



CITTA' METROPOLITANA DI MESSINA

3[^] Direzione – Viabilità Metropolitana

PROGETTO ESECUTIVO

(Art. 23 Comma 8 D. Lgs. 18 aprile 2016 N° 50)

MASTERPLAN - Patto per lo sviluppo della Città Metropolitana di Messina

Lavori di ricostruzione del piano viabile e consolidamento strutturale della scarpata di valle al km 4+500 sulla S. P. 160 di San Marco d'Alunzio.

CUP: B77H17000430001

Elaborati:

- | | |
|--|--|
| <ol style="list-style-type: none">1. RELAZIONE TECNICA2. RELAZIONE GEOLOGICA E INDAGINI3. ELABORATI GRAFICI4. ANALISI PREZZI5. ELENCO PREZZI6. COMPUTO METRICO E QUADRO ECONOMICO | <ol style="list-style-type: none">7. ELABORATI DI CALCOLO8. STIMA COSTI DI SICUREZZA AZIENDALE9. TEMPI DI ESECUZIONE10. CAPITOLATO SPECIALE D'APPALTO11. PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO12. PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA |
|--|--|

Messina, li 18 gennaio 2021

I PROGETTISTI:

Ing. Rosario BONANNO

Geom. Carmelo MANGANO

Geom. Antonino LETIZIA

APPROVAZIONI:

VALIDAZIONE in data : 28/04/2021

IL R.U.P. ing. Giovanni LENTINI

Approvazione in linea tecnica del R.U.P. ai sensi dell'art. 5, comma 3 L. R. N° 12/2011

PARERE N° 25 del 28/04/2021

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

ing. Giovanni LENTINI



CITTÀ METROPOLITANA DI MESSINA - SERVIZIO GEOLOGICO



CITTÀ METROPOLITANA DI MESSINA

IV DIREZIONE "SERVIZI TECNICI GENERALI"
SERVIZIO GEOLOGICO

RELAZIONE GEOLOGICA

"Lavori di ricostruzione del piano viabile
e consolidamento strutturale della scarpata di valle
al Km 4+500 sulla S.P. n. 160 di San Marco d'Alunzio"

Messina, dic. 2020

Il Resp. "Servizio Geologico"
(Dott. Geol. F. Roccaforte)



INDICE

1 - PREMESSA	PAG. 4
2 - GEOLOGIA E CARATTERISTICHE LITO-STRATIGRAFICHE	6
3 - GEOMORFOLOGIA E DISSESTI	9
4 - RISULTATI INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITU	11
5 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E GEOMECCANICHE	12
5.1 - TERRENI DI COPERTURA	13
5.2 - TERRENI DI SUBSTRATO	16
5.3 - PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	18
6 - CARATTERISTICHE GEO-SISMICHE	19
6.1 - SISMICITÀ STORICA E PERICOLOSITÀ SISMICA	19
7 - CONCLUSIONI	22



FIGURE PRINCIPALI

1) INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO	PAG. 4
2) INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO DEL SITO	5
3) CARTA GEOLOGICO-STRUTTURALE SCHEMATICA	6
4) CARTA E SEZIONE GEOLOGICA	7
5) CARTA DEI DISSESTI	8
6) CARTA DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITU	12
7) RISULTATI INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITU	10
8) PROFILO STRATIGRAFICO-GEOTECNICO SINTETICO	11
9) CARTE SISMICHE	19
10) MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	20
11) PROFILO SISMICO PER IL CALCOLO DI $V_{s_{eq}}$	21
12) CATEGORIE DI SOTTOSUOLO (NTC 2018)	21
13) MODELLO GEOLOGICO-TECNICO E SISMICO DEL SOTTOSUOLO	22

1- PREMESSA

La presente relazione è stata redatta a supporto della progettazione definitiva-esecutiva dei “Lavori di ricostruzione del piano viabile e consolidamento strutturale della scarpata di valle al Km 4+500 sulla S.P. n. 160 di San Marco d’Alunzio”, tenendo conto della campagna di indagini geognostiche eseguite dalla Ditta Geoproject srl, i cui risultati sono riportati nel relativo report.



**Fig. 1) Inquadramento geografico del sito
(lat. 38,080279; long. 14,692805)**

Per l'inquadramento geografico del sito si fa riferimento alla mappa satellitare (<https://maps.google.it/>) con le coordinate geografiche in gradi sessadecimali e nel sistema di riferimento ED50, mentre per l'inquadramento topografico si riporta lo stralcio della CTR – Sez. 599090 con localizzato il sondaggio geognostico eseguito, attrezzato per la prova sismica *Down-Hole*.

La normativa tecnica di settore vigente è rappresentata dal D.M. 17/01/2018¹ (in seguito NTC-2018), aggiornamento del precedente D.M. 14/01/2008² (NTC-2008), e dalla relativa circolare applicativa (Circ. C.S.LL.PP. n. 7/2019)³. 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*)⁴, 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.), tra cui risultano di particolare interesse le Linee Guida AGI (2005)⁵, gli atti del POLITECNICO DI TORINO (2018)⁶, gli indirizzi per la microzonazione sismica (GdL_MS, 2008)⁷ e linee guida di aggiornamento per le instabilità cosismiche (CT_MS, 2015⁸; 2017.a⁹; 2017.b¹⁰).

¹ D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”. GURI n. 42 del 20/02/2018, suppl. ord. N. 8.

² D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni. GURI n. 29 del 04/02/2008, suppl. ord. N. 30.

³ 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.

⁴ 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.

⁵ AGI (2005). Linee Guida AGI: aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche. Patron Ed., Bologna.

⁶ 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).

⁷ 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).

⁸ 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.

⁹ 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.

¹⁰ 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.

