



COMUNE DI CATANZARO

PROGETTAZIONE



Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)
www.fm-ingegneria-com
fm@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711
fax 041-4355933



Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)
www.fm-ingegneria-com
divisioneimpianti@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711
fax 041-4355933



Napoli
Via Filangieri, 11
sispi.ced@sispinet.it

tel. +39 081 412641



80131 Napoli
Viale DEGLI ASTRONAUTI, 8
amministrazione@giaconsulting.it

tel. +39 081 0383761

PROGETTO

COMUNE DI CATANZARO
LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE
INTERNE DEL PORTO DI CATANZARO MARINA

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

DISCIPLINA

GEOTECNICA

TITOLO

A - PARTE GENERALE
Relazione Geotecnica

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.

ELABORATO N.

A31

DATA: 22/07/2019	SCALA: -	FILE: 1259_A31_0.doc	J.N. 1259/19
PROGETTO A. Bortoluzzi	DISEGNO A. Bortoluzzi	VERIFICA R. Bullo	APPROVAZIONE T. Tassi

1 INDICE

1	INDICE	2
2	PREMESSA.....	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	5
3.2	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE.....	5
3.3	RACCOMANDAZIONI.....	5
4	TESTI DI RIFERIMENTO.....	6
5	INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO.....	7
6	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE.....	9
7	CARATTERIZZAZIONE DEI DEPOSITI SUPERFICIALI.....	10
7.1	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH) E PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (SPT)	10
	7.1.1 <i>Correlazione con N_{spt}</i>	10
7.2	PROPRIETÀ MECCANICHE	12
7.3	PROPRIETÀ DEFORMATIVE.....	14
	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA.....	16
7.4	VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO	16
7.5	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO	17
7.6	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	18
7.7	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	19
7.8	PARAMETRI SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE	20
8	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	22

2 PREMESSA

Il presente documento è redatto nell'ambito del progetto definitivo "Porto di Catanzaro Marina – Lavori di completamento delle opere interne portuali in conformità al P.R.P.". L'ambito di intervento si trova nella porzione di porto a sud di Lungomare Stefano Pugliese.

L'intervento in oggetto prevede il completamento della banchina di riva attrezzata con gli impianti ed i servizi di banchina, la collocazione di pontili galleggianti per l'ormeggio delle imbarcazioni de diporto, la creazione della darsena per i pescherecci, la realizzazione di una paratia di pali posti a sostegno della via Marina, la realizzazione dell'edilizia portuale e la creazione di un secondo accesso lato molo di sopraflutto.



Figura 1 - Vista aerea dell'ubicazione dell'area di intervento.

Il documento riporta:

- inquadramento geologico geomorfologico dell'area;
- descrizione campagna di indagini geognostiche effettuate nell'area di intervento per la caratterizzazione geotecnica e sismica del terreno;
- rielaborazione risultati delle indagini e definizione del modello geotecnico di riferimento;

Per quanto riguarda la caratterizzazione delle zone d'interesse si fa riferimento ai risultati delle campagne di indagini svolte nell'aprile 2014, nell'aprile 2000 e nel luglio 2019:

Aprile 2000
(Impresa Dott. Angelo Sicilia)

6 sondaggi geognostici con 104
prove SPT in foro

Aprile 2014
(GeoSGRO' – Servizi per la
geologia)

3 prove DPSH
2 prove geofisiche tipo MASW
1 misura HVSr

Luglio 2019
(GIA Consulting)

3 prove geofisiche tipo MASW
2 stendimenti sismici a rifrazione

La zona d'interesse è sita nella zona litoranea del Comune di Catanzaro in località Casciolino. Le coordinate geografiche che individuano il sito di progetto sono lat. 38.83° e long. 16.63°. Le quote dell'attuale piano campagna variano tra +4 e +0 m slm.

L'area di imposta della nuova struttura è caratterizzata in affioramento da depositi costituiti principalmente da sabbie grossolane ghiaiose per una profondità di circa 4.50 m. Tali depositi presentano un grado di addensamento variabile tra addensato e molto addensato con caratteristiche geotecniche complessivamente buone (Nspt variabile tra 50 e 70). Al di sotto di tale strato è presente uno strato molto potente di sabbie fini di colore grigio limosa ghiaiosa con buone caratteristiche geotecniche e valori di Nspt variabili tra 50 e 80 colpi. È poi presente in quasi tutti i sondaggi a profondità differenti uno strato di riempimento artificiale con blocchi e rocce di varia natura cementati tra loro.

La falda è stata riscontrata ad una quota variabile tra +0.0 m slmm a -2.5 m slmm

Sondaggio	Falda		Riempimento artificiale cementato	
	Quota (m)	s.l.m.	Quota (m)	Quota dal p.c.
S1	-2.0	-4.50	-5.00÷-7.00	7.50÷9.50
S2	-1.5	-5.50	-	-
S3	-5.0	-6.50	-1.10÷-1.50	2.60÷3.0
S4	0	-4.50	4.50÷-4.50	0.00÷9.00
S5	-2.5	-4.50	-3.50÷-6.50	6.00÷9.00
S6	0	-0.50	-1.50÷-4.00	2.00÷4.50

