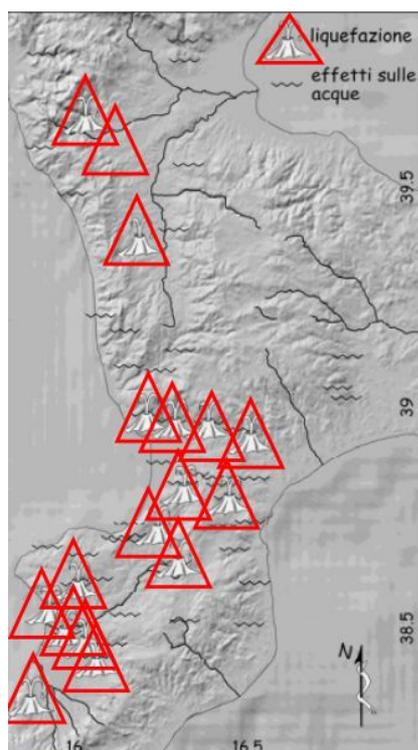


Fig. 41) Forti terremoti storici in Calabria

L'evento sismico, il cui epicentro viene localizzato nel Golfo di S. Eufemia, nei pressi del litorale di Pizzo risulta



Distribuzione dei fenomeni di probabile liquefazione in occasione del terremoto del 1905 (Galli & Molin, 2009)

caratterizzato da una anomala distribuzione delle intensità, tanto da ipotizzare da parte di alcuni autori coevi (es.: BARATTA, 1906²¹⁰) più epicentri (o "terremoto policentrico"), mentre questa anomalia potrebbe essere giustificata con fenomeni di amplificazione dell'intensità sismica, di liquefazione e franosità sismo-indotta (CHIDO G. et al., 1999)²¹¹. Gli effetti sismo-indotti si registrarono su un'area estesa oltre 6000 Km² con variazioni di portata e aumento della temperatura di corsi d'acqua e sorgenti, fenomeni di liquefazione, movimenti franosi e fessurazioni del terreno (TERTULLIANI & CUCCI, 2009)²¹². Alla scossa fece seguito un maremoto che innalzò il livello marino di 1,3 m, sommergendo il tratto di costa che va da Vibo Marina a Tropea e il litorale di Scalea.

La distribuzione dei punti associati a fenomeni franosi indotti da terremoti storici (dal 951 al 1997), ricostruita da GRECO et al. (2010)²¹³, consente di localizzare il sito in progetto nell'ambito delle aree a densità più bassa.

Nell'intervallo temporale della storia sismica di Cetraro compreso tra il 1638 e il 1980 (342 anni) risultano registrati n. 7 eventi al di sopra della soglia del danno ($I \geq 5$ MCS) con una frequenza di 1 evento ogni 50 anni circa; mentre per gli eventi più intensi ($I \geq 7$), assumendo che si manifestino secondo un processo di tipo "poissoniano", si defi=

²¹⁰ BARATTA M. (1906). Il grande terremoto calabro dell'8 settembre 1905. Atti Soc. Toscana Sc. Nat. Mem., 22,56-79.

²¹¹ CHIDO G. et al. (1999). Frane sismo-indotte e pericolosità di sito: primi risultati dello studio degli effetti di forti terremoti storici in Calabria centro-settentrionale. GNGTS, Atto 18° Conv. Naz., Roma (disp. in internet).

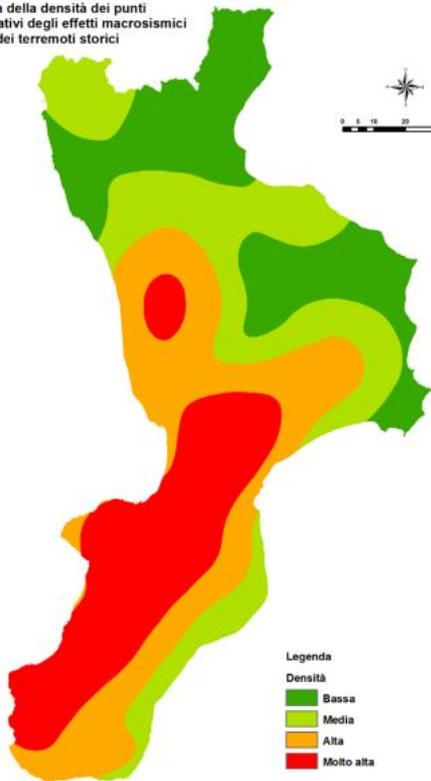
²¹² TERTULLIANI A. & CUCCI, L. (2009). Clues to the identification of a seismogenic source from environmental effects. The case of the 1905 Calabria (southern Italy) earthquake. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2009.

²¹³ GRECO R. et al. (2010). Sull'omogeneizzazione dell'informazione circa la franosità sismo indotta: dati, considerazioni e problemi. In: Borrelli L. et al. (Eds). Omogeneità geologica e climatica per frane a rischio elevato e molto elevato [RF0c] – Lotto 01 "Sviluppo e applicazione di metodi per la valutazione della pericolosità dei fenomeni di dissesto dei versanti (Resp. Scientifico: G. Gullà). CNR-IRPI – Autorità di Bacino Regionale – Regione Calabria – POR Calabria 2000-2006.

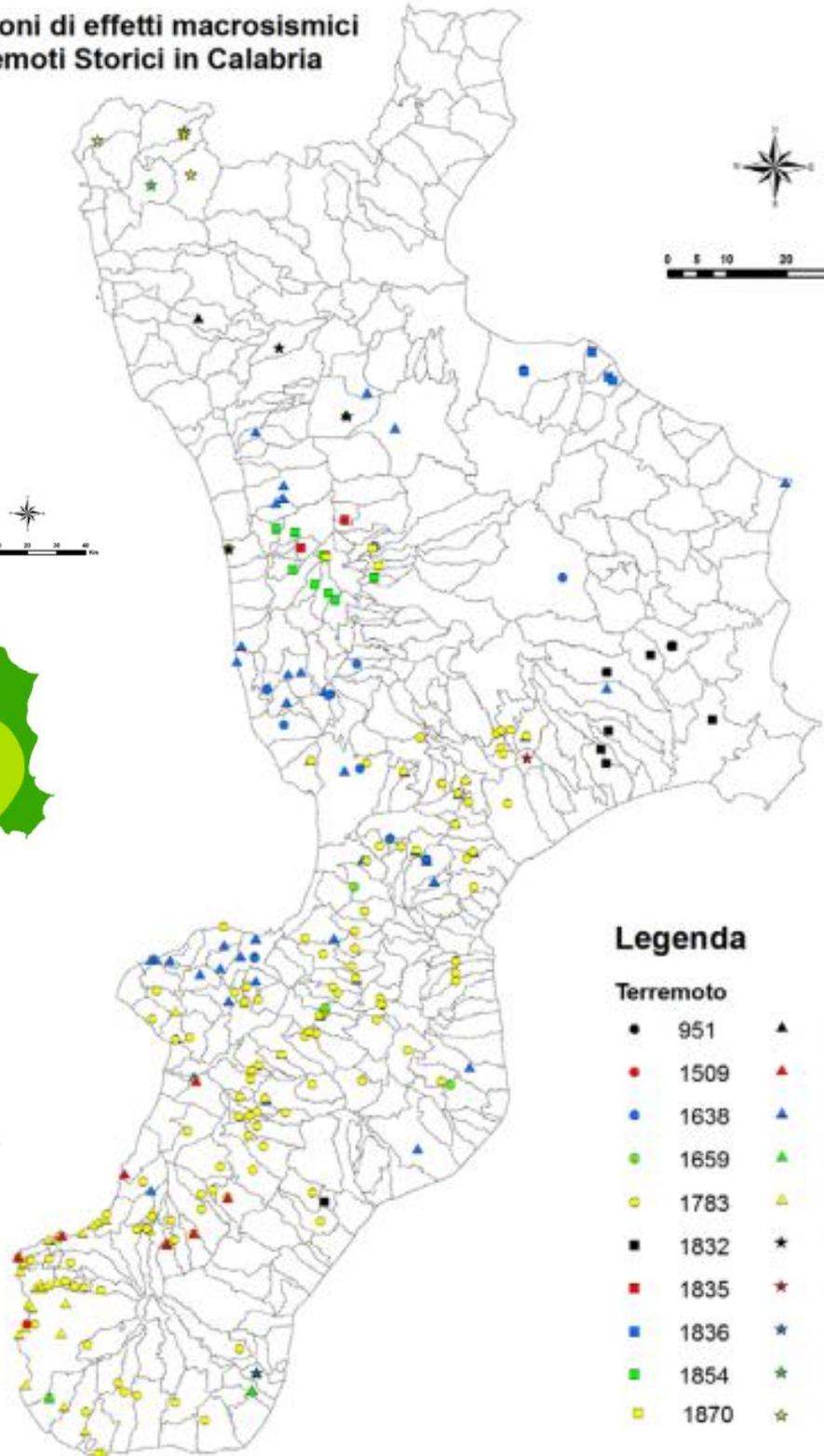


Segnalazioni di effetti macrosismici da Terremoti Storici in Calabria

Carta della densità dei punti
rappresentativi degli effetti macrosismici
dei terremoti storici



Legenda
Densità
Bassa
Media
Alta
Molto alta



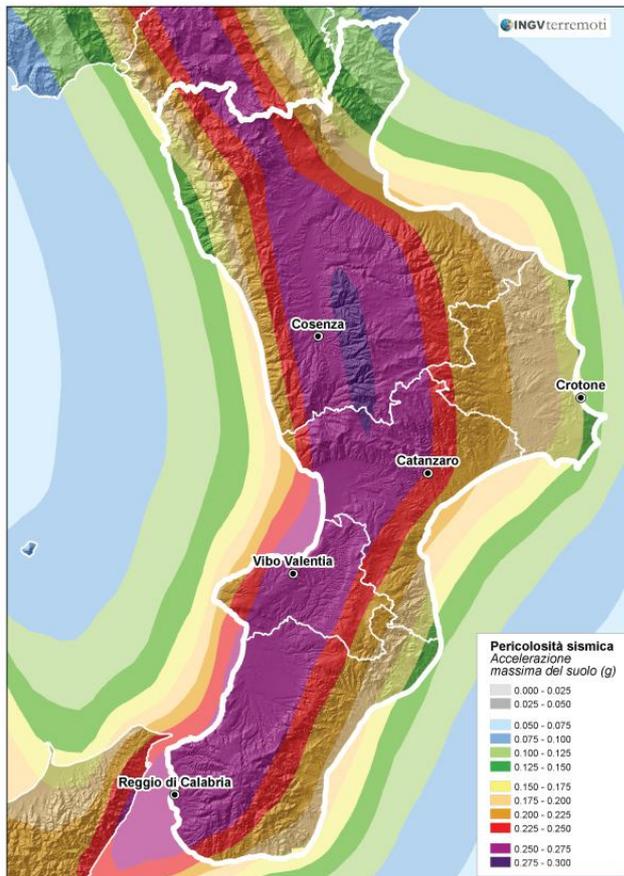
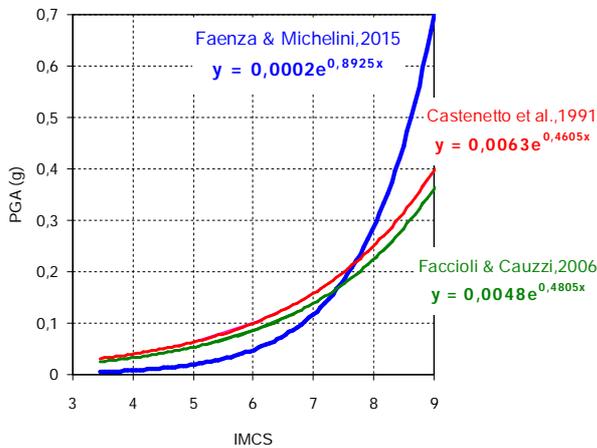
Legenda

Terremoto

- | | |
|--------|--------|
| ● 951 | ▲ 1887 |
| ● 1509 | ▲ 1894 |
| ● 1638 | ▲ 1905 |
| ● 1659 | ▲ 1907 |
| ● 1783 | ▲ 1908 |
| ■ 1832 | ★ 1913 |
| ■ 1835 | ★ 1947 |
| ■ 1836 | ★ 1978 |
| ■ 1854 | ★ 1982 |
| ■ 1870 | ★ 1997 |



Correlazioni accelerazione sismica-intensità



nisce un tempo di ritorno di circa 170 anni. Nel settore in esame dall'ultimo terremoto forte (1905) sono trascorsi 114 anni, per cui in atto risulta poco probabile l'innescò di un terremoto di intensità severa e si potrebbe definire un periodo di "calma sismica" con estensione, in base al precedente tempo di ricorrenza, fino al 2075.

Le massime intensità risentite a Cetraro sono state convertite in scuotimento tramite la relazione di CASTENETTO et al. (1991)²¹⁴, che fornisce valori dell'accelerazione di picco²¹⁵ più elevati rispetto alla relazione di FACCIOLI & CAUZZI (2006)²¹⁶ e a quella più recente di FAENZA & MICHELINI (2010)²¹⁷:

$$PGA (g) = 0,0063 * \exp (0,4605 * I_{MCS})$$

da cui risulta per 7 ÷ 8 MCS:

$$PGA = 0,158 \div 0,251$$

I valori di PGA, ottenuti sulla base di dati storici di intensità, si possono ritenere inclusivi degli effetti di amplificazione e pertanto praticamente corrispondenti all'accelerazione al suolo.

²¹⁴ CASTENETTO S. et al. (1991). Banca dati dei più forti terremoti italiani del XX secolo. Atti 10° Conv. Naz. GNGTS, Roma.