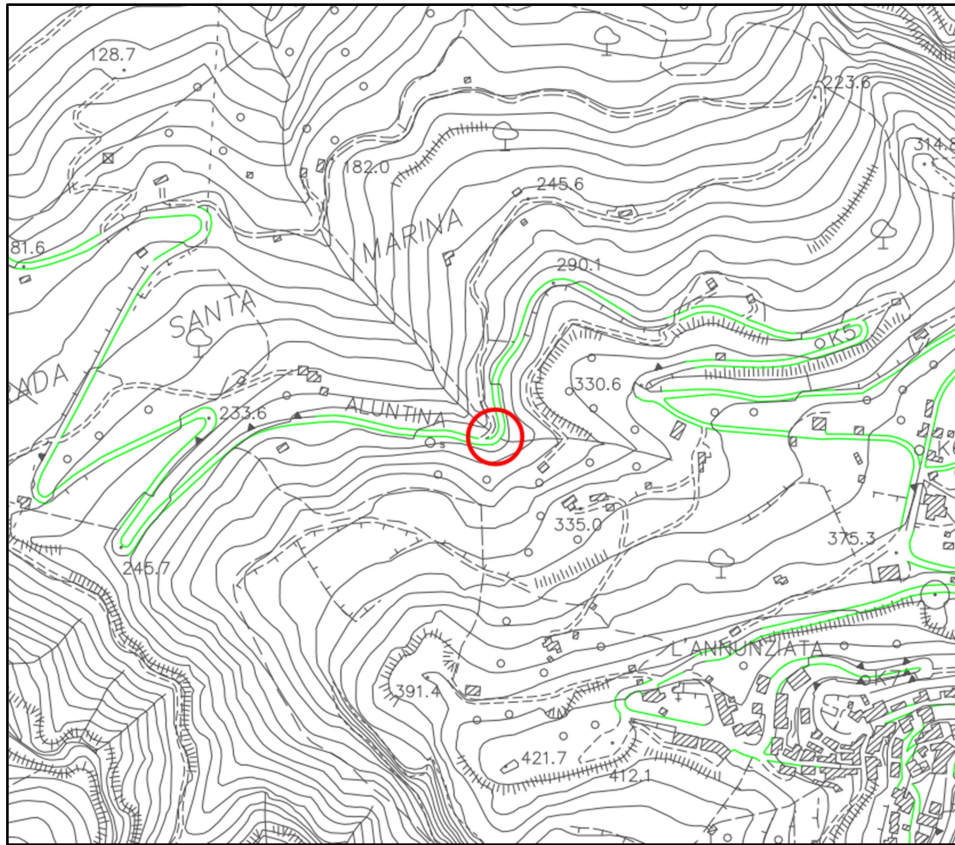
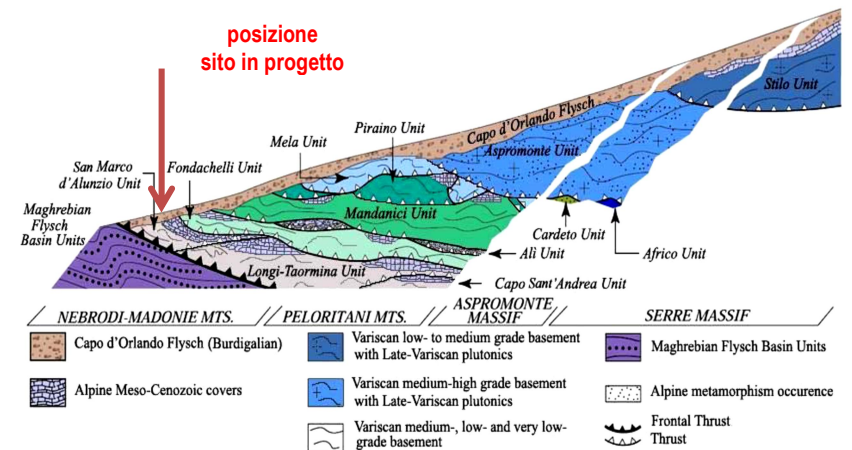


Fig. 2) Inquadramento topografico del sito
(CTR Sez. 599090)

olistoliti sia di basamento che di coperture sedimentarie di enormi dimensioni, equivalente alla *Formazione di Stilo - Capo d'Orlando*, istituita da BONARDI et al. (1980)¹³, che non utilizzano il termine *flysch* o *molassa*, in quanto giudicato inadeguato a caratterizzare una formazione postorogena rispetto ad alcune fasi tettoniche e preorogena rispetto ad altre.

2- GEOLOGIA E CARATTERISTICHE LITO-STRATIGRAFICHE

La zona di S. Marco d'Alunzio ricade in una regione geologicamente e strutturalmente complessa, ove si osservano le superfici di sovrascorrimento delle unità "calabridi" (Unità di S. Marco d'Alunzio sull'Unità di Taormina), sovrastanti le unità "sicilidi" o "appenninico-maghebidi", costituite dall'Unità delle Argille Scagliose Superiori e dal Flysch di Monte Soro, secondo la ricostruzione di LENTINI et al. (2000)¹¹.



Schema delle relazioni tra unità peloritane (Messina et al., 2004)¹²

Le unità "calabridi" e "sicilidi" vengono ricoperte da una successione a carattere torboidico (Flysch di Capo d'Orlando o "*Oligo-miocene molassique*" degli AA. francesi), che presenta livelli basali con caratteristiche tipo *wildflysch* contenenti blocchi ed

¹¹ LENTINI F. et al. (2000). Carta geologica della Provincia di Messina. Note illustrative. Prov. Reg. di Messina – S.E. L.C.A., Firenze.

¹² MESSINA et al. (2004). Peloritani continental crust composition (Southern Italy): geological and petrochemical evidence. *Boll. Soc. Geol. It.*, 123, 405-441.

¹³ BONARDI G. et al. (1980). Osservazioni sull'evoluzione dell'Arco Calabro-Peloritano nel Miocene inferiore: la Formazione di Stilo – Capo d'Orlando. *Boll. Soc. Geol. It.*, 99, 365-393.

L'assetto geologico-strutturale del settore in esame viene rappresentato attraverso uno stralcio della carta a scala 1:100.000 proposta da LENTINI et al. (1998)¹⁴, da cui risulta che il substrato geologico è costituito dai termini epimetamorfici e dalle successioni carbonatico-marnose dell'Unità di Longi-Taormina e di S. Marco d'Alunzio, che affiorano lungo la scarpata della collina litoranea, limitata da un importante lineamento tettonico quaternario (faglia di Capo d'Orlando). Il substrato dei terreni "calabridi" è in questa zona segnalato da una finestra tettonica con un affioramento delle Argille Scagliose Superiori (calcilutiti nerastre alternate a silti e peliti laminate di colore scuro), già notato da AMODIO MORELLI et al. (1976)¹⁵, che si riferisce ai terreni del dominio "sicilide".

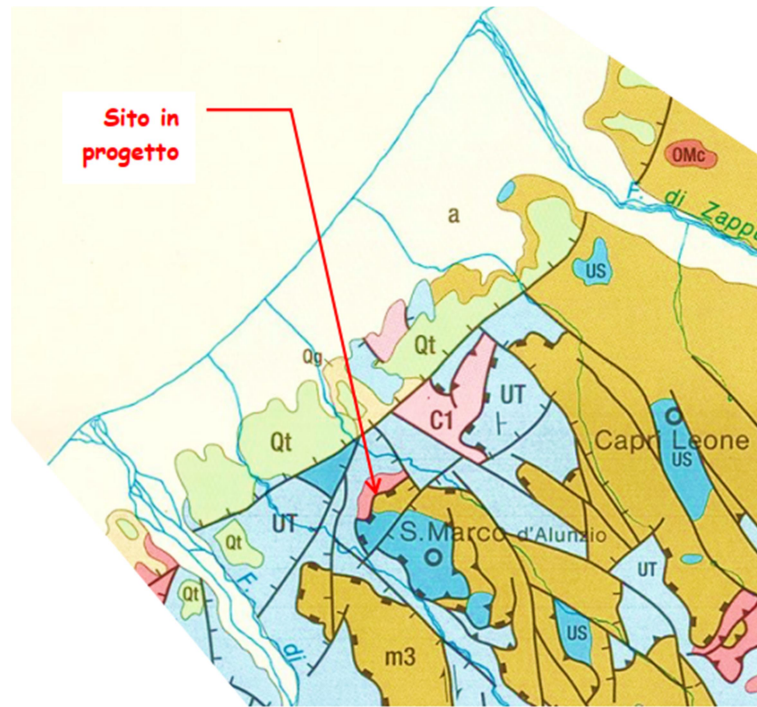
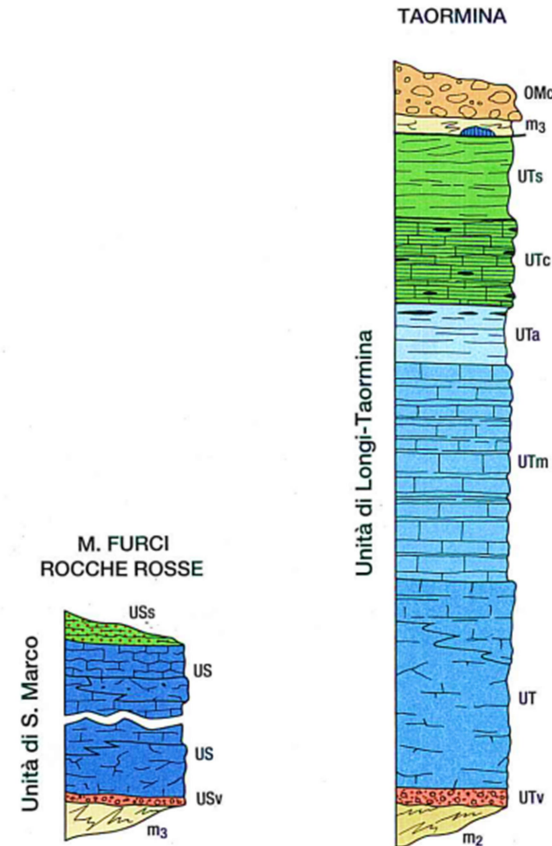