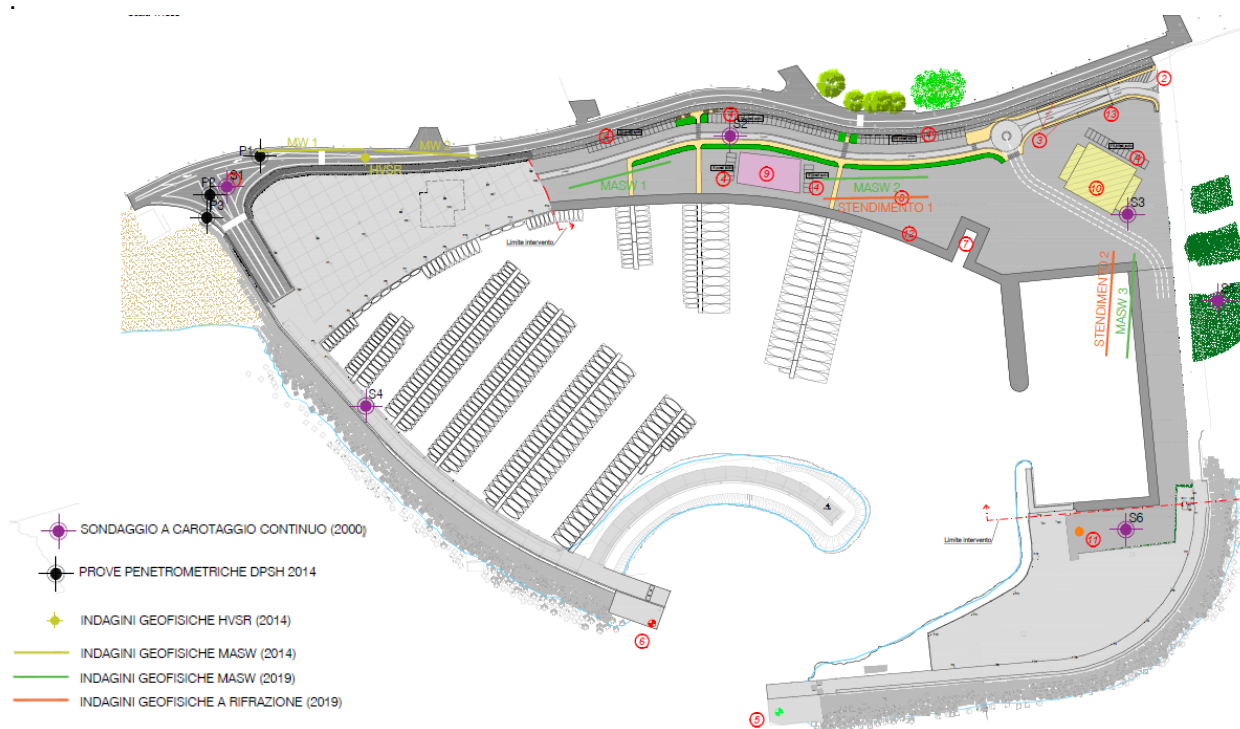


Figura 2 Planimetria con indicazione delle indagini effettuate.

L'area investigata ha mostrato una elevata omogeneità ed uniformità: tutti i sondaggi geognostici hanno evidenziato la presenza di una formazione sabbiosa leggermente limosa inglobante ghiaie e ciottoli poligenici.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- [1] D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- [2] Circ. Min. LL. PP. n°7 21.01.2019 Istruzioni per l'applicazione delle " Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

3.2 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- [1] UNI EN 1992-1-1 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- [2] UNI EN 1993-1-1 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- [3] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- [4] UNI EN 1998-5 - Eurocodice 8 –: - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”

3.3 RACCOMANDAZIONI

- [1] Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- [2] Associazione Geotecnica Italiana (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.
- [3] Associazione Geotecnica Italiana (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.
- [4] Raccomandazioni A.I.C.A.P. (2012) “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

4 TESTI DI RIFERIMENTO

Si riportano di seguito i testi di riferimento:

- [10] C. Viggiani – Fondazioni, 1999, Hevelius
- [11] J. E. Bowles – Fondazioni Progetto e Analisi, 1991 McGraw libri Italia
- [12] P. Colombo, Francesco Colleselli – Elementi di Geotecnica, 1996 Zanichelli
- [13] R. Lancellotta – Geotecnica, 2008 Zanichelli R. Lancellotta j. Calavera – Fondazioni, 1999 McGraw Hill
- [14] R. Nova – Fondamenti di Meccanica delle Terre, 2002 McGraw Hill
- [15] R. Sansoni – Pali e fondazioni su pali, 1988 Hoepli
- [16] M. Favaretti A. Mazzucato – Prove Geotecniche di Laboratorio, 1987 Cleup Editore
- [17] C. Cestelli Guidi – Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, 1980 Hoepli
- [18] F. Cestari – Prove geotecniche in sito, 1990-205 Geograph
- [19] K. Terzaghi R.B. Peck – Soil Mechanics in Engineering Practice, 1967 Wiley
- [20] Poulos H.G. Davis E.H. – Analisi e Progettazione di Fondazioni su Pali, 1987 Dario Flacovio.
- [21] Ezio Faccioli, Roberto Paolucci - Elementi di sismologia applicata all'ingegneria.

5 INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

L'intera area è stata oggetto di tre differenti campagne di indagini geognostiche, con diverse finalità e caratteristiche.