²¹⁵ I valori di PGA, ottenuti sulla base di dati storici di intensità, si possono ritenere inclusivi degli effetti di amplificazione e pertanto praticamente corrispondenti all'accelerazione al suolo.

²¹⁶ FACCIOLI E. & CAUZZI C. (2006). Macro seismic intensities for seismic scenarios estimated from instrumentally based correlations. Proc. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, n. 569.

²¹⁷ FAENZA L. & MICHELINI A. (2010). Regression analysis of MCS intensity and ground motion parameters in Italy and its application in ShakeMap. Geophys. J. Int., 180,1138-1152.



4.2 – PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La “*pericolosità sismica di base*”, come riportato nel documento del GdL_MS (2008), rappresenta la componente di pericolosità dovuta alle caratteristiche sismologiche dell'area (tipo, dimensioni e profondità delle sorgenti sismiche, energia e frequenza dei terremoti), che definisce in maniera probabilistica i parametri descrittivi dello scuotimento (accelerazione, velocità, ordinate spettrali) in condizioni di suolo rigido e senza irregolarità morfologiche (*terremoto di riferimento*).

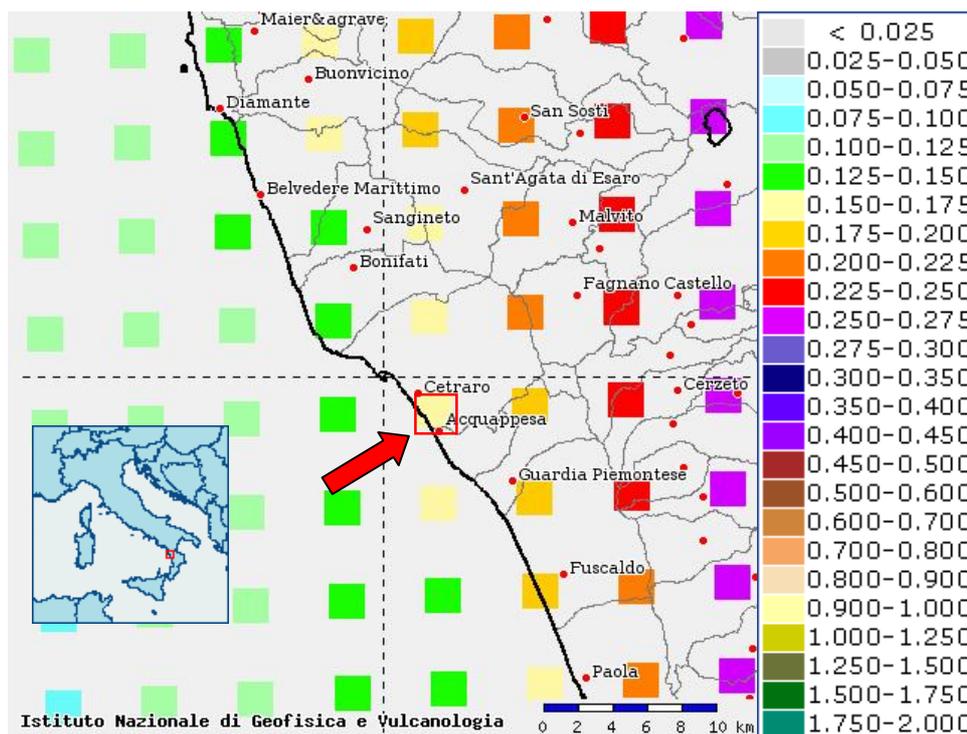


Fig. 42) **Mapa di pericolosità sismica di base in termini di ag con $T_r = 475$ anni (DPC-INGV, 2007)**

Il centro della mappa corrisponde al sito in progetto. Con la freccia il punto della griglia più vicino al sito utilizzato nell'analisi di disaggregazione sismica

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
LONGITUDINE: 15,91880 LATITUDINE: 39,52740

Ricerca per comune
REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito
km 7,5
-7,5 -7,5 7,5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
superficie rigata

Italia

La mappa di pericolosità sismica più recente, predisposta nell'ambito del Progetto DPC-INGV-S1 (2007)²¹⁸, evidenzia in corrispondenza del sito in esame valori di PGA su “*suolo rigido orizzontale*” con probabilità di non superamento del 10 % in 50 anni ($T_r = 475$ anni):

$$PGA = 0,150 \div 0,175 g$$

mentre il corrispondente “*terremoto di scenario*”, che condiziona la pericolosità sismica del sito, in base alle analisi di disaggregazione di

²¹⁸ DPC-INGV (2007). Progetto S1. Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274/2003 e progettazione di ulteriori sviluppi. Rapporto finale. <http://esse1.mi.ingv.it>



SPALLAROSSA & BARANI (2007)²¹⁹, denuncia i seguenti parametri:

$$M_w = 6,33 \quad Re = 24,3 \text{ Km}$$

I parametri di pericolosità sismica di base (a_g = accelerazione orizzontale massima; F_o = 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) alla scala del sito²²⁰ e per i diversi valori del periodo di ritorno sono calcolati tramite il foglio di calcolo sperimentale EXCEL SPETTRI-NTC (Vers. 1.03 del luglio 2008), predisposto dal Consiglio Superiore LL.PP., da cui risulta per $T_r = 475$ anni una accelerazione sismica al *bedrock*:

$$a_g = 0,149 \text{ g}$$

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0,046	2,378	0,291
50	0,058	2,426	0,324
72	0,069	2,434	0,344
101	0,080	2,447	0,360
140	0,092	2,455	0,374
201	0,107	2,461	0,395
475	0,149	2,509	0,433
975	0,193	2,558	0,452
2475	0,261	2,644	0,479

Tab. 18) Parametri di pericolosità sismica di base

In assenza di "suolo rigido orizzontale", per la stima dell'azione sismica, occorre tenere conto degli effetti di amplificazione sismica locale, legati alle diverse situazioni geologiche, geomorfologiche, litologiche e strutturali del territorio.

I dati del "terremoto di scenario" atteso consentono di valutare lo spostamento massimo del suolo (PGD) tramite relazioni di attenuazione riportate in letteratura (GREGOR, 1995²²¹; GREGOR & BOLT, 1997²²²; BOMMER & ELNASHAI, 1999²²³). In questa sede si utilizza la relazione proposta da DECANINI et al. (2001)²²⁴, validata sulla base dei dati di terremoti italiani:

$$\log \text{PGD} = a + (7,82 - 0,27 \cdot M) \cdot M^{0,5} + c \cdot \log H_{\text{slip}}$$

in cui:

- il valore medio di PGD è misurato in cm;
- per la magnitudo si fa riferimento a M_L e per convertire M_w in M_L è stata utilizzata la seguente correlazione (GdL, 2004)²²⁵: $M_L = 1,231 \cdot M_w - 1,41$

- H_{slip} in Km è la distanza dal sito al punto di massimo slip (scorrimento massimo) del piano di rottura sismogenetica: $H_{\text{slip}} = (D^2 + h_0^2)^{0,5} = [D^2 + (M + 1)^2]^{0,5}$

²¹⁹ SPALLAROSSA D. & BARANI S (2007). Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di *M-R*-e. Progetto DPC-INGV S1, <http://esse1.mi.ingv.it/d14.html>

²²⁰ Il valore di a_g (accelerazione sismica su suolo rigido e orizzontale), secondo l'approccio "sito-dipendente" previsto nelle NTC-2008, alternativo rispetto a quello "zona-dipendente", legato alla classificazione sismica e utilizzato in passato, rappresenta la media pesata tra 4 punti più vicini che circondano il sito e che appartengono ad una griglia regolare di valori di pericolosità sismica, con passo di 0,05°, che l'INGV ha calcolato per tutto il territorio nazionale.

²²¹ GREGOR N.J. (1995). The attenuation of strong ground motion displacements. Report No. UCB/ERC-95/02 Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

²²² GREGOR N.J. & BOLT B.A. (1997). Peak strong motion attenuation relations for horizontal and vertical ground displacements. Journal of Earthquake Engineering, 1, 2, 1997, 275- 292, Imperial College Press.

²²³ BOMMER J.J. & A.S. ELNASHAI (1999). Displacement spectra for seismic design. Journal of Earthquake Engineering 3(1), 1-32.

²²⁴ DECANINI L.D. et al. (2001). Modello di attenuazione dello spostamento massimo del suolo. X Congr. Naz. "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 9-13 settembre 2001 (disp. in internet).

²²⁵ GdL (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, 65 pp. + 5 appendici (disp. in internet).



- i coefficienti a e c sono tabellati in funzione del tipo di suolo.

Nella successiva tabella si riportano i valori di PGD sui diversi tipi di suolo, da cui si evince quanto le caratteristiche geotecniche dei terreni influiscono sull'entità degli spostamenti massimi.

Parametri "terremoto di scenario" (Tr = 475 anni)				Spostamento max del suolo PGD (cm)		
Mw	D = Re (Km)	M _L	H _{slip} (Km)	S1	S2	S3
6.33	24.3	6,38	24,3	2,9	4,5	8,9

Tab. 19) Spostamento max al suolo

Il sottosuolo dell'area portuale e in corrispondenza dello svincolo stradale viene riferito rispettivamente ad un "terreno intermedio" (S2) e ad un "terreno rigido" (S1), per cui risulta:

$$PGD = 4,5 \div 2,9 \text{ cm}$$

STRUTTURE			INFRASTRUTTURE VIARIE	
Grado di danno	S (cm) (Legg & Slosson, 1984)	S (cm) (Idriss, 1985)	Grado di danno	S (cm) (Silvestri et al., 2006)
Irrilevante	< 0,5	< 3	Trascurabile	< 2
Modesto	0,5 ÷ 5,0	3 ÷ 15	Riparabile	2 ÷ 10
Forte	5,0 ÷ 50	15 ÷ 30	Interruzione	10 ÷ 50
Severo	50 ÷ 500	30 ÷ 90	Collasso	> 50
Catastrofico	> 500	90 ÷ 300		

e in pratica un campo di valori inferiore alle soglie di tollerabilità per strutture in c.a. e infrastrutture viarie, pari a 5,0 ÷ 10,0 cm, secondo i criteri di classificazione ripresi dalla letteratura (LEGG & SLOSSON, 1984²²⁶; IDRIS, 1985²²⁷; SILVESTRI et al., 2006²²⁸).

²²⁶ LEGG M.R. & SLOSSON J.E. (1984). Probabilistic approach to earthquake-induced landslide hazard mapping. Proc. of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, vol.2, 445-452.

²²⁷ IDRIS I.M. (1985). Evaluating seismic risk in engineering practice. Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol.1,255-320.

²²⁸ SILVESTRI F. et al. (2006). Analisi e zonazione della stabilità dei pendii in condizioni sismiche: applicazioni di metodi tradizionali ed avanzati ad un'area di studio. Questioni di Ingegneria Geotecnica - Scritti in onore di Arturo Pellegrino. Hevelius, Benevento.



4.3 – PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

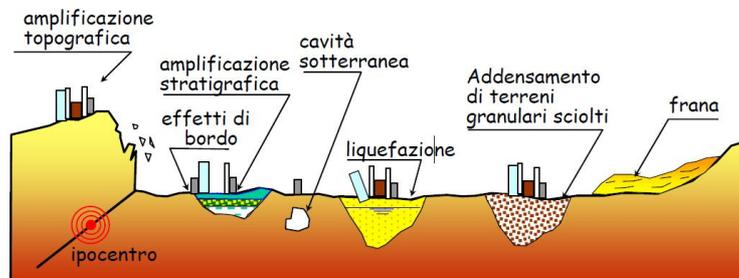
La **“pericolosità sismica locale”** rappresenta la componente di pericolosità dovuta alle caratteristiche litostratigrafiche e morfologiche, che permette di stimare le amplificazioni locali e la possibilità di innesco di fenomeni di instabilità del terreno (GdL_MS, 2008).

Riguardo alle valutazioni di pericolosità sismica locale, è opportuno preliminarmente riportare alcune precisazioni terminologiche, riprese dalla letteratura e dai principali codici normativi (internazionali, nazionali e regionali), in parte già citati (CNR, 1986²²⁹; ISSMGE-TC4, 1999²³⁰; CREPELLANI, 1999²³¹; LANZO & SILVESTRI, 1999²³²; FEMA, 2004²³³; AGI, 2005; GdL_MS, 2008; REGIONE LOMBARDIA, 2008²³⁴; VINALE, 2008²³⁵; COMPAGNONI et al., 2009; REGIONE CALABRIA, 2009²³⁶; DOLCE, 2011²³⁷; REGIONE ABRUZZO, 2012²³⁸; CT_MS, 2015; 2017.a; 2017.b; POLITECNICO DI TORINO, 2018²³⁹).

I terreni, in occasione di un evento sismico, si possono comportare come **“terreni instabili”**, nei quali si possono manifestare **“effetti locali”**, o come **“terreni stabili”** nei quali le condizioni geomorfologiche e geotecniche possono provocare esaltazione del moto sismico del suolo (**“effetti di sito”**). In particolare:

- per **effetti locali** si intendono i fenomeni gravitativi, di liquefazione dei terreni saturi, di densificazione dei terreni granulari asciutti o dislocazione lungo faglie attive, che si possono attivare in occasione di un evento sismico e coinvolgere i terreni di fondazione quando si comportano come **“terreni instabili”**;
- per **effetti di sito** o **“risposta sismica locale” (RSL)** si intendono, invece, l'insieme delle modifiche di ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il moto sismico subisce passando dal **bedrock** ai terreni soprastanti fino alla superficie o in corrispondenza di irregolarità topografiche; il rapporto tra l'accelerazione massima alla superficie e quella al **bedrock**, quando risulta maggiore dell'unità, definisce il fattore di amplificazione locale.