Fig. 3) Carta geologico-strutturale schematica (Lentini et al., 1998)

Legenda: a) alluvioni attuali e recenti e spiagge (Olocene); Qt) terrazzi marini (Pleistocene medio-Olocene); Qg) Ghiaie di Messina (Pleistocene medio); Copertura sin-tardorogene: Flysch di Capo d'Orlando: OMc) conglomerati (Oligocene sup.-Burdigaliano inf.); Coperture sinorogene: EOk) Flysch di Frazzanò (Eocene sup.-Oligocene inf.); Unità del dominio kabilo-calabride: Unità di S. Marco d'Alunzio: US) successione sedimentaria mesozoica (Lias inf.-Cretaceo); m3) epimetamorfiti erciniche; Unità di Taormina: UT) successione sedimentaria meso-cenozoica (Lias inf.-Eocene), Unità del dominio appenninico-maghebide: C1) Unità delle Argille Scagliose Superiori (Cretaceo)



Colonne stratigrafiche dell'Unità di S.Marco e dell'Unità di Taormina
(per la legenda si rimanda al testo)

¹⁴ LENTINI F. et al. (1998). Schema geologico-strutturale della Sicilia nord-orientale. S.E.L.C.A., Firenze.

¹⁵ AMODIO MORELLI et al. (1976). L'Arco Calabro-Peloritano nell'orogene appenninico-maghebide. Boll. Soc. Geol. It., 17,1-60.

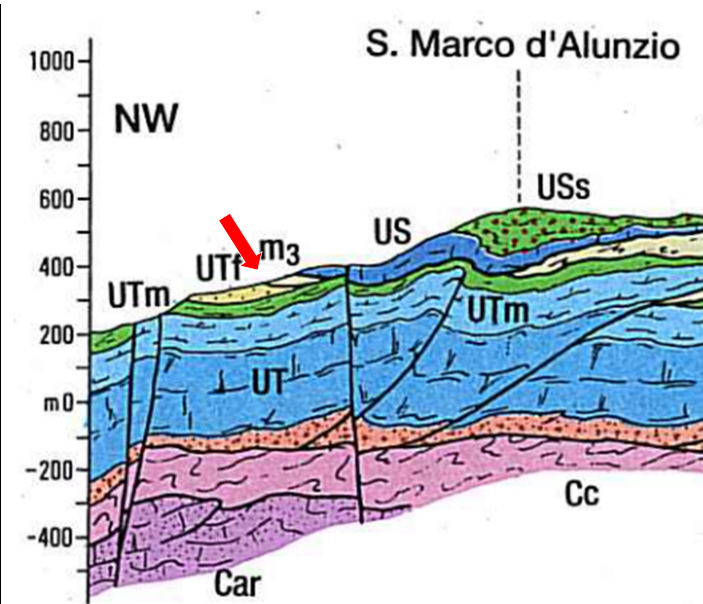
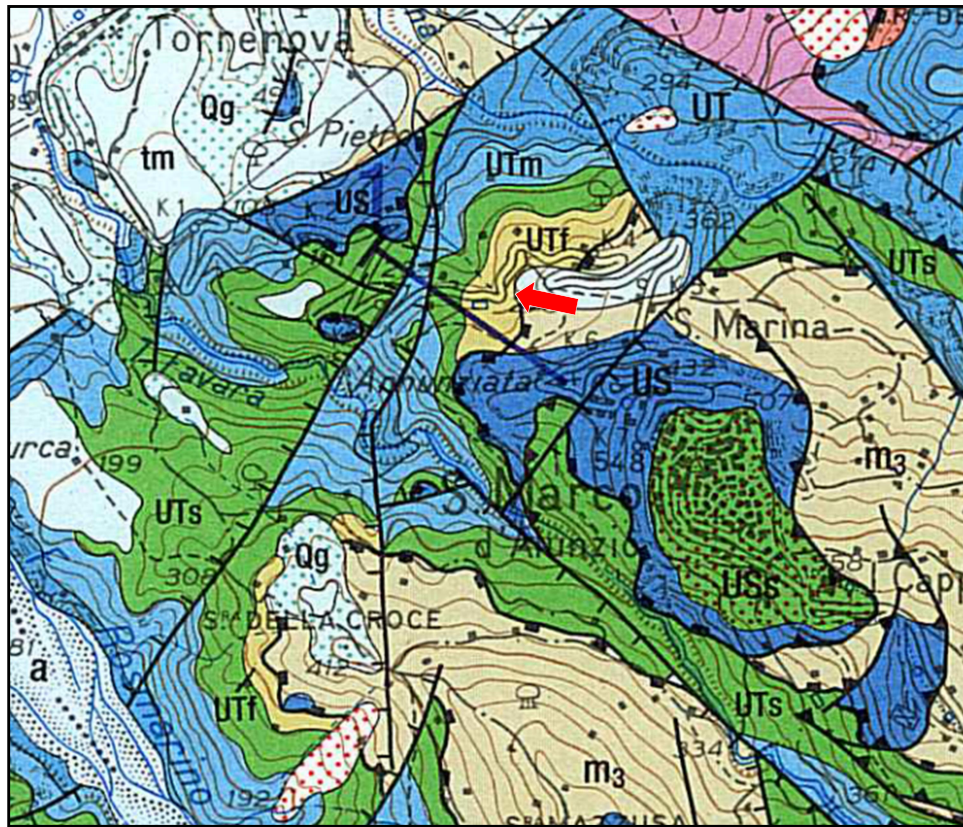


Fig. 4) Carta e sezione geologica (Lentini et al. 2000)

(con la freccia si indica il sito in progetto, proiettato anche sulla sezione)

Nella sezione si evidenzia il substrato del dominio appenninico-magrebide, rappresentato dal Fisch di Monte Soro (Car) e dall'Unità delle Argille Scagliose Superiori (Cc), su cui sovrascorrono le unità "calabridi" (Unità di Taormina e Unità di S. Marco d'Alunzio).