L'impresa Dott. Angelo Sicilia eseguì nel maggio 2000 sei sondaggi geognostici geotecnici condotti a carotaggio continuo spinti ad una profondità compresa tra 40 e 63.0 m dal p.c. All'interno dei fori di sondaggio sono state effettuate 106 prove penetrometriche dinamiche SPT utili per la caratterizzazione meccanica dei livelli indagati e sono stati installati 6 piezometri per la rilevazione della falda. Tutti i sondaggi, ad eccezione del sondaggio S2 hanno individuato uno strato di riempimento artificiale costituito da blocchi e rocce cementate.

La società GeoSGRÒ del Dott. Geol. Stefano Sgrò ha eseguito nell'aprile 2014 tre prove penetrometriche dinamiche continue superpesanti (DPSH) per la caratterizzazione superficiale dell'area interessata dall'ampliamento Ovest del porto turistico di Catanzaro. Tali prove non ricadono all'interno dell'area di progetto ma vengono comunque tenute in conto per la definizione del modello geotecnico. La relazione geologica a corredo, a firma del Dott. Geol. Ceravolo Ezio, riporta poi che il materiale di riporto cementato rilevato dai sondaggi del maggio 2000 appartiene ad una formazione litoide indicata come "Beach Rock" e che rappresenta il risultato di un evento climatico in cui particolari condizioni climatiche di temperature, pressione e chimismo delle acque circolanti hanno fatto precipitare del cemento calcareo tale da creare uno strato a consistenza litoide. Il Geol. Ceravolo sostiene poi che la falda risulterebbe parzialmente confinata al di sotto dello strato cementato supposto continuo in tutta l'area.

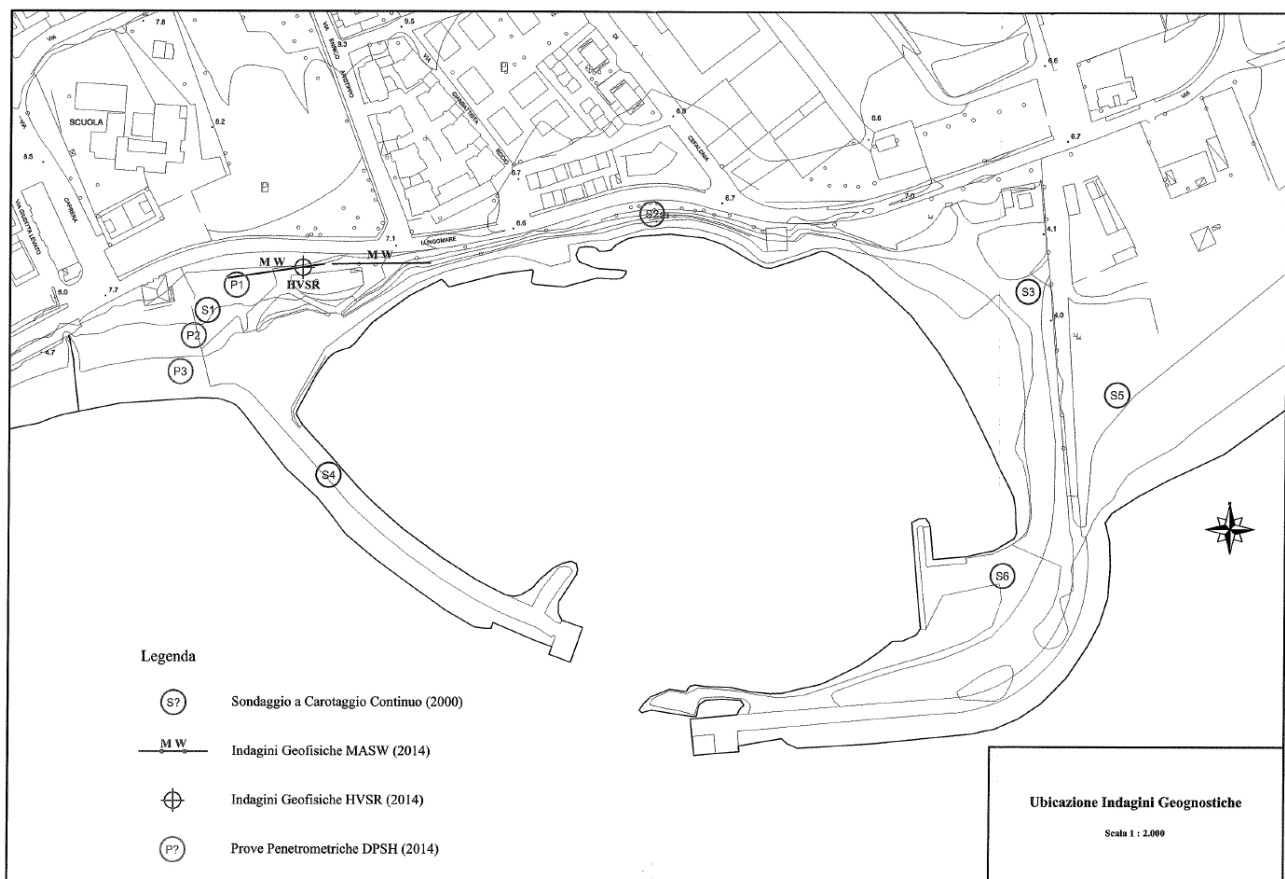


Figura 3 Planimetria indagini pregresse.

Sono poi stati realizzati anche 2 profili di tipo MASW e una misura HVSr che hanno permesso di definire il parametro $V_{s,30}$ e la profondità del bedrock.