Gli **“effetti di sito”**, sia pure meno spettacolari e meno riconoscibili degli **“effetti locali”** di instabilità, possono mettere in crisi anche strutture molto resistenti e progettate per resistere a forti terremoti, sia per l'esaltazione locale delle azioni sismiche, sia perché possono aversi fenomeni di **“doppia risonanza”** tra i modi di vibrare del terreno e delle strutture.



“Effetti di sito” (amplificazione litologica e topografica) ed “effetti locali” (frane, liquefazione, addensamenti, rotture di faglia) prodotti da un terremoto

²²⁹ CNR. (1986). Elementi per una guida alle indagini di micro zonazione sismica (E. Faccioli Ed.). P.F. Geodinamica. Quad. de La Ricerca Scientifica”, vol. 7, Roma.

²³⁰ ISSMGE-TC4 (1999). Manual for zonation on seismic geotechnical hazards. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

²³¹ CREPELLANI T. (1999). Effetti di sito e fenomeni di instabilità indotti dai terremoti nei depositi e nei pendii. In “Ingegneria geotecnica nelle aree sismiche”. CISM, Udine.

²³² LANZO G. & SILVESTRI F. (1999). Risposta sismica locale. Teorie ed esperienze. Hevelius Ed., Benevento.

²³³ FEMA (2004) - NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures.

²³⁴ REGIONE LOMBARDIA (2008) - DGR n. 8/7374 del 28 maggio 2008 «Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio in attuazione dell'art. 57 della L.R. 11 marzo 2005 n. 12, approvati con DGR 22 dicembre 2005 n. 8/1566» (Allegato 5 «Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei Piani di Governo del Territorio»), BURL 2° Supplemento Straordinario al n. 24 del 12 giugno 2008.

²³⁵ VINALE F. (Ed.) (2008). Indirizzi per studi di micro zonazione sismica. AMRA sc.a.r.l. – Officine Grafiche F. Giannini & Figli, Napoli.

²³⁶ REGIONE CALABRIA (2009). Linee guida per la redazione di studi di microzonazione sismica del territorio (www.regione.calabria.it).

²³⁷ DOLCE M. (Ed.) (2011). Contributi per l'aggiornamento degli “Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica” (2008). Suppl. Ingegneria Sismica, 28,2.

²³⁸ REGIONE ABRUZZO (2012). Linee guida per la MZS nella Regione Abruzzo (v. 1.2). (disp. in internet)

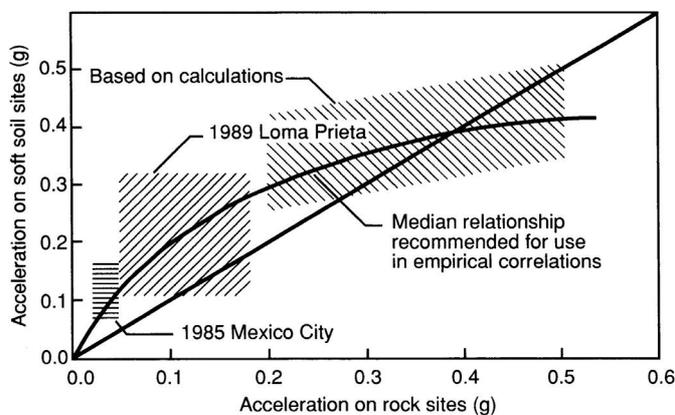
²³⁹ POLITECNICO DI TORINO (2018). Analisi e progetto delle opere geotecniche in zona sismica (a cura di Foti S. et al.). Atti Conferenze di Geotecnica di Torino XXV Ciclo, 8 e 9 novembre 2018 (disp. in internet).



Un primo quadro degli effetti sismici è riportato nella normativa della Regione Lombardia (PERGALANI et al, 2005)²⁴⁰, mentre nel documento del GdL_MS (2008) si adotta la seguente zonazione preliminare del territorio in prospettiva sismica:

- A – zone stabili, nelle quali non si ipotizzano effetti sismici locali di rilievo di alcuna natura;
- B – zone stabili suscettibili di amplificazioni locali, nelle quali sono attese amplificazioni del moto sismico per effetto litostratigrafico e/o morfologico (“effetti di sito”);
- C – zone suscettibili di instabilità, nelle quali gli effetti sismici attesi e predominanti sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio, quali instabilità dei versanti, liquefazione dei terreni granulari saturi, deformazioni lungo faglie attive e capaci²⁴¹, cedimenti differenziali (“effetti locali”).

La caratterizzazione geologica e idro-geo-morfologica di un sito, unitamente ai dati di “pericolosità sismica di base”, consente una preliminare definizione degli effetti sismo-indotti per livelli di probabilità di occorrenza (*certo, probabile, improbabile, assente*), tramite



criteri di calcolo speditivi (es.: curve magnitudo/distanza), evidenziando gli effetti che necessitano di ulteriori approfondimenti.

4.3.1 – EFFETTI DI SITO

Il massimo fattore di amplificazione sismica per effetto litologico, definito come rapporto tra accelerazione massima in superficie (a_{max}) e al *bedrock* (a_g) su sito orizzontale, presenta una marcata dipendenza dalla severità dello

scuotimento, nel senso che per eventi di piccola intensità tutti i terreni amplificano il moto sismico in superficie (in misura maggiore i terreni più teneri e deformabili), mentre per eventi di maggiore intensità si assiste ad una progressiva deamplificazione dell'accelerazione più evidente per i terreni teneri. Questa inversione sembra verificarsi per valori di a_{max} intorno a 0,4 g (IDRISS, 1980)²⁴².

Per la caratterizzazione lito-sismica del sottosuolo e la stima della velocità delle onde di taglio si può fare riferimento alle classificazioni dei vari tipi di suolo²⁴³ riportate nella letteratura internazionale e nazionale (WILLS et al.; 2000²⁴⁴; BORCHERDT, 1994²⁴⁵; PERGALANI et al., 1999²⁴⁶).

Nella letteratura sono riportate numerose relazioni per il calcolo del fattore di amplificazione relativa (termine generale che può assumere diversi significati) in funzione della velocità sismica nei primi 30 m di sottosuolo (EVERNDEN & THOMSON, 1985²⁴⁷; MIDORIKAWA, 1987²⁴⁸; JOYNER & FUMAL, 1984²⁴⁹⁻²⁵⁰; BORCHERDT et

²⁴⁰ PERGALANI F. et al. (2005). Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei piani di governo del territorio. Dip. Ing. Strutturale-Politecnico di Milano – Regione Lombardia.

²⁴¹ Una faglia attiva è detta capace se raggiunge la superficie producendo una frattura del terreno, detta traccia superficiale della faglia (GdL MS, 2008).

²⁴² IDRISS I.M. (1990). Response of soft soil sites during earthquakes. In: J.M. Duncan (Ed) - H.B. Seed Memorial Symposium, BiTech Publ., Vancouver, BC, 2, 273-289.

²⁴³ Con il termine “suolo”, in senso sismologico, si intende qualsiasi tipo di materiale (roccioso o sciolto), su cui è modellata la superficie topografica.

²⁴⁴ WILLS C. J. et al. (2000). A site-conditions map for California based on geology and shear-wave velocity. Bull. Seism. Soc. Am., 90, 187-208.

²⁴⁵ BORCHERDT R.D. (1994). Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification). Earthq. Spectra, 4, 617-663.

²⁴⁶ PERGALANI F. et al. (1999). Seismic microzonation of area struck by Umbria -Marche (Central Italy) Ms 5.9 earthquake of 26 September 1997. Soil dynamics and earthquake engineering, 18, 279-296.

²⁴⁷ EVERNDEN J. & THOMSON J.M. (1985). Predicting seismic intensities. U.S. geol. Survey Profes. Paper, 130.

²⁴⁸ MIDORIKAWA S. (1987). Prediction of iso-seismal map in the Kanto Plain due to hypothetical earthquake. Journal of Structural Engineering, Vol.33B, 43-48, (in Japanese).

²⁴⁹ JOYNER W.B. & FUMAL T.E. (1984). Use of measured shear-wave velocity for predicting geologic site effects on strong ground motion. Proc. 8th World Conf. on Earthq. Eng., 777-783.

²⁵⁰ Il valore di V_s è definito nella formulazione originaria come velocità media fino alla profondità di $\frac{1}{4}$ di lunghezza d'onda per un periodo d'onda di 1 s.



al., 1991²⁵¹; MIDORIWAKA et al., 1994²⁵²; BOORE et al., 1994²⁵³). In questa sede i valori di Fa, riportati nella precedente tabella con riferimento ai diversi tipi di suolo, sono stati definiti tramite la relazione JOYNER & FUMAL (1984):

$$Fa = 23 * Vs^{-0.45}$$

TIPO DI SUOLO	Vs min (m/s)	Vs media (m/s)	Vs max (m/s)	Fa medio
Hard Rocks: rocce molto dure (es.: rocce metamorfiche poco fratturate)	1400	1620	--	1
Firm to Hard Rocks: rocce dure (es.: graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturati)	700	1050	1400	1
Gravelly Soils and Soft to Firm Rocks: suoli ghiaiosi e rocce da tenere a dure (es.: rocce sedimentarie, ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20 % di ghiaia)	375	540	700	1,36
Stiff Clays and Sandy Soils: argille compatte e suoli sabbiosi (es.: sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose)	200	290	375	1,79
Soft Soils and Very Soft Soils: terreni teneri (es.: terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	≤ 100	≤ 150	≤ 200	≥ 2,41

Caratterizzazione lito-sismica del sottosuolo (Borchardt, 1994)
e valori di Fa (sec. Joyner & Fumal, 1984)

SITO DI UBICAZIONE		Superficie pianeggiante	Valle	Sella	Versante	Orlo di terrazzo/ ciglio di scarpata	Cresta
Pianura	Alluvionale	N	N	N	N	N	B
	Costiera	N	N	N	N	N	B
	Altro	N	N	N	N	N	B
Valle	Stretta	N	B	B	B	B	M
	Larga	N	B	B	M	M	M
Conoide		N	IMP	M	M	M	E
Versante		N	IMP	M	M	E	E
Ciglio di scarpata		N	IMP	M	E	E	ME
Dorsale o cresta	Arrotondata	IMP	IMP	E	E	ME	ME
	Appuntita	IMP	IMP	E	ME	ME	ME

Matrice contesto morfologico/sito di ubicazione

Pericolosità sismica per effetto morfologico: N = nullo; B = basso; M = medio; E = elevato; ME = molto elevato; IMP = condizioni morfologica del sito impossibile nel contesto di riferimento.

I siti in progetto (area portuale e svincolo stradale) rientrano certamente in una zona suscettibile di amplificazione locale per effetto litologico:

- l'area portuale: per la presenza nel sottosuolo di terreni di copertura (depositi alluvionali), con spessore di diverse decine di metri, come confermato dai profili stratigrafici dei sondaggi e dall'andamento delle curva HVSr, caratterizzate da evidenti picchi di frequenza; il fattore di amplificazione, in funzione di Vs₃₀ = 375 m/s, valore di riferimento per suoli da sabbioso e ghiaiosi, risulta Fa = 1,60;
- l'area dello svincolo stradale: per la presenza di rocce da tenere a dure, fratturate, con Vs stimato uguale a

²⁵¹ BORCHERT R. D. et al. (1991). Methodology for Predictive GIS Mapping of Special Study Zones for Strong Ground Shaking in San Francisco Bay Region. Proc. 4th International Conference on Seismic Zonation, Vol.3, 545-552.

²⁵² MIDORIWAKA S. M. et al. (1994). Site effects on strong-motion records during the 1987 Chibaken-toho-oki_Japan earthquake. The 9th Japan Earthquake Engineering Symposium, Vol.3, pp. 85-90.

²⁵³ BOORE D. M. et al. (1994). Estimation of response spectra and peak accelerations from western North American earthquakes: An interim report. Part 2. Open- File Report 94-127. U.S. Geological Survey.



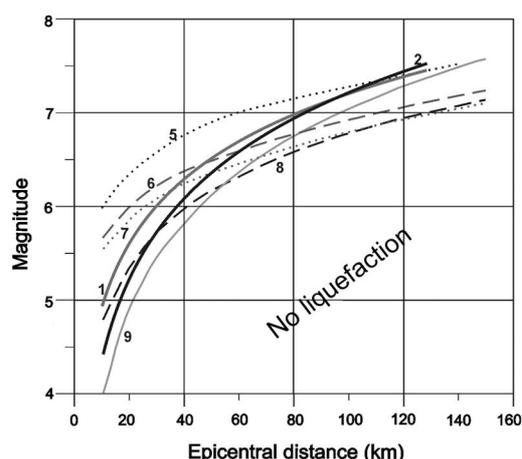
540 m/s e con Fa nettamente inferiore rispetto a quello del precedente sito ($F_a = 1,36$).

Per la valutazione qualitativa dell'amplificazione sismica per effetto morfologico si fa riferimento alla griglia contesto morfologico²⁵⁴/ sito di ubicazione²⁵⁵, proposta da DI CAPUA & PEPPELONI (2009)²⁵⁶.

- il sito portuale si caratterizza attraverso un rapporto *pianura alluvionale/superficie pianeggiante* e quindi con una amplificazione sismica *nulla* ;
- il sito dello svincolo stradale alla S.S. 18 presenta un rapporto *versante/versante* e una pericolosità sismica *media*.