Legenda: tm) terrazzo marino (Pleistocene sup.); Qg) ghiaie di Messina (Pleistocene medio); Unità di S. Marco d'Alunzio: USs) scaglia (Cretaceo sup.); US) calcari algali e calcari dolomitici (Giurassico); m₃) epimetamorfiti erciniche; Unità di Taormina: UTf) flysch di Frazzanò (Eocene sup.); UTS) scaglia (Cretaceo sup.-Eocene inf.); UTm) alternanza calcareo dolomitica in facies di "Medolo" (Carixiano-Domeriano); UT) calcari e dolomie (Sinemuriano).

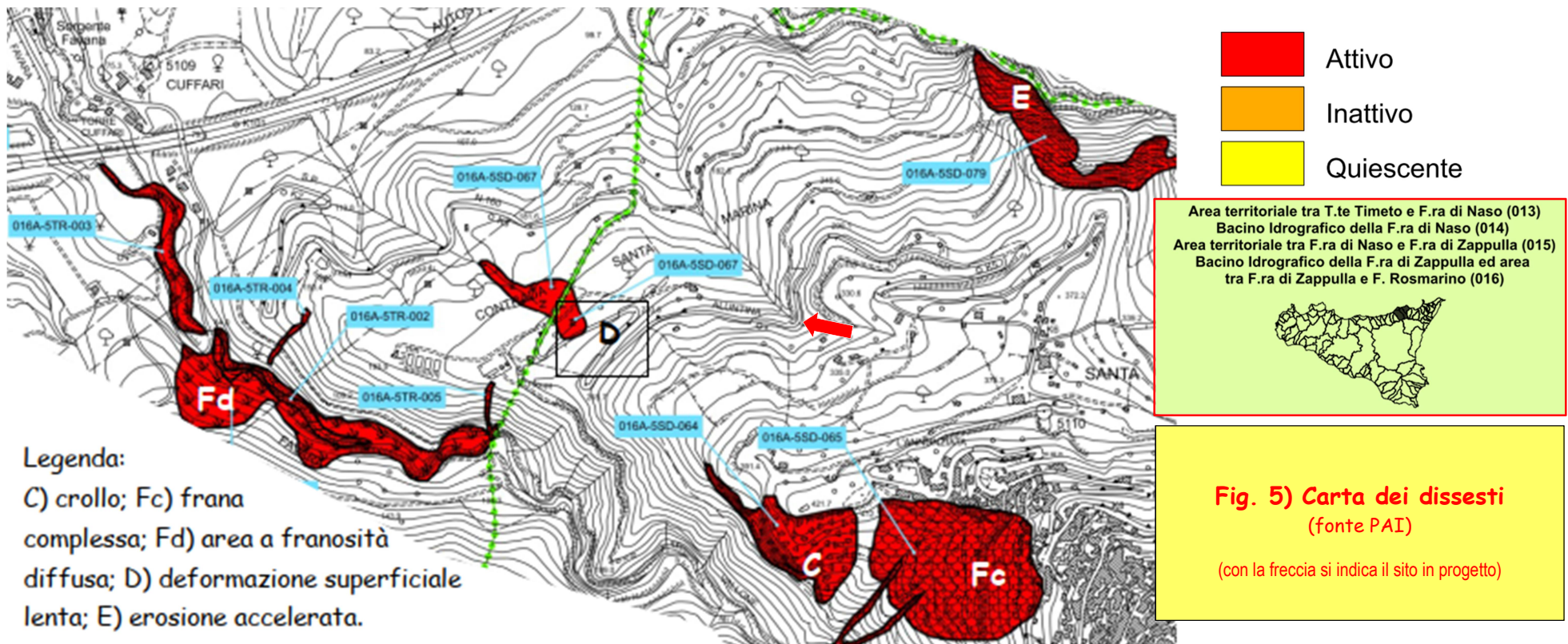
In corrispondenza del sito in progetto si osserva:

- a valle: il passaggio tra la "scaglia" (UTs: calcari marnosi e marne di colore variabile dal rosso al grigio e giallastro, che evolvono verso l'alto ad una alternanza arenaceo-argilosa ritmica che prelude al Flysch di Frazzanò) e il Flysch di Frazzanò (UTf: arenarie arkosiche grossolane, in strati da 30÷50 cm, debolmente gradati, a stratificazione piano-parallela, alternate a livelletti argilloso-siltosi, con lenti conglomeratiche nei livelli apicali);

- a monte: la superficie di sovrascorrimento dei terreni dell'Unità di S. Marco su quelli di Taormina, segnalata dall'affioramento delle "epimetamorfiti" (m3), ma in parte mascherata da un deposito di terrazzo marino.

3 – GEOMORFOLOGIA E DISSESTI

L'analisi geomorfologica nell'area in esame viene limitata alla verifica dello stato di dissesto, attivo o quiescente, censito in ambito PAI (Bacino Idrografico 016: bacino idrografico della F.ra Zappulla ed area tra F.ra Zappulla e F. Rosmarino).



Nell'ambito della collina litoranea, lungo cui si sviluppa la S.P. n. 160, che collega alla fascia costiera (S.S. 113) il centro abitato di S. Marco d'Alunzio, si riscontrano dissesti a cinematica lenta, correlati con coltri detritiche ed impluvi, mentre lungo le scarpate con le litologie calcareo-dolomitiche e calcareo-marnose si realizzano le condizioni per l'innescio di crolli e frane complesse. Lungo il tracciato della S.P. non sono segnalati dissesti in diretta interferenza, ad eccezione di una zona, già classificata a deformazione superficiale lenta, oggetto nel recente passato di un intervento di stabilizzazione.

Il dissesto presente in corrispondenza del sito in progetto, ancorché non segnalato in ambito PAI, si caratterizza come erosione concentrata e scalzamento al piede del versante, probabilmente indotto da una significativa concentrazione idrica superficiale, favorita da interventi lungo il versante a monte e a valle con una mancata regolazione dei deflussi idrici, e da manufatti e opere idrauliche a difesa del corpo stradale non adeguate.

4 - RISULTATI INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

Tipo di prova/sigla	Tipo di prova/descrizione	Quantità
S	Sondaggio a carotaggio continuo	n° 1 (m 30)
SPT	Prove penetrometriche dinamiche discontinue	n° 3
DH	Prova sismica in foro tipo down-hole	n° 1
Sondaggi geognostici e prove in sito eseguite		