Numero strato	1	2	3	4	5
Velocità onde S: V_s (m/s)	175	631	209	350	419
Spessore medio sismo strato: h (m)	8.5	1.9	2.9	11.5	∞
Velocità onde P: V_p (m/s)	632	1132	515	934	832
Densità: ρ (gr/cm ³)	1.94	2.08	1.89	2.04	2.01
Modulo di Poisson: ν	0.46	0.27	0.40	0.42	0.33
Mod. di rigidezza al taglio: G_0 (MPa)	60	830	83	250	353
Modulo di Bulk: K (MPa)	697	1564	392	1445	921
Modulo di Young's: E_d (MPa)	174	2115	232	708	938
Costante di Lamè: η (MPa)	657	1011	337	1278	685
Vs30 (m/s)	271				

Masw 1

Numero strato	1	2	3	4	5
Velocità onde S: V_s (m/s)	170	627	213	348	421
Spessore medio sismo strato: h (m)	8.5	2.0	3.2	13.0	∞
Velocità onde P: V_p (m/s)	631	1095	531	921	833
Densità: ρ (gr/cm ³)	1.94	2.08	1.90	2.03	2.01
Modulo di Poisson: ν	0.46	0.26	0.40	0.42	0.33
Mod. di rigidezza al taglio: G_0 (MPa)	56	816	86	246	356
Modulo di Bulk: K (MPa)	699	1401	421	1397	920
Modulo di Young's: E_d (MPa)	164	2050	242	698	946
Costante di Lamè: η (MPa)	661	857	363	1233	682
Vs30 (m/s)	265				

Masw 2

Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	Mod. Poisson ν	V_s [m/s]
1	0	8.5	18.5	0.46	175
2	8.5	2	22.5	0.27	630
3	10.5	3	22.0	0.40	210
4	13.5	12	22.0	0.40	350
5	25.5	25	22.0	0.33	420
6	50.5	40	22.0	0.33	400
7	90.5	100	21.0	0.30	500
8	190.5	100	22.0	0.28	650
9	290.5	20	22.0	0.25	800

HVSR 1

La società G.I.A. Consulting Srl ha poi effettuato nel Luglio 2019 tre indagini geofisiche tipo MASW e due indagini sismiche a rifrazione volte alla maggiore caratterizzazione del sottosuolo.



Figura 4 Ubicazione degli stendimenti MASW.



Figura 5 Ubicazione degli stendimenti sismica.

6 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

Le indagini eseguite hanno messo in evidenza la presenza, su tutta l'area indagata, di depositi di natura granulare costituiti principalmente sabbie con intercalazioni ghiaiose e limose.

Dalla superficie e fino alla profondità di circa 4.50 m da p.c. i sedimenti sono costituiti da sabbia grossolana ghiaiosa aventi discrete caratteristiche geotecniche molto buone. Le prove Nspt hanno dato valori variabili tra 50 e 70 e quindi un grado di addensamento da denso a molto denso. La campagna di indagine risalente al 2000 ha evidenziato la presenza di uno strato di riporto cementato a differenti profondità e con spessori variabili da 0.40 m a 2.5 m. Sotto la prima coltre granulare si individua un secondo strato di sabbie a grana fine leggermente limosa aventi caratteristiche geotecniche molto buone (i valori di Nspt vanno da 50 a 80).

La stratigrafia viene poi confermata dalle prove geofisiche realizzate da GIA Consulting.

7 CARATTERIZZAZIONE DEI DEPOSITI SUPERFICIALI

7.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH) E PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (SPT)

Nell'area del porto turistico di Catanzaro sono state eseguite 104 prove Nspt all'interno di 6 fori di sondaggio e 3 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro pesante, rispettivamente nel 2000 e nel 2014. Tali prove hanno permesso di investigare profondità fino a circa 10,0 metri dal piano campagna in ragione del raggiungimento degli strati più addensati di matrice sabbiosa ghiaiosa a pezzatura maggiore.

La prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica metallica, collegata ad un'asta di acciaio prolungabile con l'aggiunta di successive aste, di dimensioni standard, infissa verticalmente nel terreno per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso. Le informazioni fornite dalla prova sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione. Si contano il numero di colpi necessari alla penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita. Le caratteristiche dell'attrezzatura e le modalità esecutive sono state standardizzate nelle procedure internazionali di riferimento elaborate dall'ISSMFE che contempla ben quattro tipi di penetrometro sulla base della massa del maglio (vedi Tabella 1).

TIPO	SIGLA DI RIFERIMENTO	MASSA BATTENTE (kg)
Leggero	DPL (Light)	M≤10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super Pesante	DPSH (Super Heavy)	M≥60

Tabella 1 Caratteristiche dei penetrometri dinamici

Per il cantiere in oggetto si è utilizzato un penetrometro con le seguenti caratteristiche:

MASSA BATTENTE	M	63.5 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	75 cm
MASSA SISTEMA BATTUTA	Ms	36.5 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	50.5 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	20 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α	60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	1 m
PESO ASTE	P1	6.00 kg
AVANZAMENTO PUNTA	δ	0.20
NUMERO COLPI PUNTA	N(20)	Relativo ad un avanzamento di 20 cm
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	$Q = (MH)/(A \delta)$	238 kJ/m ²

7.1.1 Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del

numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}.