4.3.2 – EFFETTI LOCALI

La pericolosità dovuta alla presenza di faglia è spesso sopravvalutata, se è vero che le faglie sismiche presenti in Italia, come riportato da CRESPELLANI (2005)²⁵⁷, hanno caratteristiche molto diverse rispetto a quelle che hanno dato evidenze di danni spettacolari (es. faglia di Assam, di S. Andrea o faglia anatolica). La stessa



Curve distanza epicentrale-magnitudo a confronto

(1-2: Pirrotta et al., 2007; 5: Kuribayashi & Tatsuoka, 1975; 6: Ambraseys, 1991; 7: Papadopoulos & Lefkopulos, 1993; 9-10) Galli, 2000)

considerazione può essere avanzata per i fenomeni di liquefazione del terreno associati ai terremoti storici italiani, che appaiono geograficamente circoscritti alle zone epicentrali e con intensità elevate ($I \geq 9$ MCS), mentre fenomeni di scarsa entità sono riferibili ad intensità minori (BERARDI et al., 1988²⁵⁸; BERARDI et al., 1991²⁵⁹) con un limite inferiore di occorrenza quantificabile con l'intensità epicentrale $I_0 = 7$ MCS o magnitudo $M_s = 4.9$ (GALLI & MELONI, 1993)²⁶⁰.

Nella valutazione della suscettibilità alla liquefazione vengono utilizzate le curve limite (*distanza epicentrale o ipocentrale*)/(*magnitudo o intensità*), tra cui in questa sede si citano quelle riportate nella letteratura nazionale (GALLI & MELONI, 1993; GALLI & FERRELI, 1995²⁶¹; GALLI, 2000²⁶²; PIRROTTA et al., 2007²⁶³) o internazionale (AYDAN et al., 1998²⁶⁴; KURIBAYASHI & TATSUOKA, 1975²⁶⁵; AMBRASEYS, 1991²⁶⁶; PAPADOPULOS &

²⁵⁴ Per "contesto morfologico" si intende una unità morfologica dimensionalmente adeguata a descrivere l'area in cui il manufatto è inserito.

²⁵⁵ Per "sito di ubicazione" si intende la più piccola unità morfologica su cui è impostato il manufatto.

²⁵⁶ DI CAPUA G. & PEPPELONI S. (2009). L'indice di pericolosità sismica (IPS). Progetto di ricerca n. 10 "Definizione e sviluppo di archivi di dati per la valutazione del rischio, la pianificazione e la gestione dell'emergenza". RELIUS (disp. in internet).

²⁵⁷ CRESPELLANI T. (2005). Pericolosità ed effetti di sito. (In: AGI - Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida. Patron Ed., Bologna).

²⁵⁸ BERARDI R. et al. (1988). Liquefazione del terreno in occasione di terremoti storici italiani. Dati preliminari. Mem. Soc. Geol. It., 41, 1145-1151.

²⁵⁹ BERARDI R. et al. (1991). Soil liquefaction: case histories in Italy. Tectonophysics, 193, 141-164.

²⁶⁰ GALLI P. & MELONI F. (1993). Nuovo catalogo nazionale dei processi di liquefazione avvenuti in occasione dei terremoti storici in Italia. Il Quaternario, 271-292.

²⁶¹ GALLI P. & FERRELI L. (1995). A methodological approach for historical liquefaction research. In: Serva L. et al. (Eds.). Perspectives in Paleoseismology. Association of Engineering Geologists, Special Publication 6, 36-48.

²⁶² GALLI P. (2000). New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction. Tectonophysics, 324, 169-187.

²⁶³ PIRROTTA C. et al. (2007). A new dataset and empirical relationships between magnitude/intensity and epicentral distance for liquefaction in central-eastern Sicily. Ann. Geof., 50, 6, 763-774.

²⁶⁴ AYDAN Ö. et al. (1998). A site investigation of June 27, 1998 Adana-Ceyhan Earthquake. Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR 006-03.

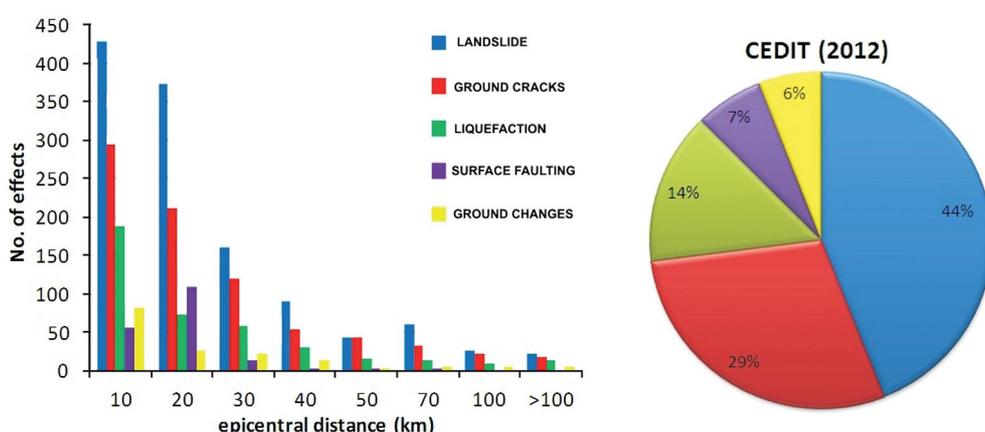
²⁶⁵ KURIBAYASHI E. & TATSUOKA F. (1975). Brief reviewer of liquefaction during earthquakes in Japan. Soil Foundations, 15 (4), 81-92.

²⁶⁶ AMBRASEYS N.N. (1991). Engineering seismology. Int. J. Earthq. Eng. Struct. Dyn., 17, 1-105.



LEFKOPULOS, 1993²⁶⁷; LIU & XIE, 1984²⁶⁸; WAKAMATSU, 1993²⁶⁹.

Le condizioni relative alla franosità sismo-indotta appaiono più critiche rispetto alle altre forme di instabilità, sia per le caratteristiche geomorfologiche del territorio italiano e calabrese in particolare, particolarmente predisposto al dissesto, sia per la diffusa presenza di accumuli franosi quiescenti, ma sismicamente riattivabili. I fenomeni franosi e le fratturazioni del suolo, che spesso si correlano a stadi latenti di “pre-frana”, rappresentano gli effetti sismo-indotti più frequenti, tanto che FORTUNATO et al. (2012)²⁷⁰ nell’ambito del nuovo catalogo CEDIT (Catalogo italiano degli Effetti Deformativi del suolo Indotti da forti Terremoti) riportano nel 73 % dei casi censiti frane + fratture, nel 14 % liquefazioni, nel 6 % variazioni tipografiche, mentre la fagliazione superficiale investe il 7 % dei fenomeni rilevati.



Per quanto riguarda la tipologia gravitativa, risultano più frane in roccia rispetto a quelle in terra o detrito, per cui i versanti in roccia presentano generalmente una maggiore suscettibilità al dissesto e i crolli per attivarsi generalmente necessitano di una minore intensità sismica ($> 4^\circ$ MCS) rispetto alle frane in terra ($> 6^\circ$ MCS). Per quanto riguarda l’attenuazione dei fenomeni con la distanza, tutti gli effetti mostrano un decadimento esponenziale con la distanza tranne nel caso della fagliazione superficiale, per la quale si osserva un maggior numero di effetti a distanze comprese tra 10 e 20 km, rispetto alla classe di distanza inferiore. Ciò, tuttavia, potrebbe trovare spiegazione nel fatto che la distanza epicentrale sovrastima la reale distanza rispetto alla proiezione in superficie del piano di faglia, la cui manifestazione superficiale è colta proprio dall’effetto della fagliazione.

Le correlazioni magnitudo/distanza epicentrale più note per le frane sismo-indotte sono quelle proposte da KEEFER (1984)²⁷¹, confermate in ambito nazionale da DEL PRETE et al. (1992)²⁷², da PRESTININZI E ROMEO (2000)²⁷³, da PORFIDO et al. (2007)²⁷⁴ e da NICOLETTI et al. (1999)²⁷⁵. I meccanismi di frana più ricorrenti sono

²⁶⁷ PAPAPOPOULOS G.A. & LEFKOPULOS G. (1993). Magnitude - distance relations for liquefaction in soil from earthquakes. Bull. Seismol. Soc. Am., 83, 925-938

²⁶⁸ LIU Y. & XIE J.F. (1984). Seismic liquefaction of sand. Earthquake Press, China.

²⁶⁹ WAKAMATSU K. (1993). History of soil liquefaction in Japan and assessment of liquefaction potential based on geomorphology. Ph.D. Thesis. Waseda University, Tokyo Japan.

²⁷⁰ FORTUNATO C. et al. (2012). New release of the Italian catalogue of earthquake-induced ground failures (CEDIT). Italian Journal of Engineering Geology and Environment, DOI: 10.4408/IJEGE.2012-02.O-05

²⁷¹ KEEFER D.K. (1984). Landslides caused by earthquakes. Geol. Soc. of America Bull., 95,406-421.

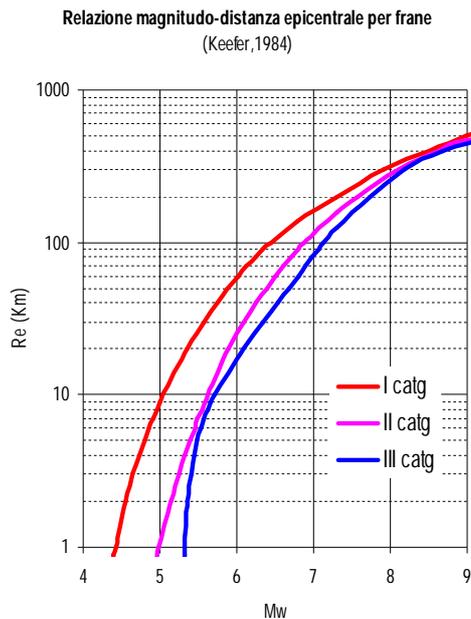
²⁷² DEL PRETE M. et al. (1992). Rischio da frane intermittenti a cinematica lenta nelle aree montuose e collinari urbanizzate della Basilicata. G.N.D.C.I., Rapporto U.O. 2.37.

²⁷³ PRESTININZI A. & ROMEO R. (2000). Earthquake-induced ground failures in Italy. Eng. Geol., 58 (3-4), 387- 397.

²⁷⁴ PORFIDO S. et al. (2007). Seismically induced ground effects of the 1805, 1930 and 1980 earthquakes in the Southern Apennines, Italy. Boll. Soc. Geol. It., 126, 333-346.



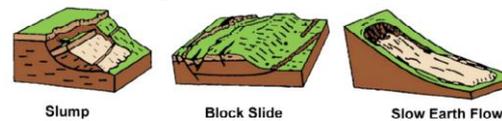
classificati da KEEFER & WILSON (1989)²⁷⁶, anche con riferimento alla nota classificazione di VARNES (1978)²⁷⁷. Altre correlazioni sono riportate nella letteratura (TAMURA, 1978²⁷⁸; YASUDA & SUGITANI, 1988²⁷⁹; ISHIHARA & NAKAMURA, 1987²⁸⁰; MORA & MORA, 1992²⁸¹; D'ELIA, 1998²⁸²; KAWABE et al., 1999²⁸³; KEEFER, 2000²⁸⁴), ma in particolare si segnalano le relazioni ricavate in base ai dati del catalogo C.E.D.I.T. relativi ad eventi sismici italiani (ROMEO & DELFINO, 1997)²⁸⁵.



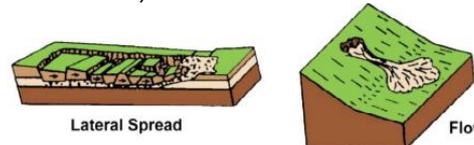
Crolli e scorrimenti con disgregazione della massa in frana
(Catg. I: *disrupted slides and falls*):



Scorrimenti in terreni coesivi senza disgregazione della
massa in frana (Catg. II: *coherent slides*)



Colate rapide e colamenti o "frane fluide" (Catg. III: *lateral
spreads and flows*)



Classificazione cinematica delle frane sismo-indotte
(Keefer & Wilson, 1989)

La valutazione preliminare della pericolosità di liquefazione e di frana, viene eseguita in base ai soli dati della sismicità storica e attesa (magnitudo; distanza epicentrale o ipocentrale), utilizzando i seguenti criteri ripresi dalla letteratura. In particolare, su un diagramma a dispersione si definiscono:

- per le frane sismo-indotte, senza alcuna distinzione per la tipologia franosa, tre campi di pericolosità (*assente o trascurabile, moderata e severa*), separati da due curve distanza epicentrale-magnitudo

²⁷⁵ NICOLETTI P.G. et al. (1999). Frane sbarramenti fluviali di antica origine sismica in Sicilia sud-orientale. I Parte: inquadramento generale e ricognizione sul Foglio 277 – Noto. Boll. Soc. Geol. It., 118, 461-477.

²⁷⁶ KEEFER D.K. & WILSON R.C. (1989). Predicting earthquake-induced landslides with emphasis on arid and semi-arid environments. Publ. of the Inland Geol. Soc., 2, 118-149.

²⁷⁷ VARNES D. J. (1978). Slope movements type and process. In: Schuster R. L. & Krizek R.J. (eds). Special Report 176 - Landslides: analysis and control. Washington, TRB, National Research.

²⁷⁸ TAMURA T. (1978). An analysis of the relationship between the areal distribution of earthquake-induced landslides and the earthquake magnitude. Geograph. Review of Japan, 51-8.

²⁷⁹ YASUDA S. & SUGITANI T. (1988). Microzonation for liquefaction, slope failure and ground response during earthquake in Fukuoka City. 4th International Conference on Seismic Zonation, 3, 3-10.

²⁸⁰ ISHIHARA K. & NAKAMURA S. (1987). Landslides in mountain slopes during the Ecuador earthquake of March 5, 1987. US-Asia Conference on Engineering for Mitigating Natural Hazards Damages.

²⁸¹ MORA S. & MORA R. (1992). Landslides triggered by the Limon-Telire, Costa Rica earthquake and comparison with other events in Costa Rica. U.S. Geological Survey Professional Paper.