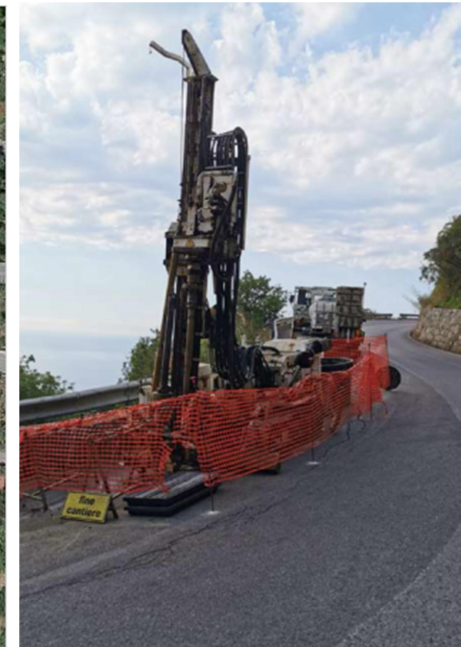
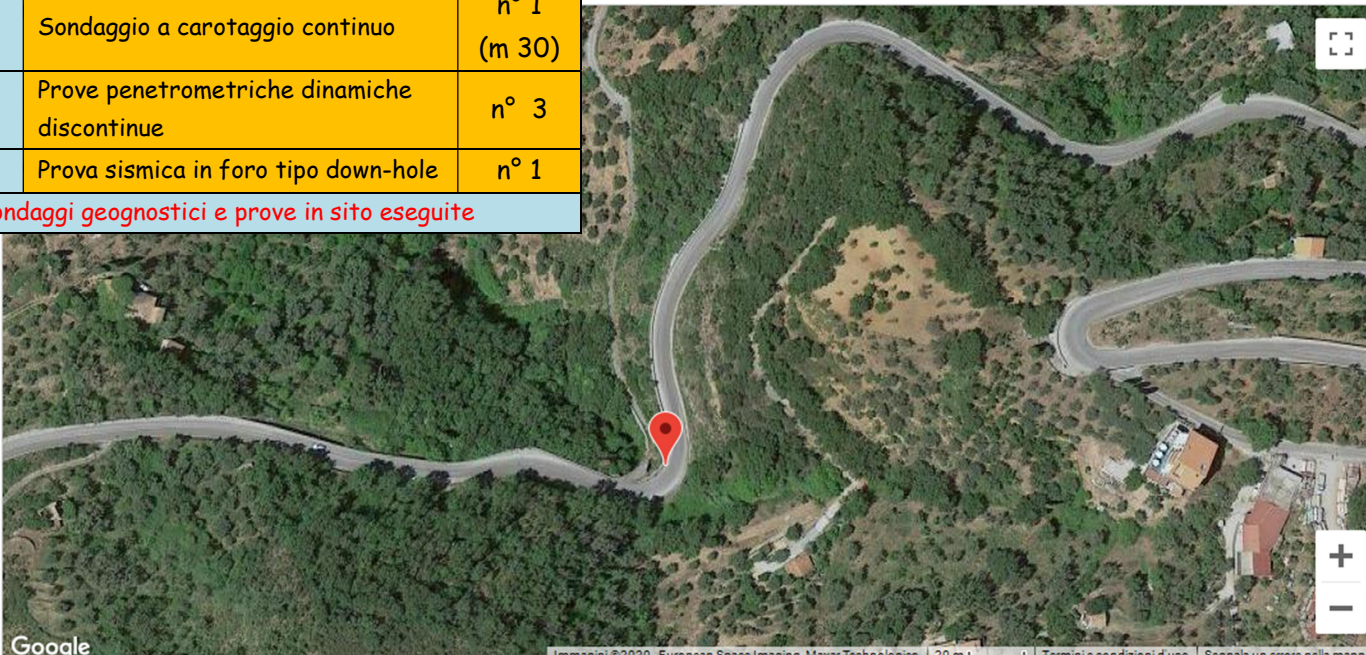
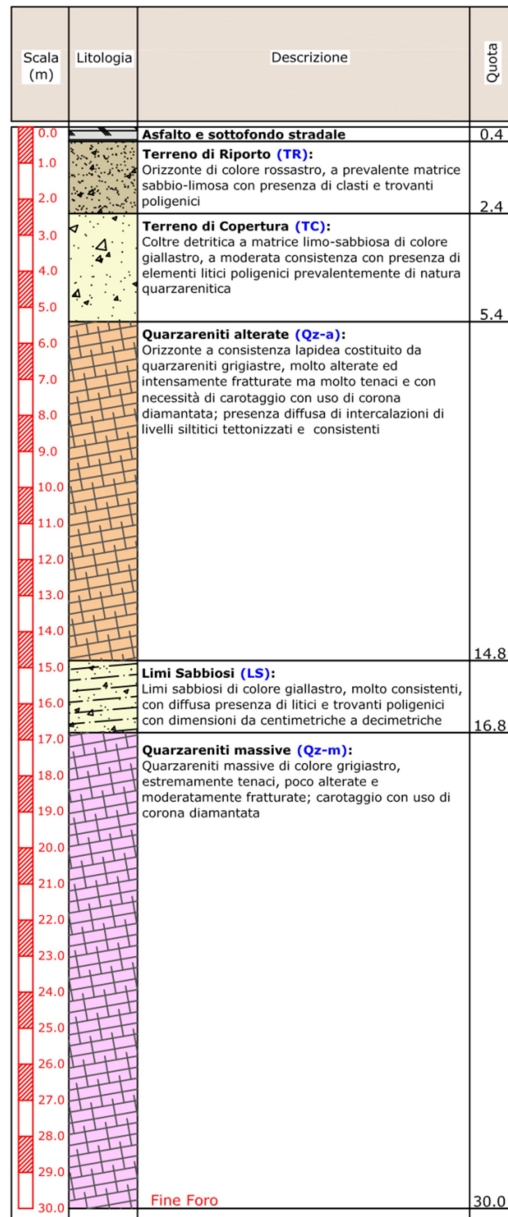


Fig. 6) Carta delle indagini geognostiche in sito



a)

z prova (m)	N1	N2	N3	N _{SPT} = N2+N3	Tipologia punta
2.5	14	R	--	--	conica
4.5	12	38	R	--	conica
15.0	18	43	R	--	conica

b)

Sismo-strato	z (m)	Densità ρ (g/cm ³)	V _p (m/s)	V _s (m/s)
1 (superficiale)	≤ 2.0	1.90	750.2	393.6
2 (intermedio)	2.0 ÷ 5.0	1.90	1436.0	731.1
3 (profondo)	5.0 ÷ 30.0	2.20	2751.1	1415.3

c)

Fig. 7) Risultati indagini geognostiche in sito

- a) profilo stratigrafico del sondaggio S1
- b) profilo penetrometrico SPT
- c) profilo sismico Down-Hole