Il passaggio viene dato da: $N_{SPT} = \beta_t N$

Dove: $\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}} = 1.521$

In cui Q è l'energia specifica per colpo della prova DPSH e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT, che è pari a 7.83 kg/cm².

I valori del numero di colpi N_{spt} ricavati attraverso le correlazioni delle prove effettuate vengono riassunti nelle seguenti tabelle. Si riportano anche i valori di N_{spt} ricavati all'interno dei sondaggi a carotaggio continuo.

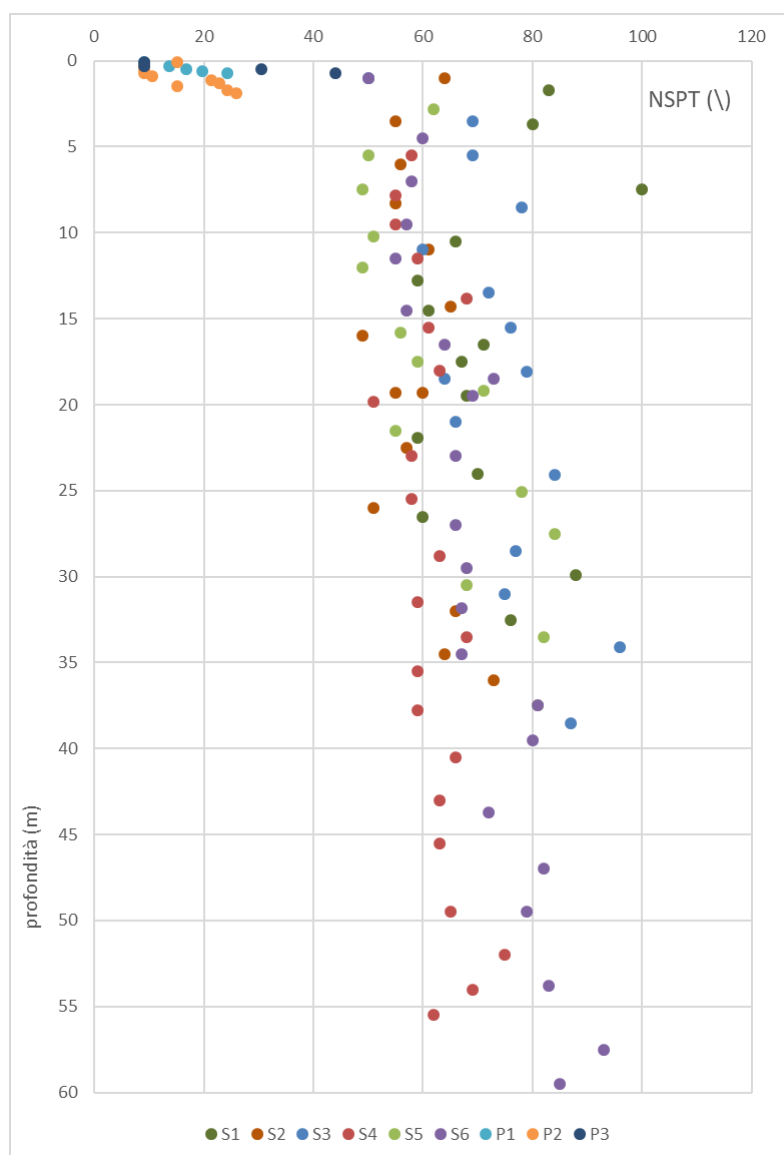


Figura 6 Valori di N_{pst} al variare della profondità

Asilo

7.2 PROPRIETÀ MECCANICHE

La resistenza a taglio degli orizzonti granulari è stata ricavata dalla rielaborazione delle prove penetrometriche DPSH e SPT. Per le formazioni granulari, l'angolo d'attrito (φ) è stato determinato mediando i valori ottenuti attraverso le correlazioni empiriche di vari autori quali: Shioi Fukuni, Japan Road Association (1990), De Mello (1971), Owasaki & Iwasaki, Sowers (1961), Peck Hanson e Tornburn, e Meyerof (1965). La tabella seguente riporta le correlazioni tra φ , NSPT e DR utilizzate.

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Shoi & Fukuni Road Bridge Specification	$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$	Sabbie fini o limose
Japanese National Railway	$\varphi = 27 + 0,3 \cdot N_{spt}$	Da sabbie medio-grosse fino a sabbie ghiaiose
De Mello	$\varphi = 19 - 0,38 \cdot \sigma'_v + 8,73 \cdot \log(N_{spt})$ $\sigma'_v [kg/cm^2]$	Sabbie in genere
Owasaki & Iwasaki	$\varphi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15$	Sabbie da medie a grossolane fino a debolmente ghiaiose
Sowers (1961)	$\varphi = 28 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Peck-Hanson & Tornburn	$\varphi = 27,2 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Meyehof (1965)	(<5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46 \cdot N_{spt} - 0,004 \cdot N_{spt}^2$ (>5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46 \cdot N_{spt} - 0,006 \cdot N_{spt}^2$	Per sabbie in genere

Tabella 2 Correlazioni empiriche tra N_{spt} e angolo d'attrito.