²⁸² D'ELIA B. (1998). Stabilità dei pendii in zona sismica. Atti Corso di Aggiornamento "Ingegneria Geotecnica in Zona Sismica". Pesaro.

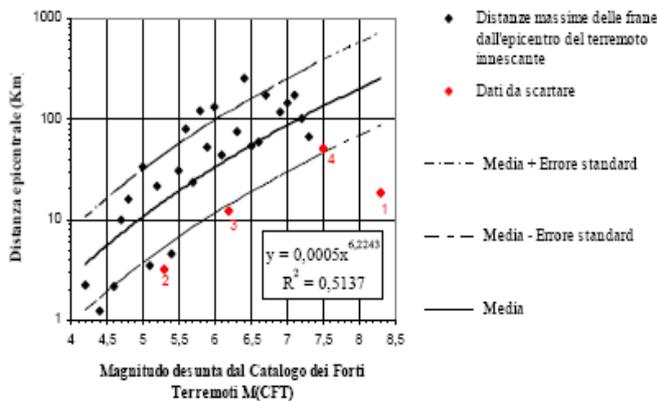
²⁸³ KAWABE H. (2000). Earthquake and earthquake motion. In: Nakamura H. et al. (eds) - Earthquake-Sabo, Kokon Shoin. Tokyo (in Japanese), 1-13.

²⁸⁴ KEEFER D.K. (2000). Statistical analysis of an earthquake-induced landslide distribution – the 1989 Loma Prieta, California event. Eng. Geology, 58, 3-4, 213-249.

²⁸⁵ ROMEO R. & DELFINO L. (1997). CEDIT - Catalogo nazionale degli effetti deformativi del suolo indotti da forti terremoti. Technical report SSN/RT/97/04, DPC, Roma.



ricavate in base ai dati del catalogo CEDIT (ROMEO & DELFINO, 1997) con la magnitudo M_{CFT} convertita in magnitudo momento M_w ²⁸⁶;



Relazione distanza epicentrale massima dei siti in frana e magnitudo (Romeo & Delfino, 1997)

- per la liquefazione, tre campi di pericolosità (*trascurabile, moderata e severa*), oltre alla *non-liquefazione*, in base alle relazioni distanza ipocentrale-magnitudo modificate da AYDAN (1998)²⁸⁷ e con la distanza ipocentrale $R_i = (R_e^2 + 10^2)^{0,5}$.

La pericolosità per frana sismo-indotta risulta sempre *“moderata”*, sia con il terremoto atteso, sia con quelli storici considerati, per cui si procede ad un approfondimento tramite il calcolo della distanza massima di attivazione per frane sismo-indotte (D_{max}), secondo la relazione proposta da KAWABE et al. (1999):

$$\log D_{max} = 0,5 * M - 2$$

Terremoto	Anno	Area epicentrale	M_w	R_e (Km)	D_{max} (Km)	Re/D_{max}
Storico	1638	Calabria centrale	7.09	62	89	0,7
	1905	Calabria centrale	6.95	97	30	2,0
Atteso ($T_r = 475$ anni)			6.33	24.3	15	1,6

Parametri dei terremoti storici e di quello atteso, massima distanza di attivazione per frane (D_{max}) e rapporto distanza epicentrale Re/D_{max}

La pericolosità per frana risulta presente quando la distanza epicentro/sito (R_e) è inferiore alla massima distanza D_{max} o meglio quando:

$$Re/D_{max} < 1$$

viceversa con $Re/D_{max} > 1$ si può ragionevolmente escludere l'attivazione o riattivazione di dissesti per innesco sismico.

Nell'area in esame, un certo livello di pericolosità per frana sismo-indotta si segnala in occasione del terremoto del 1638 ($Re/D_{max} = 0,7$), mentre negli altri casi, e in particolare per il terremoto atteso, risulta $Re/D_{max} > 1$ e non si avvertono le condizioni per l'innesco di frane sismo-indotte.

La pericolosità per liquefazione, in base alla sola sismicità, risulta da *assente a trascurabile*, anche nelle condizioni più critiche, legate alla sismicità storica (1638).

²⁸⁶ Per la conversione tra magnitudo si fa riferimento alle seguenti relazioni: $M_{CFT} = 1,1297 * M_s^{0,944}$ e $M_s = 0,958 * M_w$

²⁸⁷ AYDAN Ö. (1998). A site investigation of June 27, 1998 Adana-Ceyhan Earthquake. Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR 006-03.

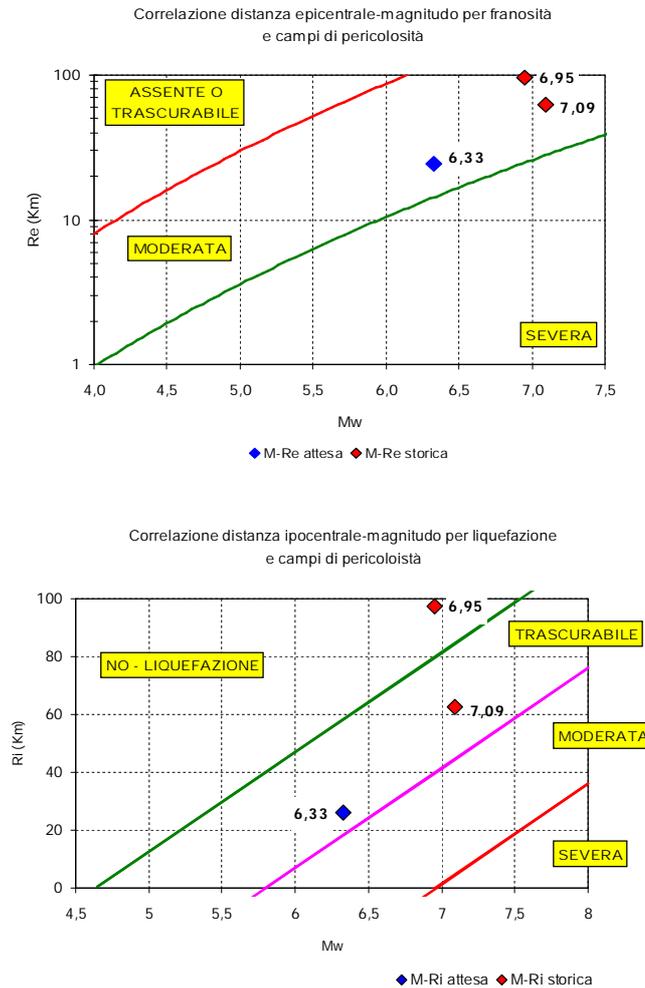


Fig. 43) Relazioni distanza epicentrale-magnitudo per frana e liquefazione

In realtà nel nuovo catalogo CEDIT (FORTUNATO et al., 2012) viene segnalato in prossimità del centro abitato di Cetraro un sito con indizi di liquefazione in occasione del terremoto del 1905 ($M_w = 6.95$), che si posiziona all'altezza della massima distanza epicentrale, secondo il modello proposto da AMBRASEYS (1988)²⁸⁸. Una posizione analoga (immediatamente al di sopra della curva magnitudo-distanza) presentano anche gli altri eventi sismici, per cui non si può escludere in partenza una certa suscettibilità alla liquefazione e si evidenzia la necessità di ulteriori approfondimenti.

Nell'ambito dei siti in progetto, in base ai dati geologici acquisiti e alle precedenti valutazioni, si esclude la possibilità di innesco di frane sismo-indotte, l'interferenza con faglie attive e capaci, il rischio di cedimenti differenziali per l'assenza di contatti tra litotipi a rigidità diversa o per *soil densification*, che si manifesta a carico di terreni granulari non saturi scarsamente addensati. Invece, si evidenzia una certa probabilità di occorrenza per liquefazione nell'ambito dell'area portuale, che merita un successivo approfondimento con l'utilizzo di metodi di analisi semplificata (quantitativi) di tipo semi-empirico (YOU'D et al., 2001²⁸⁹; SEED et al., 2003²⁹⁰; IDRIS &

²⁸⁸ AMBRASEYS N. N. (1988). Engineering Seismology. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 17, 1-105.

²⁸⁹ YOU'D T. L. et al. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. Geoenv. Eng., 127, 10, 817-833.

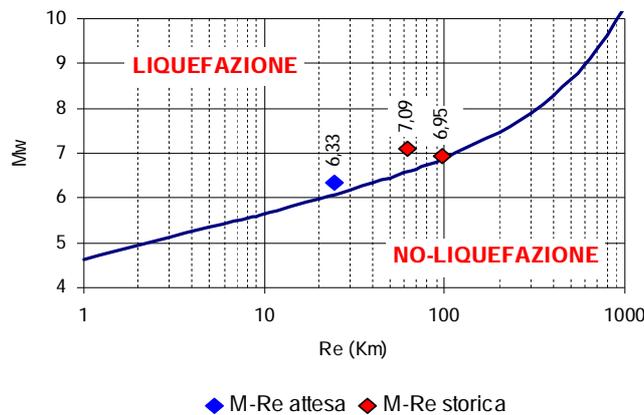
²⁹⁰ SEED R. B. et al. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. Proc. of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar: Long Beach.



BOULANGER, 2010²⁹¹; MOSS et al., 2006²⁹²; ANDRUS & STOKOE, 1997²⁹³- 2000²⁹⁴; ANDRUS et al., 2004²⁹⁵; HUANG & YU, 2017²⁹⁶).



Relazione distanza epicentrale-magnitudo per liquefazione (Ambraseys, 1988)



4.3.3 – PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO (SITING)

Il quadro finale della zonazione del sito in prospettiva sismica consente in entrambi i siti in progetto (area portuale e area dello svincolo stradale) di definire *certo* un effetto di amplificazione sismica di natura litologica, mentre un certo aggravio sismico di natura topografica (*probabile*) si potrebbe avvertire all'altezza dello svincolo stradale.

²⁹¹ IDRIS I.M. & BOULANGER R.W. (2010). SPT-based liquefaction triggering procedures. Center for Geotechnical modelling. Report n. UCG/CGM-10/02. Department of Civil & Environmental Engineering. College of Engineering. University of California.

²⁹² MOSS R.E.S. et al. (2006). CPT-based probabilistic assessment of seismic soil liquefaction initiation. PEER Report 2005/15.

²⁹³ ANDRUS R. D. & STOKOE K. H. II (1997). Liquefaction resistance based on shear wave velocity. Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Tech. Rep. NCEER-97-0022. In: T. L.Youd & I. M. Idriss (Eds.), National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, 89-128.

²⁹⁴ ANDRUS R. D. & STOKOE K. H. II (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126.11, 1015-1025.

²⁹⁵ ANDRUS R. D. et al. (2004). Guide for shear-wave-based liquefaction potential evaluation. Earthquake Spectra, 20, 2., 285-308.

²⁹⁶ HUANG Y. & YU M. (2017). Hazard analysis of seismic soil liquefaction. Springer, Singapore.



Per quanto riguarda gli effetti locali di instabilità si riporta una condizione di suscettibilità per liquefazione nell'area portuale, che necessita di ulteriori approfondimenti.

EFFETTI	SIGLA	ZONA	SITUAZIONE-TIPO	EFFETTI NEL SITO E LIVELLO DI PROBABILITÀ	
				AREA PORTUALE	AREA DELLO SVINCOLO STRADALE
	A	Zona stabile	Substrato geologico affiorante ($V_s \geq 800$ m/s) con morfologia pianeggiante o poco inclinata ($i < 15^\circ$)		
EFFETTI DI SITO (RSL)	B₁	Zona stabile suscettibile di amplificazioni locali per effetto litologico	Terreni di copertura, coltri di alterazione del substrato, substrato molto fratturato ($J_v > 10 \div 15$) o substrato affiorante con $V_s < 800$ m/s per spessori > 5 m	CERTO	CERTO
	B₂	Zona stabile suscettibile di amplificazioni locali per effetto morfologico	Discontinuità morfologiche, quali pendii con $i > 15^\circ$ e $H > 30$ m, bordi di terrazzo o zone di ciglio di scarpata con $H > 10$ m, creste rocciose sottili ($L_{cresta} \ll L_{base}$ e $i > 30^\circ$)	ASSENTE	PROBABILE
EFFETTI LOCALI (INSTABILITÀ)	C₁	Zona suscettibile di instabilità	Instabilità di versante (tipo di frane e attività)	ASSENTE	ASSENTE
	C₂		Liquefazione in terreni sabbiosi, sabbioso-limosi e sabbioso-ghiaiosi con soggiacenza della falda idrica < 15 m dal p.c.	PROBABILE	ASSENTE
	C₃		Faglia attiva e capace	ASSENTE	ASSENTE
	C₄		Cedimenti differenziali in aree di contatto stratigrafico o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse; densificazione nei terreni granulari asciutti	ASSENTE	ASSENTE

Tab. 20) Zonazione sismica del sito



4.4 – RISPOSTA SISMICA LOCALE

La caratterizzazione del “volume sismico significativo” viene articolata attraverso la definizione dei seguenti parametri:

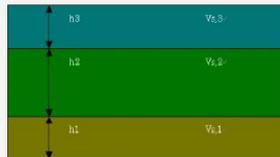
- velocità sismica equivalente $V_{S,eq}$;
- categoria di sottosuolo;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_S) e topografica (S_T);

in modo da consentire, con riferimento all'approccio semplificato, previsto dalle NTC-2018, il calcolo dell'azione sismica al suolo, tenuto conto dei parametri di “pericolosità sismica di base” nel sito in progetto e della accertata suscettibilità di amplificazione sismica locale:

$$a_{max}/g = a_g * S_S * S_T$$

La profondità convenzionale di 30 m del volume sismico significativo, a seguito dei lavori negli USA di BORCHERDT (1994; 1992²⁹⁷), è stata introdotta per ragioni di comodità e di disponibilità di dati e senza alcun presupposto teorico (MUCCIARELLI & GALLIPOLI, 2006)²⁹⁸, mentre per una adeguata caratterizzazione della “risposta sismica locale” si dovrebbe spostare il ragionamento dal dominio delle profondità al dominio delle frequenze (CASTELLARO, 2011)²⁹⁹.