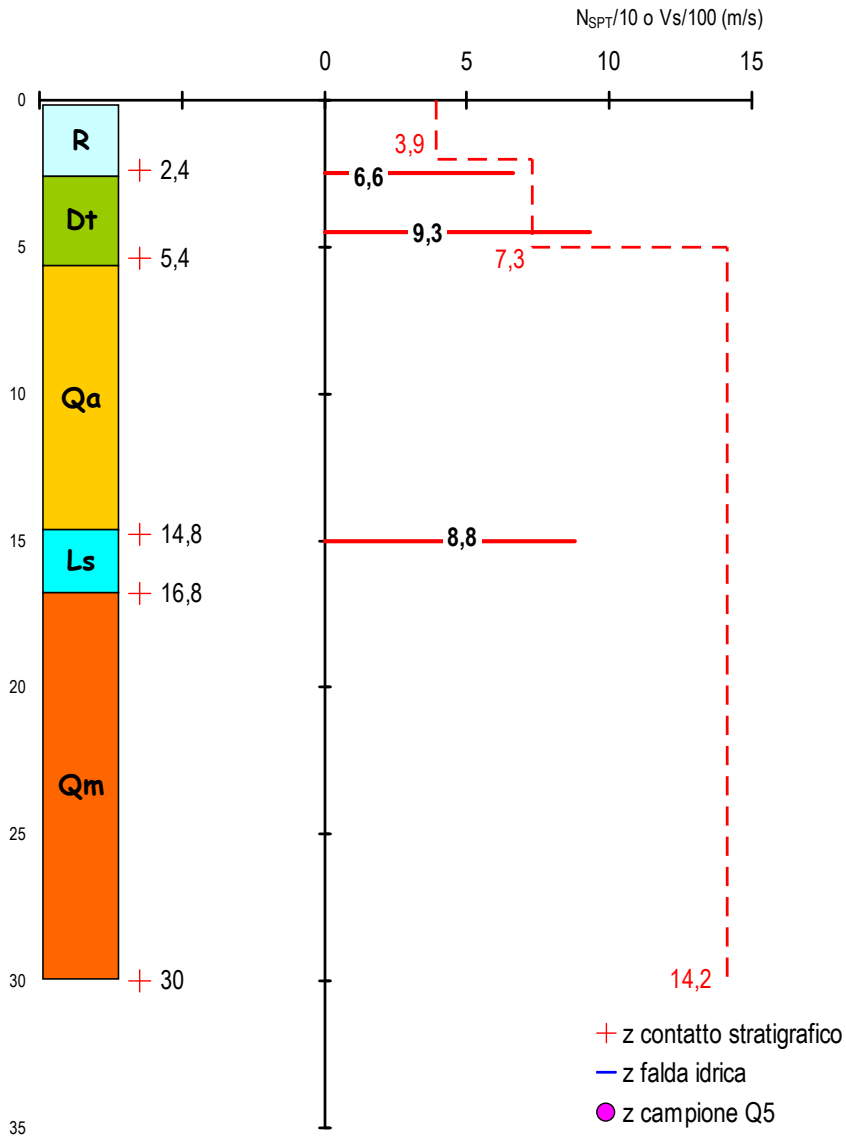


Fig. 8) Profilo stratigrafico-geotecnico sintetico

I risultati delle indagini geognostiche eseguite sono riassunti nella figura a margine, che riporta:

- il profilo stratigrafico del sondaggio S₁ (R = riporto; Dt = detrito; Qa = quarzareniti alterate; Ls = limi sabbiosi; Qm = quarzareniti massive);
- i valori della resistenza penetrometrica corretta N₆₀;
- i valori della velocità sismica delle onde di taglio Vs.

Dal punto di vista stratigrafico si precisa che i terreni del substrato rigido, caratterizzati litologicamente nel profilo del sondaggio S₁ come quarzareniti, afferiscono alla formazione del Flysch di Frazzanò, confermando la precedente ricostruzione geologica, come peraltro risulta dalla foto allegata, che riporta gli strati arenacei lungo la scarpata a monte della strada e il deposito di terrazzo marino al tetto.



Assetto lito-stratigrafico lungo la scarpata a monte della S.P. n. 160



Nella elaborazione dei dati penetrometrici N_{SPT} , per giungere ai valori del numero di colpi corretto N_{60} sono stati eseguiti i seguenti passaggi:

- recupero dei valori di N_{SPT} nel caso di condizioni di rifiuto;
- verifica di affidabilità dei valori di N_{SPT} ;
- determinazione di N_{60} in funzione dei fattori di correzione per rapporto di energia (CE), diametro del foro (CB), lunghezza delle aste (CR) e attrezzo campionario (CS), adottati da SKEMPTON (1986)¹⁶, con gli aggiornamenti di ROBERTSON & WRIDE (1998)¹⁷ e YOUDE & IDRIS (2001)¹⁸:

$$N_{60} = N_{SPT} * CB * CE * CR * CS$$

I valori di N_{SPT} considerati “a rifiuto” sono stati recuperati secondo una procedura adottata da PALMER & STUART (1957)²⁰, che fornisce risultati accettabili e che differiscono al massimo di un 10 ÷ 15 % da quelli adottati con la procedura standard:

$$N_{SPT} = 2 * N_2$$

o in alternativa si fa riferimento al seguente criterio:

- $N_{SPT} = 100$, se il “rifiuto” è riferito al I (N_1) o al II tratto di prova (N_2);
- $N_{SPT} = N_2 + 50/a * 15$, se il “rifiuto” è riferito al III tratto (N_3);

essendo a) l’affondamento in cm nel III tratto per un numero di colpi pari a 50.

Nella determinazione di N_{60} i fattori CB, CE e CS sono assunti unitari, in quanto le prove SPT sono generalmente eseguite secondo le procedure standard correntemente adoperate in Italia, tenuto conto in particolare che per il rendimento del sistema di battitura si adotta $ER_m = 60\%$ (CESTARI, 1990)²¹ e quindi $CE = ER_m/60 = 1$. Qualora venga utilizzata la punta conica, in alternativa al campionario standard, si fa riferimento ad un fattore correttivo $CS = 0,75$, come proposto da THORBURN (1986)²², anche se la conversione dei valori di N_{SPT} da cono a campionario è una questione ancora aperta. Relativamente al fattore correttivo CR (lunghezza delle aste) si utilizza la correlazione proposta da DEGER (2014)²³, con $L = (z + 1,5)$ e $z =$ profondità di prova in m:

$$CR = [1 - 0,36 * EXP(-0,27887 * L)]$$

Nel caso di un valore di $N_{60} > 15$, ma solo in presenza di sabbie fini e limose, sotto falda, si applica una ulteriore correzione, in base alla seguente equazione proposta da TERZAGHI & PECK (1948)²⁴:

$$N_{60(corr)} = 15 + 0,5 * (N_{60} - 15)$$

Controllo affidabilità prova SPT (SCHMERTMANN (1979)¹⁹

1) si calcolano i rapporti tra i tre valori di N misurati nei 45 cm di prova (N_1, N_2, N_3):

$$X_1 = N_1/N_3 \quad X_2 = N_2/N_3$$

2) la prova si considera affidabile quando viene verificata la seguente condizione:

$$X_1 < X_2 \quad \text{o} \quad X_1 - X_2 < 0$$

z (m)	N_{cono}	CR	CB*CE*CS	N_{60}	V_s (m/s)
2,5	100	0,88	0,75	66	730
4,5	133	0,93	0,75	93	730
15	118	1,00	0,75	88	1420

¹⁶ 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.

¹⁷ ROBERTSON P.K. & FEAR C.E. (1996). Soil liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. Liquefaction Workshop, January 1996.

¹⁸ ROBERTSON P.K. & WRIDE C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal. 35(3), 442-459.

¹⁹ SCHMERTMANN J. H. (1979). Statics of SPT. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 105, n. GTS, Proc. Paper 14573, 655-670

²⁰ PALMER D.J. & STUART J.G. (1957). Some observations on the Standard Penetration Test and a correlation of the test with a new penetrometer. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Londra.