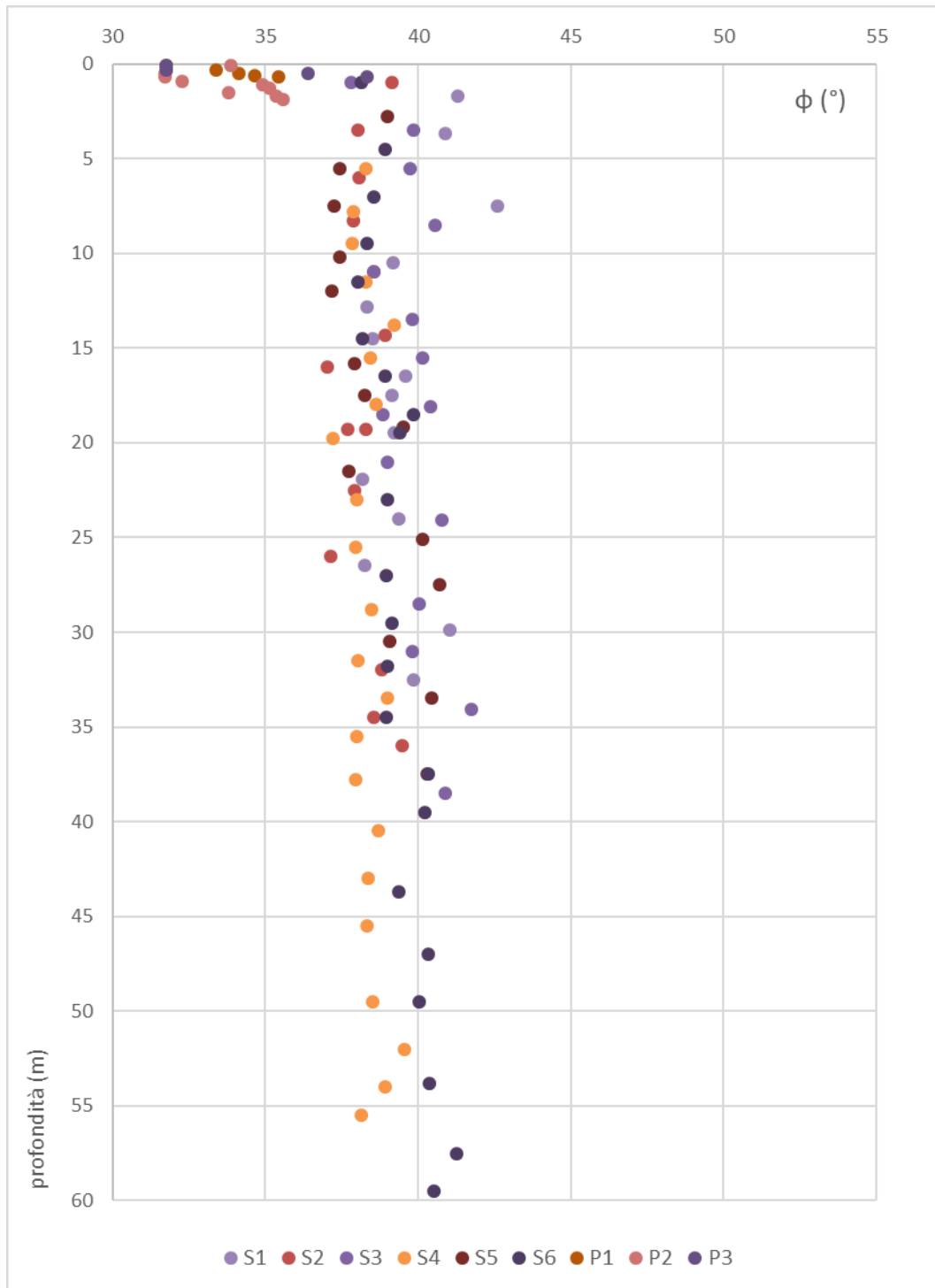


Figura 7 Angolo di attrito ϕ rispetto alla profondità.

7.3 PROPRIETÀ DEFORMATIVE

Per le formazioni granulari, il modulo di elasticità (E) è stato determinato sulla base dei risultati delle prove DPSH mediando i valori ottenuti con la teoria di Jamiolkowski et al. (1988), e quelli ottenuti attraverso le correlazioni proposte da Schultze & Menzebach (1961) e Schemertmann.

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Schultze & Menzebach (1961)	$E(\text{kg/cm}^2) = 5,27 \cdot N_{\text{SPT}} + 76$	Per Sabbia sotto falda
Jamiolkowski (1988)	$E(\text{kg/cm}^2) = (10,5 - 3,5 \cdot D_R) \cdot N_{\text{SPT}}$	
Schemertmann	$E(\text{kg/cm}^2) = 2 \cdot B \cdot N_{\text{SPT}}$ B = 4 (sabbia fine) B = 6 (sabbia media) B = 10 (sabbia grossolana)	Sabbie in genere

Tabella 3. Correlazioni empiriche dirette $N_{\text{SPT}}-E$ proposte in letteratura