VELOCITÀ SISMICA EQUIVALENTE

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$


H = profondità del substrato ($V_s \geq 800$ m/s)
dal piano di imposta delle fondazioni;

h_i = spessore dello strato i -esimo;

$V_{S,i}$ = velocità onde di taglio nello strato i -esimo;

N = numero di strati nell'intervallo di profondità H .

Nelle vigenti NTC-2018, il volume sismico significativo viene riferito alla profondità H del substrato lapideo (*bedrock*) ovvero al *bedrock-like* (strato assimilabile a *bedrock* con $V_s = 800$ m/s) e limitato ai primi 30 metri quando risulti $H > 30$ m. La classificazione del sottosuolo nell'ambito del volume significativo deve essere eseguita in funzione dei soli valori di V_s , ottenuti mediante specifiche indagini geofisiche, per cui non è più consentito l'utilizzo del parametro $N_{SPT,30}$ per i terreni a grana grossa e $C_{u,30}$ per i terreni a grana fine. In alternativa, ma solo in subordine e in presenza di giustificate motivazioni, si può procedere alla definizione del profilo sismico in termini di V_s attraverso il ricorso a correlazioni empiriche con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche e/o statiche, di comprovata affidabilità e significato locale [es.: $V_s = f(N_{SPT})$]. In questo caso si raccomanda di non limitarsi all'uso di un singolo modello empirico, al fine di consentire una stima dell'incertezza legata al carattere regionale delle correlazioni e alla elevata dispersione di dati.

4.4.1 – VELOCITÀ SISMICA EQUIVALENTE

La velocità sismica equivalente³⁰⁰ fino alla profondità del substrato ($V_{S,H}$) o nei primi 30 m di sottosuolo ($V_{S,30}$) è un parametro adottato come standard internazionale per la classificazione sismica del sottosuolo e la definizione dell'amplificazione litologica, anche se già da tempo sono sorti dubbi in merito alla sua effettiva capacità di prevedere l'amplificazione sismica (STEIDL, 2000³⁰¹; STEWART et al., 2003³⁰²; MULARGIA et al., 2007³⁰³; CASTELLARO & MULARGIA 2007³⁰⁴; GALLIPOLI & MUCCIARELLI, 2009³⁰⁵; LEE & TRIFUNAC, 2010³⁰⁶).

²⁹⁷ BORCHERDT R.D. (1992). Simplified site classes and empirical amplification factors for site-dependent code provisions. In Proc. NCEER,SEAOC,BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Provisions. Un. of Southern California, Los Angeles.

²⁹⁸ MUCCIARELLI M. & GALLIPOLI M.R. (2006). Comparison between V_{S30} and other estimates of site amplification in Italy. Conf. Earthq. Eng. and Seismol., Geneva, 3-8 Sept. 2006, n. 270.

²⁹⁹ CASTELLARO S. (2011). H/V: un contributo oltre V_{S30} . In: M. Mucciarelli (ed.) . Tecniche speditive per la stima dell'amplificazione sismica e della dinamica degli edifici. Studi teorici ed applicazioni pratiche. ARACNE Ed., Roma.

³⁰⁰ E' interessante osservare che il valore equivalente ha un significato diverso del valore medio, in quanto risulta più condizionato dai valori più bassi presenti nello spessore di sottosuolo considerato.

³⁰¹ STEIDL J.H. (2000). Site response in southern California for probabilistic seismic hazard analysis. Bull. Seism. Soc. Am., 90, 149-169.



CASTELLARO & MULARGIA (2007), riprendendo il set di dati utilizzato da BORCHERDT (1994), dimostrano che non esiste una relazione lineare significativa tra V_{S30} e amplificazione e che l'amplificazione massima non sembra si verifichi con V_{S30} basso, ma per V_{S30} intermedio (280 ÷ 350 m/s). Più recentemente PETTITI & FOTI (2013)³⁰⁷ definiscono una ridotta influenza della profondità del *bedrock* sui fattori di amplificazione, come osservato in occasione del terremoto in Val Nerina (settembre 1979; PGA = 0,21 g), quando il valore medio dell'amplificazione risulta praticamente costante a prescindere di H_{bed} ; mentre l'effetto del *bedrock* diventerebbe apprezzabile per i terremoti più deboli e per profondità inferiori a 15 m.

I valori di V_{S30} , quando non si dispone di dati di velocità sismica per l'intero spessore di 30 m, si possono ricavare per estrapolazione in base alla correlazione proposta da BOORE (2004)³⁰⁸:

$$\text{Log}(V_{S30}) = a + b * \text{Log}(V_{Sh})$$

con V_{Sh} = velocità sismica equivalente entro la profondità $h < 30$ m e con i coefficienti "a" e "b" tabellati in funzione della profondità. La relazione estrapolatrice per qualunque valore di h , di immediata applicazione, è ripresa dal manuale di progettazione geotecnica del CALTRANS (2009)³⁰⁹:

$$V_{S30} = [1,45 - (0,015 * h)] * V_{Sh}$$

Secondo GALLIPOLI & MUCCIARELLI (2009), nei casi in cui non si sospetta inversione di velocità, la stima del V_{S30} può essere sostituita con il V_{S10} , ricavato da un profilo di V_s più superficiale ed anche più economico, ove si tenga conto che con V_{S10} solo in 3 casi su 45 si definisce una categoria di suolo diversa da quella determinata con V_{S30} , mentre la correlazione tra i due parametri risulta:

$$V_{S30} = 1,2168 * V_{S10} - 22,097$$

La stima della profondità del *bedrock* (H) viene eseguita in base ai valori della frequenza e dell'ampiezza di picco misurati con le prove HVSR (f_0 ; A_0), distinti nella allegata tabella in base al contesto geologico di ubicazione. Nelle successive valutazioni si dovrà, in qualunque caso, tenere conto che :

- la profondità del *bedrock* ricavata dalle prove HVSR non necessariamente corrisponde all'interfaccia con $V_s = 800$ m/s ;

Prova HVSR	f_0 (Hz)	A_0	H (m)	$H_{corretto}$ (m)	K_g	Contesto geologico
1	3,17	6,93	19	29	15	Fascia costiera
2	4,97	6,67	10	15	9	Area portuale
3	5,77	3,05	8	12	2	Area portuale
4	2,24	5,86	31	47	15	Fascia costiera
5	2,60	6,92	25	38	18	Fascia costiera
6	3,81	4,01	15	21	4	Versante costiero
7	11,60	2,94	3	4	1	Versante costiero
8	8,15	3,11	5	7	1	Versante costiero
9	10,77	2,60	4	5	1	Versante costiero

Tab. 21) Profondità *bedrock* e indice di vulnerabilità K_g

costiera appare sottostimata, per cui si propone di utilizzare un fattore moltiplicativo di H ($k = 1,50$), valido per depositi alluvionali grossolani ; mentre per i terreni più rigidi del versante litoraneo si adotta un fattore $k = 1,30$.

- i dati acquisiti con le prove HVSR 2 e HVSR 3 sono probabilmente condizionati dai manufatti portuali e non rappresentativi del substrato sabbioso-ghiaioso, che costituisce la fascia costiera ;
- la profondità del *bedrock* nell'ambito della fascia

³⁰² STEWART J.P. et al. (2003). Amplification factors for spectral acceleration in tectonically active regions. Bull. Seism. Soc. Am., 93, 332-352.

³⁰³ MULARGIA F. et al. (2007). Effetti di sito e V_{S30} : una risposta alla normativa antisismica. Il Geologo dell'Emilia-Romagna, 25, 25-38.

³⁰⁴ CASTELLARO S. & MULARGIA F. (2007). V_{S30} , stimatore obbligatorio ma inefficace dell'amplificazione sismica. GNGTS, 326-328.

³⁰⁵ GALLIPOLI M.R. & MUCCIARELLI M. (2009). V_{S30} è un valido stimatore dell'amplificazione di sito?. ANIDIS2009, Bologna (disp. in internet).

³⁰⁶ LEE V.W. & TRIFUNAC M.D. (2010). Should average shear-wave velocity in the top 30 m of soil be used to describe seismic amplification?. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 30, 1250-1258.

³⁰⁷ PETTITI A. & FOTI S. (2013). Valutazione stocastica dell'influenza dei parametri del terreno nella risposta sismica locale. IARG, Perugia 2013.

³⁰⁸ BOORE D.M. (2004). Estimating V_{S30} (or NEHRP Site Classes) from shallow velocity models (Depths < 30 m). Bull. Seism. Soc. Am., 94, 591-597.

³⁰⁹ CALTRANS - California Department of Transportation. (2009). Geotechnical Services design manual (Ver. 1.0 - August 2009).

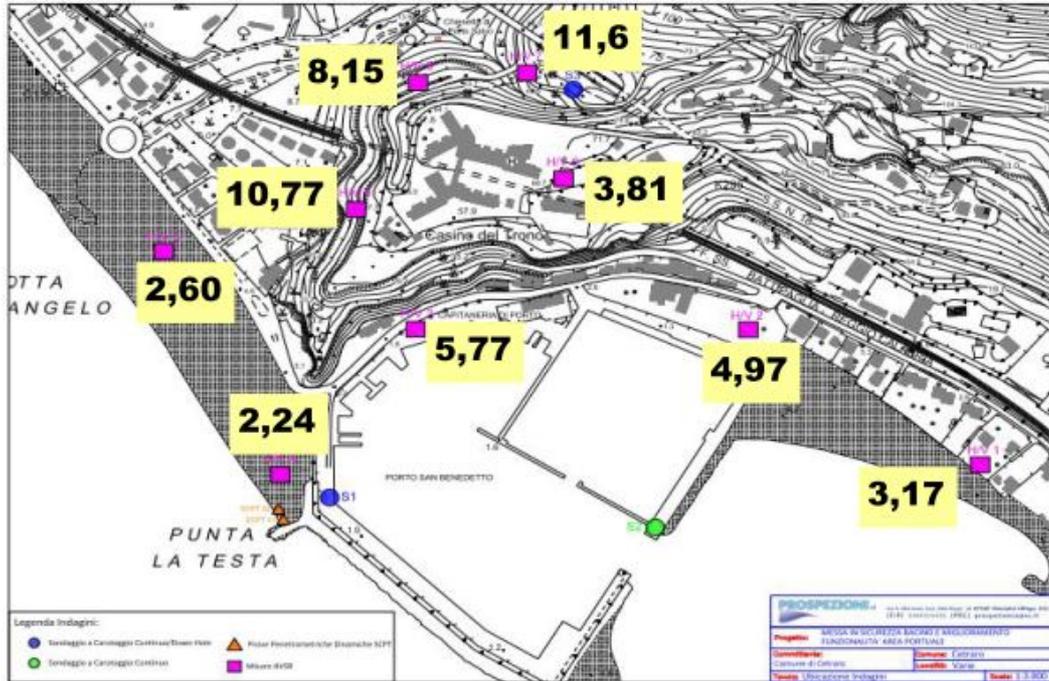


Fig. 44) Carta della frequenza di picco del sottosuolo

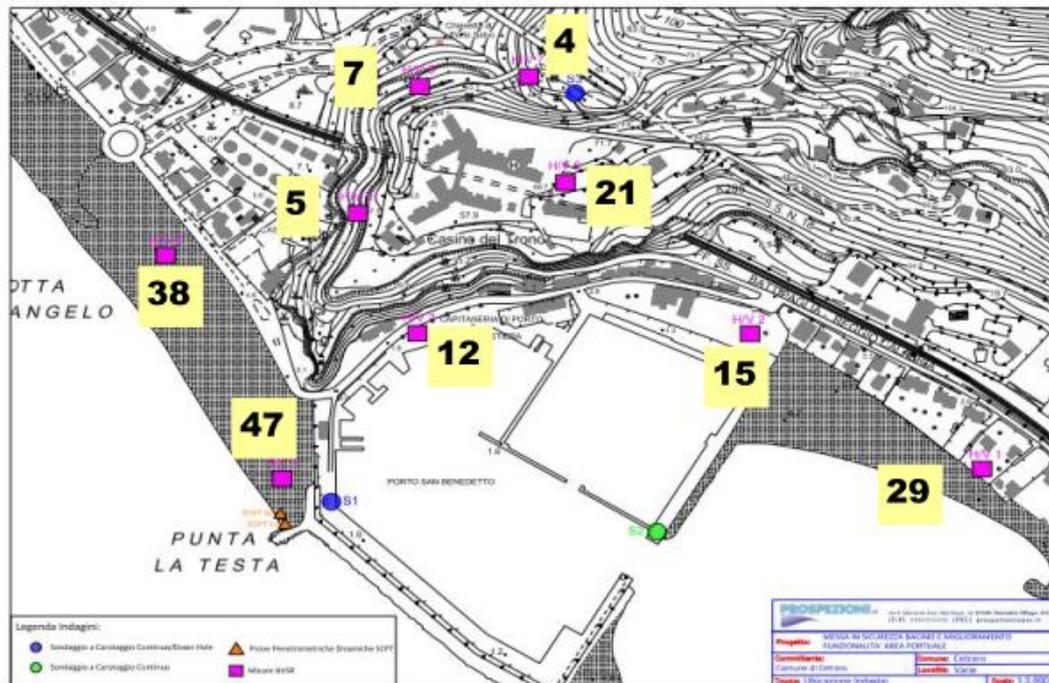


Fig. 45) Carta della profondità del bedrock

Nell'ambito del deposito costiero la profondità del *bedrok* è certamente superiore a 30 m, per cui si calcola V_{s30} utilizzando il profilo sismico misurato con la prova DH1 in corrispondenza del sondaggio S1, riferimento per l'area portuale. In particolare si procede preliminarmente al calcolo di V_{s10} e V_{s12} , da cui si estrapola il V_{s30} secondo i precedenti criteri proposti rispettivamente da GALLIPOLI & MUCCIARELLI (2009) e dal CALTRANS (2009), per cui risulta:



$$V_{S30} = 380 \div 431 \text{ m/s}$$

h (m)	Σh (m)	Vs (m/s)	h/Vs (s)	Σh/Vs (s)	V _{Sh} (m/s)	V _{S30} (m/s)
1		260	0,00385			
1		279	0,00358			
1		265	0,00377			
1		320	0,00313			
1		347	0,00288			
1		368	0,00272			
1		384	0,00260			
1		396	0,00253			
1		382	0,00262			
1	10	387	0,00258	0,03026	330	380
1		391	0,00256			
1	12	394	0,00254	0,03536	339	431