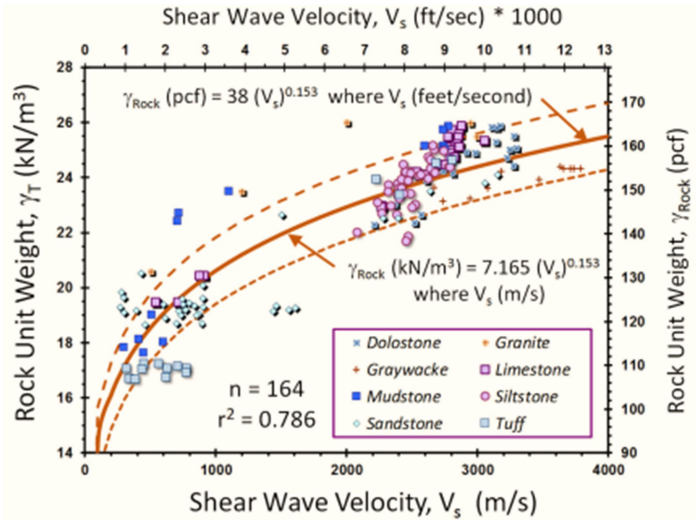
²¹ CESTARI F. (1996). Prove geotecniche in sito. Ed. Geo-Graf, Segrate (Mi).

²² THORBURN S. (1986). Field Testing: The Standard Penetration Test. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 2.1, 21-26.

²³ DEGER T. T. (2014). Overburden stress normalization and rod length corrections for the standard penetration test (SPT). 2014. PhD Thesis. UC Berkeley.

²⁴ TERZAGHI K. & PECK R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. J. Wiley and sons, New York.

5 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E GEOMECCANICHE



La caratterizzazione geotecnica e geomeccanica degli orizzonti evidenziati nel profilo stratigrafico, inquadrati genericamente come “*terreni di copertura*” e “*terreni di substrato*”, viene eseguita utilizzando criteri diversi in base al comportamento fisico-meccanico, che risulta:

- **terreni di copertura:** da granulare a poco coerente, correlati al deposito detritico-eluviale e classificati dal punto di vista sismico come suoli intermedi;
- **terreni di substrato:** da *semi-lapideo* a *lapideo* per il substrato torbiditico (Flysch di Frazzanò), con caratteristiche di suoli rigidi.

5.1 – TERRENI DI COPERTURA

Per quanto riguarda il peso di volume saturo (γ_T) si utilizza la correlazione con V_s riportata da RIX et al. (2019)²⁵, 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:

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

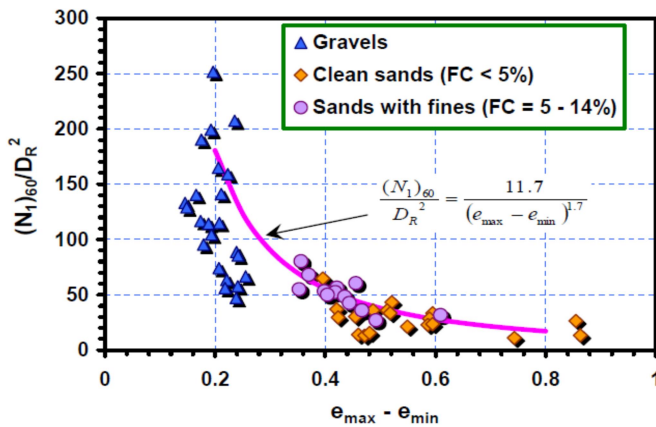
$$\gamma_n = S_r * (\gamma_{sat} - \gamma_d) + \gamma_d = 0,7 * \gamma_{sat} + 0,3 * \gamma_d$$

La densità relativa, valore quantitativo dello stato di addensamento, si calcola tramite la relazione proposta da SKEMPTON (1986) o secondo la correlazione di CUBRINOWKI & ISHIHARA (1999)²⁶, che nella formulazione 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), mentre in questa sede si riporta in funzione di $N_{1,60}$:

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

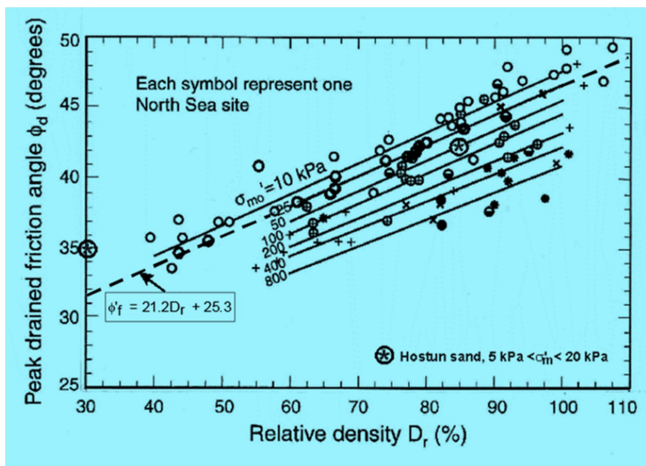
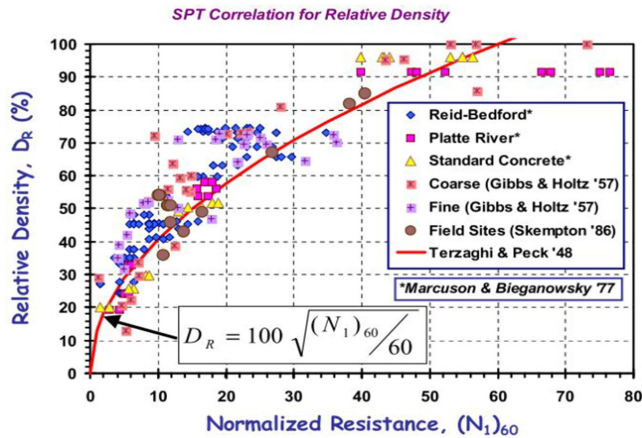
o più speditamente, come ripreso dal diagramma allegato, per terreni a granulometria grossolana:

$$D_r = (N_{1,60} / 125)^{0,5}$$



²⁵ RIX G.J. et al. (Eds) (2019). Manual on subsurface investigations. The National Academies Press. Washington, DC, <https://doi.org/10.17226/25379>.

²⁶ CUBRINOVSKI M. & ISHIHARA K. (1999). Empirical correlation between SPT N-value and relative density of sandy soils. Soils and Foundations. 5, 61-71.



Il valore della resistenza penetrometrica ($N_{1,60}$), normalizzato ad una pressione geostatica efficace di 1 bar, è definito tramite l'applicazione del coefficiente $C_N \leq 1,7$, calcolato secondo LIAO & WITHMANN (1986)²⁷:

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

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).

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)²⁸. In atto le correlazioni di uso più frequente, come riportato dal NCHRP (2010)²⁹, risultano quelle proposte da JRA (1996)³⁰, KULHAWY & MAYNE (1990)³¹, HATANAKA & UCHIDA (1996)³², WOLFF (1989)³³ e MAYNE et al. (2001)³⁴.

Secondo un criterio alternativo, risultano di un certo interesse le relazioni proposte da KLEVEN et al. (1986)³⁵, che tengono conto sia della densità relativa, sia della tensione di confinamento $\phi = f(D_r; \sigma'_m)$, che condiziona fortemente l'angolo di attrito. Pertanto, in questa sede, si calcola l'angolo di attrito di picco (ϕ'_p) per una bassa pressione di confinamento ($\sigma'_m = 25$ kPa) con D_r in forma decimale, come riportato da PUECH & FORAY (2002)³⁶:

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

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:

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

²⁷ LIAO S. C. & WITHMAN R.V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. Jour. Geotechnical Engineering, 112, 3, 373-377.