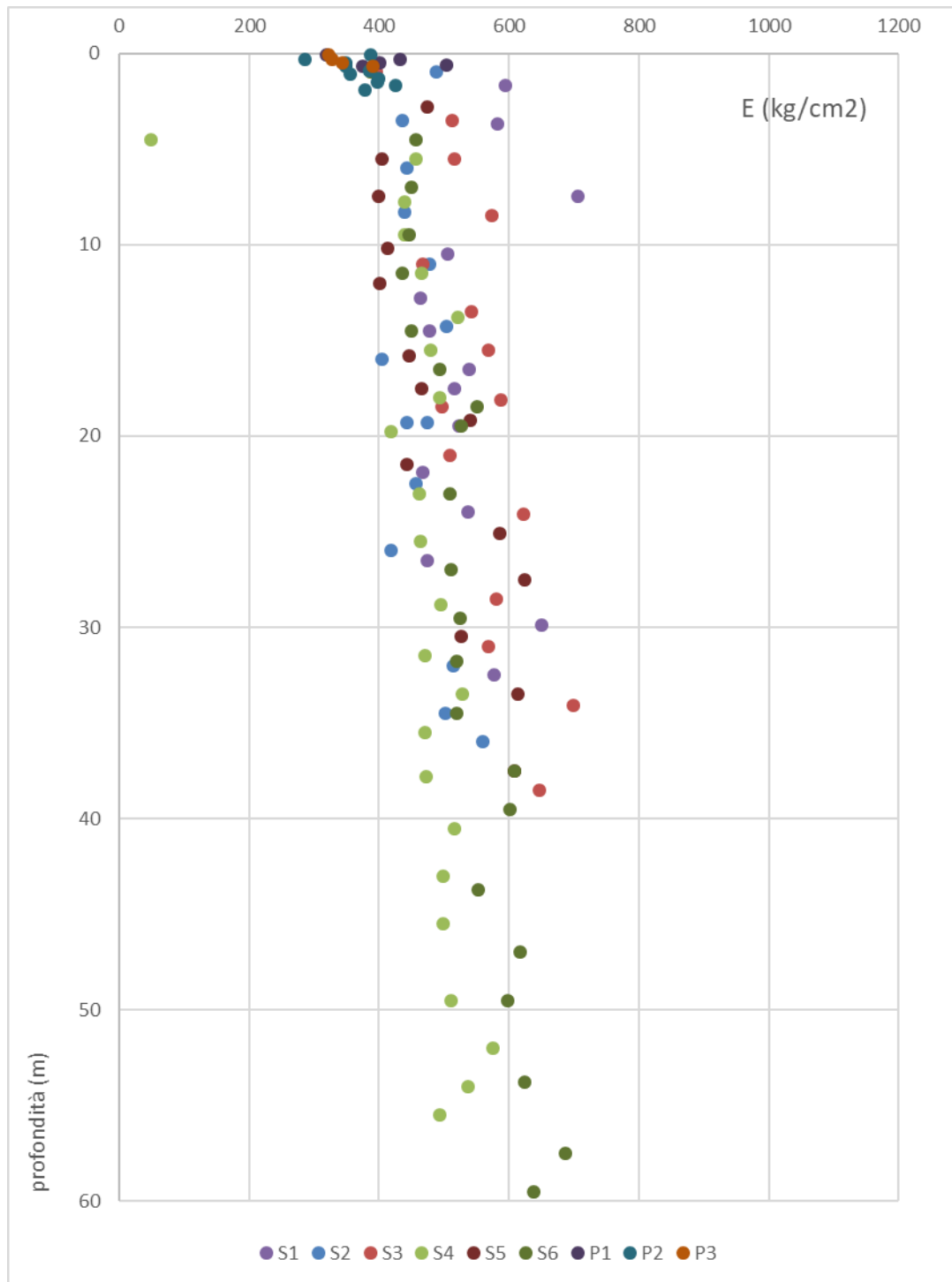


Figura 8 Modulo di Young rispetto alla profondità.

AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA

7.4 VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO

Il progetto degli edifici e del parcheggio interrato è realizzato nel rispetto del Decreto Ministeriale 17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni", il quale prescrive di esplicitare la scelta di Vita Nominale e Classe d'Uso delle opere, la quale deve essere effettuata di concerto con il Committente.

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, ed è correlata alla "Tipologia dell'opera". La classe d'uso delle opere individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. La Normativa suddivide gli edifici in quattro categorie.

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Nel caso in esame, di concerto con il Committente per il calcolo delle azioni sismiche si assume:

- ✓ Vita Nominale: $V_N = 50$ anni
- ✓ Classe d'uso: Classe III – $C_U = 1,5$
- ✓ Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75 anni

7.5 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{V_R}) \quad [3.2.0]$$

Nel caso in esame si ottengono i seguenti periodi di ritorno:

V_N	50	anni
C_U	1.5	anni
V_R	75	anni
		T_R (anni)
SLO	81%	45
SLD	63%	75
SLV	10%	712
SLC	5%	1462

7.6 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

L'identificazione della categoria di sottosuolo, in accordo alla normativa di riferimento NTC 2018, è stata effettuata in base ai valori della velocità equivalente ($V_{S,30}$) delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità e sulla base dell'interpretazione delle indagini in sito dirette e indirette.

La categoria risultante nell'area in esame è di **tipo C** avendo ottenuto dalle prove geofisiche dei valori di V_{s30} variabile tra 279 m/s e 320 m/s

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

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

Si riportano i risultati delle prove geofisiche MASW.