Tab. 22) Area portuale: calcolo V_{S30}

All'altezza dello svincolo stradale si procede, invece, al calcolo di V_{seq}, tenuto conto che il *bedrock* sismico viene posto nelle condizioni più cautelative a 21 m dal p.c., in accordo con le prove HVSR e con il profilo sismico misurato con la prova DH2 in corrispondenza del sondaggio S3:

$$V_{seq} = 503 \text{ m/s}$$

h (m)	Σh (m)	Vs (m/s)	h/Vs (s)	Σh/Vs (s)	V _{Seq} (m/s)	V _{S30} (m/s)
1		246	0,00407			
1		253	0,00395			
1		300	0,00333			
1		360	0,00278			
1		371	0,00270			
1		404	0,00248			
1		429	0,00233			
1		447	0,00224			
1		562	0,00178			
1		571	0,00175			
1		722	0,00139			
1		738	0,00136			
1		751	0,00133			
1		761	0,00131			
1		769	0,00130			
1		776	0,00129			
1		781	0,00128			
1		785	0,00127			
1		788	0,00127			
1		791	0,00126			
1	21	799	0,00125	0,04171	503	571

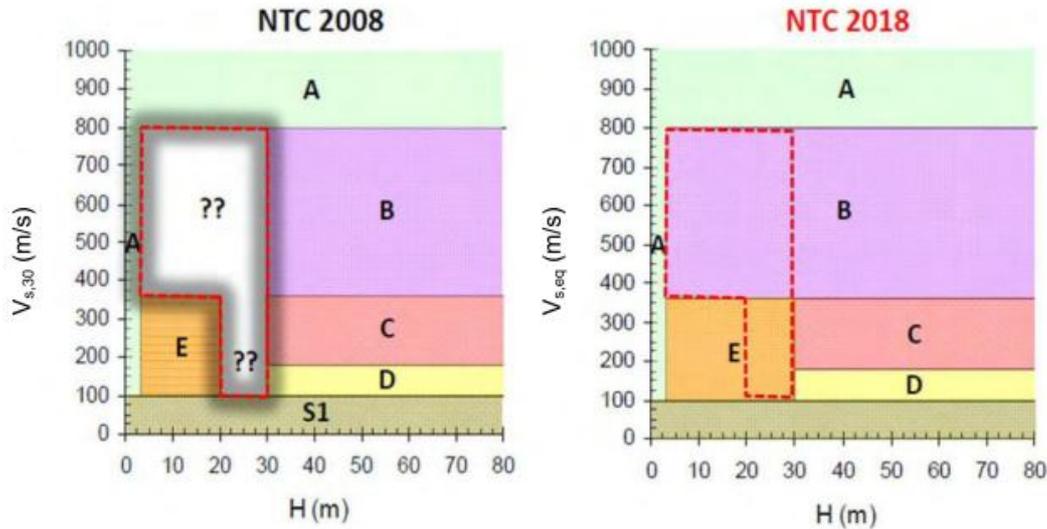
Tab. 23) Area svincolo stradale: calcolo V_{seq} e V_{S30}

4.4.2 – CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Nella definizione delle categorie di sottosuolo, individuate nelle precedenti NTC-2008 con le prime cinque lettere dell'alfabeto (oltre due categorie speciali S1 e S2), vi erano incomprensibili lacune, come evidenziato da



VANNUCCHI (2009)³¹⁰, tanto che per superare questo *gap* nella letteratura erano state proposte nuove classificazioni dei suoli, in funzione di V_s ovvero $V_{s,30}$ e della profondità del *bedrock* (BOUCKOVALAS et al., 2006³¹¹; PITILAKIS et al., 2006³¹²), o la revisione delle categorie di sottosuolo delle NTC-2008 (LANZO, 2013)³¹³.



CTG	DESCRIZIONE	$V_{s,eq}$ (m/s)
A)	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi , comprendenti in superficie terreni con caratteristiche meccaniche più scadenti di spessore < 3 metri	> 800
B)	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con miglioramento graduale delle proprietà meccaniche con la profondità	360 ÷ 800
C)	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato $H > 30$ m e miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180 ÷ 360
D)	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato $H > 30$ m e miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	100 ÷ 180
E)	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle per le categorie C e D , con profondità del substrato $H < 30$ m	100 ÷ 360

Categorie di sottosuolo (NTC- 2018)

Le nuove NTC-2018 ridefiniscono le 5 categorie di sottosuolo, in base alla velocità sismica V_s e alla profondità del *bedrock*, eliminando le categorie speciali (S1 e S2) e il "buco" osservato nella precedente classificazione, attraverso l'estensione della ctg. E) fino a 30 m di profondità (rispetto ai 20 m previsti nella NTC-2008) e l'inclusione nella ctg. B) anche dei terreni con spessori inferiori a 30 m. Queste modifiche appaiono ragionevoli e

³¹⁰ VANNUCCHI G. (2009). Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008). Questioni geotecniche. Ordine degli Ingegneri della Provincia di Arezzo Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze, 16 settembre 2009 (disp. in internet).

³¹¹ BOUCKOVALAS G. et al. (2006). Compatibility of EC-8 ground types and site effects with 1-D wave propagation theory. Workshop of ETC12 Evaluation Committee for the Application of EC8, Athens 2006.

³¹² PITILAKIS K. et al. (2006). Design response spectra and soil classification for seismic code provisions. Workshop of ETC12 Evaluation Committee for the Application of EC8, Athens 2006.

³¹³ LANZO G. (2013). Le categorie di sottosuolo delle NTC-08: limiti di applicabilità di $V_{s,30}$. Workshop Strategie di mitigazione del rischio sismico. La micro zonazione sismica: esperienze, risultati, applicazioni dal 2008 al 2013. Roma, 22-23 maggio 2013 (disp. in internet).



vengono confermate dalla accertata ridotta influenza della profondità del *bedrock* sull'amplificazione sismica (PETTITI & FOTI, 2013).

Nella caratterizzazione delle categorie di sottosuolo, ancorché non previsto nella normativa tecnica e quindi demandato alla responsabilità del professionista, come riportato da BARSANTI & CIVELLI (2010)³¹⁴, si potrà tenere conto dei valori del rapporto H/V delle misure di rumore sismico ambientale, assumendo per bassi contrasti ($H/V < 3$) la categoria di sottosuolo B) e per contrasti più elevati ($H/V > 3$) la ctg. E). Una curva H/V piatta e di ampiezza pari a 1 viene generalmente riferita ad una categoria di sottosuolo A), anche se deviazioni dalla planarità possono essere indicative di un ammasso roccioso fratturato e/o alterato attribuibile alla ctg. B). Infine, nel caso di accertata vulnerabilità di un manufatto per doppia risonanza, risulta opportuno declassificare il sottosuolo alla ctg. E), in quanto le categorie che prevedono un aumento graduale di V_s con la profondità (quali la ctg. B) o C) non sarebbero sufficientemente cautelative (MENGARELLI & TOMASSOLI, 2010)³¹⁵.

Nel caso in esame i valori di V_{S30} o di V_{Seq} risultano sempre ≥ 380 m/s, per cui il sottosuolo rientrerebbe nella ctg B) "rocce tenere e deposito di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con miglioramento graduale delle proprietà meccaniche con la profondità", anche se un contrasto di impedenza basso ($H/V < 3$), tipico della categoria B, si definisce solo in alcune prove HVSR nell'ambito del versante litoraneo.

Zona di riferimento	V_{S30}, V_{Seq} (m/s)	COV	$V_{S30,k}, V_{Seq,k}$ (m/s)
Area portuale	380	0,2906	325
	431	0,3073	365
Area dello svincolo stradale	571	0,3533	470

Pertanto, per giungere ad una scelta cautelativa della velocità sismica equivalente si calcola il valore caratteristico secondo SCHNEIDER (1997), previa definizione del coefficiente di variazione COV tramite la

relazione proposta da WILLS & CLAHAN (2004)³¹⁶:

$$COV = 0,000328 * V_{S30} + 0,165967$$

In conclusione, nell'ambito dell'area portuale il valore massimo di $V_{S30,k}$ ($V_{S30,k} = 365$ m/s) si posiziona al limite superiore in corrispondenza del passaggio tra la ctg. B) e la C), per cui risulta opportuno declassificare il sottosuolo quest'ultima categoria, in considerazione che risulta accertato un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità. Si conferma, invece, la ctg. B) per il sottosuolo all'altezza dello svincolo stradale ($V_{Seq,k} = 470$ m/s).

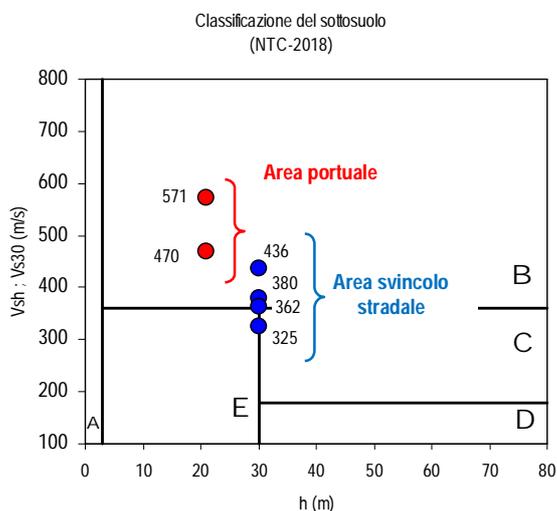


Fig. 46

³¹⁴ BARSANTI P. & CIVELLI C. (2010). Modellazione sismica e stabilità alla liquefazione. I Quaderni. Commissione Interregionale NTC (Rev. Scientifica: Prof. E. Aiello). Con il patrocinio del Consiglio Nazionale dei Geologi, Roma.

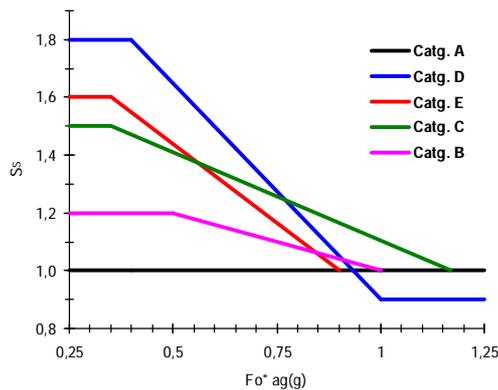
³¹⁵ MENGARELLI D. & TOMASSOLI C. (2010). La sismica passiva a stazione singola negli studi di microzonazione sismica (MS) e nell'applicazione delle NTC 2008. Geologi Marche, 47, 9-15-

³¹⁶ WILLS C. J. & CLAHAN K. B. (2004). NGA: site condition metadata from geology. Project 1L05, Pacific Earthquake Engineering Research Institute.



4.4.3 - COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE S_S E S_T

Le categorie di sottosuolo erano associate dall'OPCM n. 3274/2003 ad un fattore costante di amplificazione (S), ma rispetto all'EC-8 venivano raggruppate, ma non sempre a favore della sicurezza, le ctg. B), C) ed E). Nelle NTC-2018, come già riportato nelle precedenti NTC-2008, si tiene conto del comportamento non lineare del terreno e si riportano le espressioni per il calcolo del coefficiente stratigrafico S_S per ogni categoria di sottosuolo, in funzione del prodotto dei parametri di pericolosità sismica di base ($a_g * F_0$).

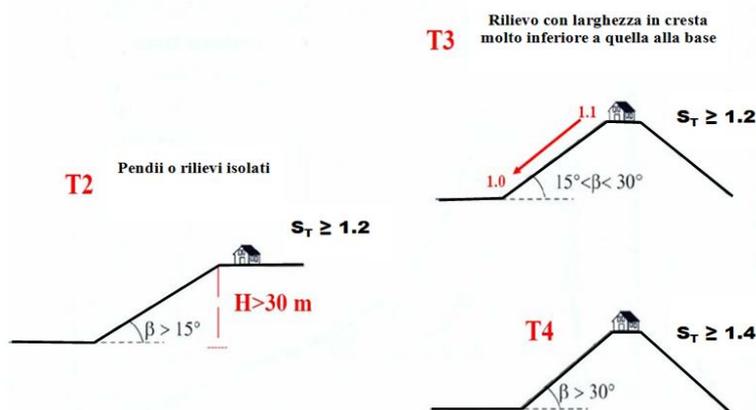


CATG. SOTTOSUOLO	ESPRESSIONE DI S_S
A)	1
B)	$1,00 < 1,40 - 0,40 * F_0 * a_g < 1,20$
C)	$1,00 < 1,70 - 0,60 * F_0 * a_g < 1,50$
D)	$0,90 < 2,40 - 1,50 * F_0 * a_g < 1,80$
E)	$1,00 < 2,00 - 1,10 * F_0 * a_g < 1,60$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica per categorie di sottosuolo

L'amplificazione sismica per effetto topografico, secondo il criterio riportato nell'EC-8 e ripreso dalle NTC (2008 e 2018), viene definita in base alla categoria topografica e alla quota del sito di ubicazione (q_{sito}), mentre in termini di variazione spaziale si adotta un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta (q_{max}) fino alla base (q_0), dove S_T assume valore unitario:

$$S_T = 1 + (S_{Tmax} - 1) * (q_{sito} - q_0) / (q_{max} - q_0)$$



Categorie topografiche e coefficiente di amplificazione S_T

Per una valutazione alternativa del fattore di amplificazione topografico si può fare riferimento al criterio adottato nella Regione Lombardia, in base alla classe altimetrica e di inclinazione del versante (PERGALANI et al., 2005).



In corrispondenza del sito portuale risulta verificato un valore $S_T = 1$ per le favorevoli condizioni morfologiche, mentre nell'area dello svincolo stradale si definisce un angolo di inclinazione $\beta = 17^\circ$ per una altezza $H \leq 20$ m, per cui risulta:

$$S_T = 1,1$$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafico e l'accelerazione sismica al suolo vengono calcolati per la catg. C) e per la B), rispettivamente nell'area portuale e dello svincolo stradale, unitamente all'accelerazione sismica al suolo per un evento con $T_r = 475$ anni.

CLASSE ALTIMETRICA (m)	CLASSE DI INCLINAZIONE ($^\circ$)	$F_{a0,1-0,5}$	AREA DI INFLUENZA
$10 \leq H \leq 20$	$10 \leq \beta \leq 90$	1,1	$A_i = H$
$20 \leq H \leq 40$		1,2	$A_i = 3/4 * H$
$H > 40$	$10 \leq \beta \leq 20$	1,1	$A_i = 2/3 * H$
	$20 \leq \beta \leq 40$	1,2	
	$40 \leq \beta \leq 60$	1,3	
	$60 \leq \beta \leq 70$	1,2	
	$\beta > 70$	1,1	

Zona di riferimento	Catg. sottosuolo	a_g/g	S_s	S_T	a_{max}/g
Area portuale	C)	0,149	1,48	1	0,221
Area dello svincolo stradale	B)		1,20	1,1	0,197

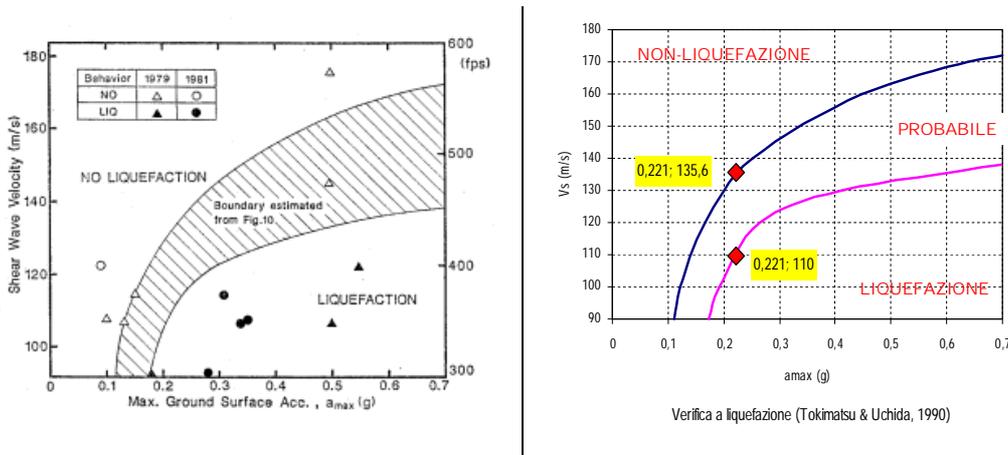
Tab. 24) Accelerazione sismica al suolo ($T_r = 475$ anni)



4.5 - STABILITÀ SISMICA DEL SITO

Nella precedente zonazione sismica del sito, in base alla sismicità e alle condizioni idro-geologiche locali, la possibilità di innesco di fenomeni di liquefazione nell'ambito dell'area portuale non è stata completamente esclusa. A questo proposito si segnala che l'indice K_g ($K_g = 15 \div 18$), stimato in base ai risultati delle prove HVSR e riferito alla liquefazione a carico del deposito sabbioso-ghiaioso, definisce un sito vulnerabile ($K_g > 10$).

Una verifica speditiva del rischio di liquefazione può essere eseguita con riferimento ai campi di pericolosità definiti da TOKIMATSU & UCHIDA (1990)³¹⁷, in funzione della accelerazione massima al suolo (a_{max}) e delle velocità sismiche V_s .



Nell'area portuale, con $a_{max}/g = 0,221$, le velocità sismiche per ricadere nel campo della liquefazione "probabile" devono risultare:

$$V_s \leq 136 \text{ m/s}$$

mentre i valori più bassi di V_s all'altezza dell'orizzonte saturo:

$$V_s \geq 265 \text{ m/s}$$

rientrano nel campo della non-liquefazione e si presentano crescenti con l'aumentare della profondità.

Per una verifica a liquefazione con criterio più rigoroso si fa riferimento al metodo empirico proposto dal Chinese Code (2009)³¹⁸ in funzione della velocità sismica critica ($V_{s_{cr}}$), come riportato da HUANG & YU (2017):

$$V_{s_{cr}} = V_{s_0} * (d_s - 0,0133 * d_s^2)^{0,25} * [1,0 - 0,185 * (d_w/d_s)] * (3/p_c)^{0,5}$$

ove: V_{s_0} rappresenta un parametro funzione del sisma di progetto su depositi sabbiosi ($V_{s_0} = 250,13 * a_{max}^{0,71}$); d_s e d_w sono la profondità media in metri rispettivamente dello strato saturo e della falda dal piano-campagna; p_c è la % di fine presente ($d \leq 0,005 \text{ mm}$), posto che con $p_c < 3 \%$ si pone sempre $p_c = 3$. Il confronto tra la velocità sismica critica ($V_{s_{cr}}$) e quella stimata in sito consente di definire lo strato liquefacibile quando:

$$V_s < V_{s_{cr}} \quad \text{0} \quad V_s / V_{s_{cr}} < 1$$

³¹⁷ TOKIMATSU K. & UCHIDA A. (1990). Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity. Soils and Foundations, 30, 2,33-42.

³¹⁸ Ministry of Construction of China (2009). Code for investigation of geotechnical engineering (GB50021-2001). Beijing, China Building Industry Press. (in Chinese).



La ricostruzione del profilo di $V_{s_{cr}}$ con la profondità, tenuto conto di $a_{max}/g = 0,221$ e cautelativamente di $p_c = 3$, dimostra in modo evidente che i valori di V_s misurati nel corso del DH 1 ricadono nel campo della non-liquefazione. Il fattore di sicurezza a liquefazione, calcolato come rapporto $V_s/V_{s_{cr}}$ risulta:

$$F_s \geq 2,6$$

valore ampiamente cautelativo, ove si tenga conto che il valore limite riportato dall'EC8 risulta $F_s = 1,25$.

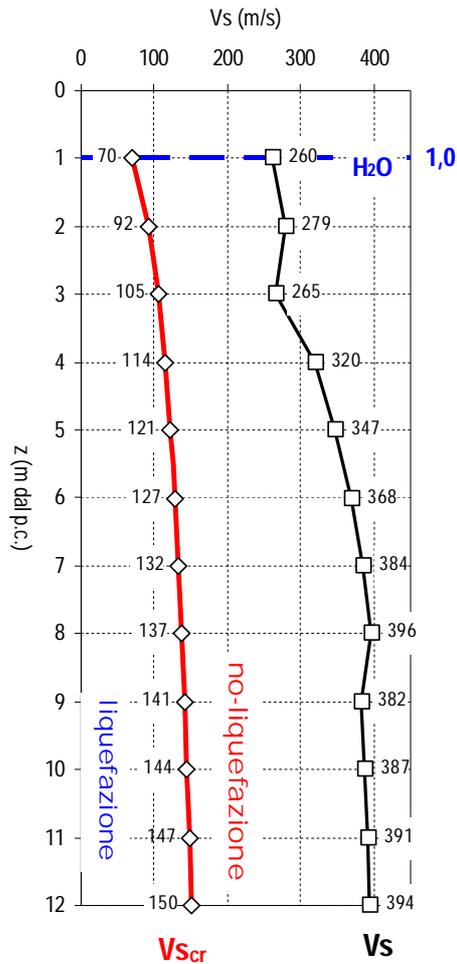


Fig. 47) Profilo della suscettibilità a liquefazione

z (m)	$F_s = V_s/V_{s_{cr}}$
1	3,7
2	3,0
3	2,5
4	2,8
5	2,9
6	2,9
7	2,9
8	2,9
9	2,7
10	2,7
11	2,7
12	2,6

Tab. 25) Fattore di sicurezza a liquefazione



5 – MODELLO GEOLOGICO-TECNICO E SISMICO E CONCLUSIONI

La sintesi dei dati necessari e sufficienti per la caratterizzazione del volume significativo di sottosuolo rispetto alle opere e alle zone in progetto (area portuale; area dello svincolo stradale) viene rappresentata nell'allegato *modello geologico-tecnico e sismico* del sito, ove risultano evidenziati il profilo geologico e geotecnico locale e i principali dati geotecnici (valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici) e sismici (parametri di pericolosità sismica locale).

Messina, luglio 2019

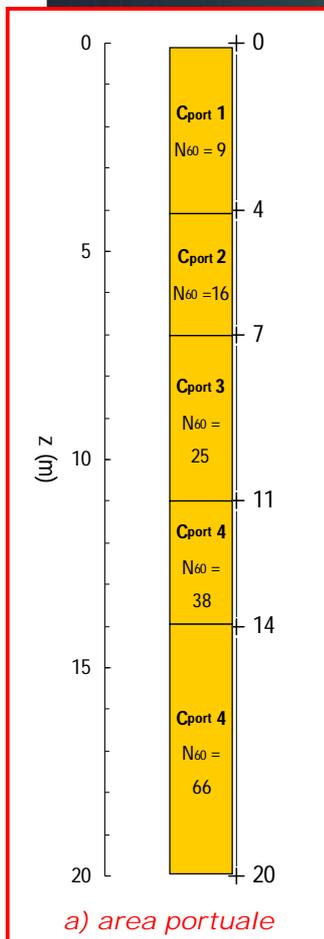
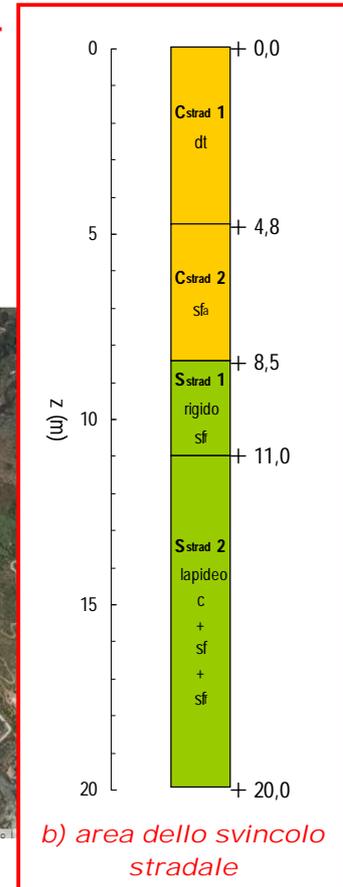




Fig. 48) Modello geologico-tecnico e sismico del sito

Legenda: a) area portuale con orizzonti sabbiosi/gliaiosi del deposito costiero distinti in base a N_{60} . b) area dello svincolo stradale con orizzonti distinti in base alle caratteristiche litologiche [dt = detrito; sf = facies metamorfica, alterata (a) e fratturata (f); c = facies carbonatica] e alla rigidità (rigido, lapideo)

Orizzonte sismico e lito-tecnico	TERRENI DI COPERTURA		TERRENI DI SUBSTRATO	
	AREA DELLO SVINCOLO STRADALE			
Parametro geotecnico	C _{strad} 1)	C _{strad} 2)	S _{strad} 1) (rigido)	S _{strad} 2) (lapideo)
$\gamma_k = \gamma_n$ (kN/m ³)	20,0	20,0	20,0	20,0
$\phi'k$ (°)	26	30	28	30
c'k (kPa)	10		133	181
Edk(MPa)	42	73	1.080	1.383



Orizzonte sismico e lito-tecnico	TERRENI DI COPERTURA				
	AREA PORTUALE				
Parametro geotecnico	C _{port} 1)	C _{port} 2)	C _{port} 3)	C _{port} 4)	C _{port} 5)
$\gamma_k = \gamma_n$ (kN/m ³)	19,0	20,0	20,0	20,0	20,0
$\phi'k$ (°)	26	28	29	30	31
c'k (kPa)	~ 0				
Ek (MPa)	41	56	66	74	84

Profilo	a_g (475) (g)	PGD (cm)	H _{bed} (m)	Vs ₃₀ (m/s)	Catg. sottosuolo	S _s	S _T	a_{max} (g)	INST.	LIQ.	FAC.	CED.
a	0,149	4,5	> 30	401	C)	1,48	1,0	0,221	Assente	Assente (Fs≥2,6)	Assente	Assente
b		2,9	< 30	342	B)	1,20	1,1	0,197				

Parametri di risposta sismica locale

Instabilità cosismiche

a) area portuale

b) area dello svincolo stradale