7.7 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

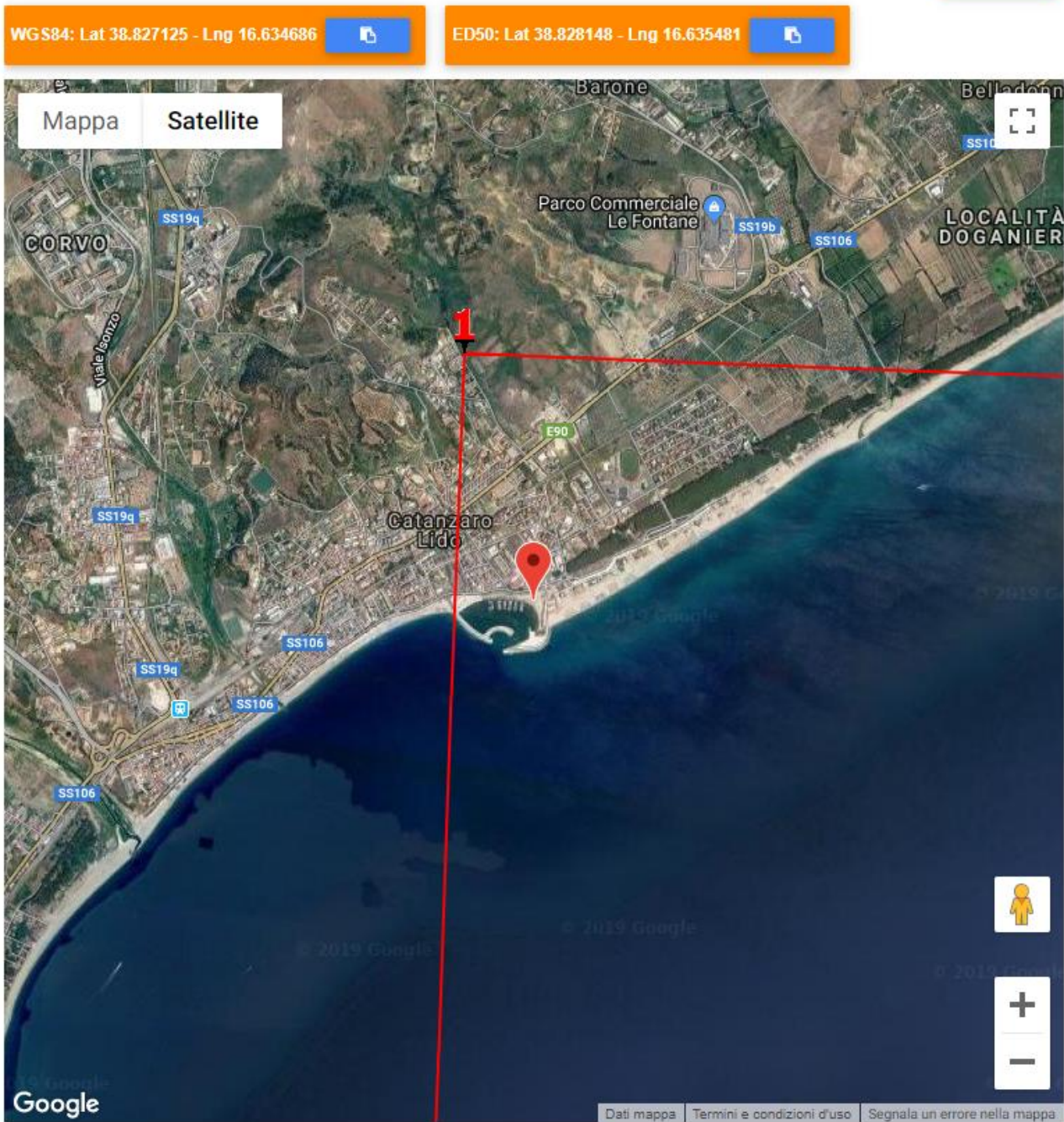
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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

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

Nel caso in esame l'area appartiene ad una categoria topografica T1 ($i \leq 15^\circ$)

7.8 PARAMETRI SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE

L'area oggetto di intervento si trova in comune di Trieste. La posizione che corrisponde all'incirca al baricentro delle strutture presenta le seguenti coordinate: Latitudine: 45.66°, Longitudine: 13.77°.



Si riporta la determinazione dei parametri sismici di progetto (<https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>)

- Categoria terreno NTC 2018 tipo "C"
- $V_n = 50$ anni
- Classe d'uso III $\Rightarrow C_u = 1.5$
- Periodo di riferimento $V_r = V_n \times C_u = 75$ anni

- Categoria Topografica T1

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.056	2.350	0.279
Danno (SLD)	50	0.073	2.328	0.308
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.210	2.420	0.371
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.279	2.437	0.391
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo Muri di sostegno NTC 2008

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1 us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo A

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.011	0.015	0.065	0.087
kv	0.006	0.007	0.032	0.043
Amax [m/s ²]	0.549	0.719	2.055	2.739
Beta	0.200	0.200	0.310	0.310

8 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sulla base dei risultati delle prove in sito presentati nei paragrafi precedenti, si assume per l'analisi e la verifica delle opere di progetto il seguente modello geotecnico:

MODELLO GEOTECNICO							
N. Strato	Da (m da p.c.)	A (m da p.c.)	Descrizione Strato	γ_k [kN/m ³]	ϕ_k	Cu (kPa)	$E_{k \text{ operativo}}$ [kPa]
1	0	4.50	Sabbia grossolona ghiaiosa	19	34-39	0	25000-45000
2	4.5	30.	Sabbie limose ghiaiose	19	37-40	0	40000-60000

La falda è stata considerata a favore di sicurezza coincidente con il livello medio mare.