²⁸ SQUEGLIA N. et al. (2006). Caratterizzazione meccanica dei depositi di terreni mediante prove penetrometriche dinamiche. IARG 2006, Pisa, 26-28 giugno 2006.

²⁹ NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) (2010). NCHRP Report 651. Transportation Research Board, Washington D.C. (www.TRB.org).

³⁰ JRA (1996). Specification for highway bridges IV: Substructures (SHB). Tokyo, Japan Road Association.

³¹ 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).

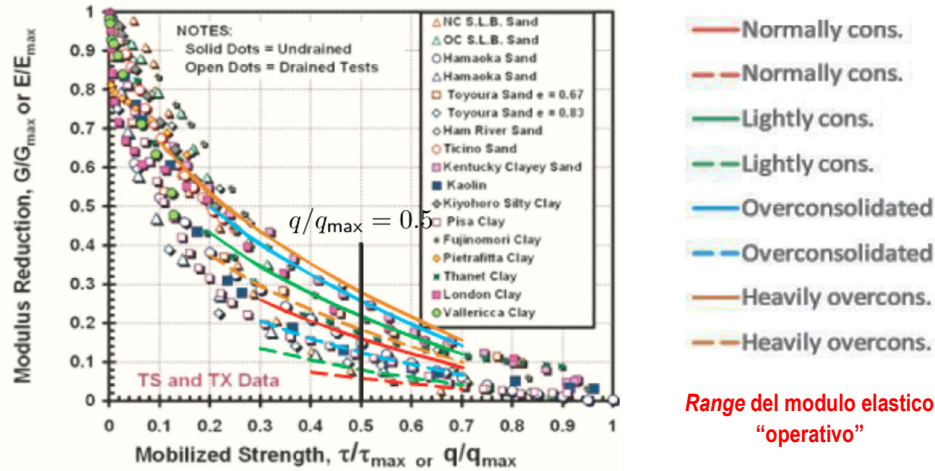
³² HATANAKA M. & UCHIDA A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sands soils. Soils and Foundations, 36(4), 1-10.

³³ WOLFF T.H. (1989). Pile capacity prediction using parameter functions. Results of pile prediction Symposium, ASCE Geo, Special Publication, 23.

³⁴ MAYNE P.W. et al. (2001). Subsurface investigation: geotechnical site characterization. FHWA Report, Washington.

³⁵ KLEVEN A. et al. (1986). Soil parameters for offshore foundation design. NGI report No. 40013-34, Oslo.

³⁶ 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.



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

$$\nu = 0,10 \div 0,15:$$

$$G_0 = \rho * Vs^2 = (\gamma/g) * Vs^2$$

$$E_0 = 2 * G_0 (1 + \nu) = 2,2 * G_0$$

e quindi, secondo il criterio in base al fattore di mobilitazione (MAYNE, 2007³⁷; FAHEY & CARTER, 1993³⁸), il coefficiente riduttivo medio riferito a terreni NC risulta (OBRZUD & TRUTY, 2018)³⁹:

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

Nella successiva tabella si riportano i principali parametri geotecnici dei terreni di copertura.

Vs (m/s)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_n (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	N ₆₀ (kPa)	N _{1,60}	Dr (-)	ϕ_p (°)	ϕ_{cv} (°)	E ₅₀ (MPa)
731	19,7	15,6	18,4	46,1	66	96	0,88	44	39	259

I parametri dell'angolo di resistenza al taglio e di deformabilità, in base alle caratteristiche dei terreni di copertura, presentano valori sovrastimati, per cui si ritiene opportuno utilizzare altri metodi di verifica.

Per quanto riguarda l'angolo di attrito a volume costante si fa riferimento alla variazione di ($\phi_p - \phi_{cv}$) proposta da BOLTON (1986) per sabbie e ghiaie NC e OC e per tensioni tra 150 e 600 kN/m², secondo lo schema applicativo fornito da STROUD (1989)⁴⁰, da cui si ricava la seguente equazione:

$$\phi_p - \phi_{cv} = 0,04 * Dr * (1 + 0,02 * Dr)$$

che approssima il valore medio compreso tra le curve riferite alla condizione di rottura tipo prova triassiale e a quella di taglio diretto.

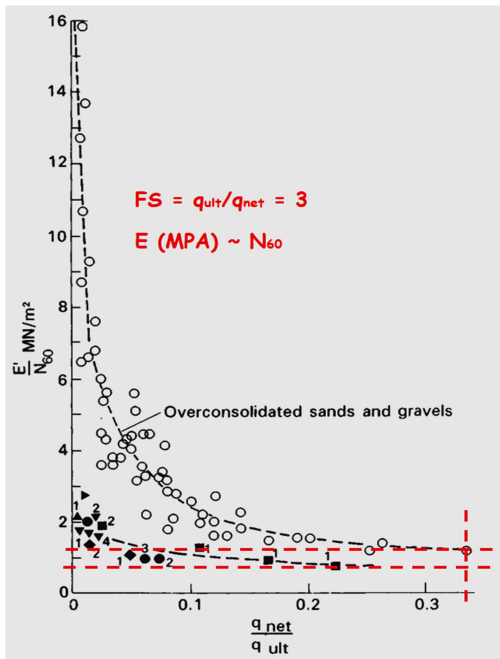
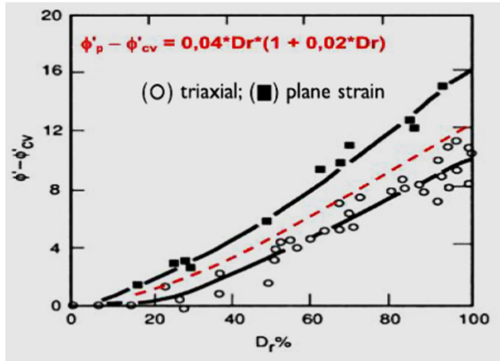
Il modulo di deformazione “operativo” (E'_{50}), che secondo STROUD (1989) si potrebbe porre E_{50} (MPa) = N₆₀, viene stimato secondo il criterio di BERARDI & LANCELLOTTA (1991)⁴¹:

³⁷ 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.

³⁸ 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.

³⁹ 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.

⁴⁰ STROUD M. A. (1988). The Standard Penetration Test - Its application and interpretation. Proc. of the Geotechnology Conference on Penetration Testing in the UK, held in Birmingham on 6 - 8 July 1988. Institution of Civil Engineers, London.



$$E_s = K_E p_a \left(\frac{\sigma'_o + 0.5 \Delta \sigma'}{p_a} \right)^{0.5}$$

assumendo a favore di sicurezza $\Delta \sigma'_v = 0$ e con $K_E =$ numero del modulo, definito in funzione della densità relativa:

$$K_E = 9,10 * Dr + 92,5$$

Nella successiva tabella sono riportati i valori dell'angolo di attrito a volume costante, calcolato mantenendo il precedente valore dell'angolo di attrito di picco ($\phi'_p = 44^\circ$), e del modulo operativo, che nel complesso risultano più congrui per i terreni di copertura in esame.

N_{60} (kPa)	Dr (-)	ϕ_{cv} (°)	K_E	E_{50} (MPa)
66	0,88	34	891	66 ÷ 61

5.2 – TERRENI DI SUBSTRATO

L'indice RQD (*Rock Quality Designation* di DEERE, 1968⁴²), definito come il recupero percentuale modificato riferito alla somma degli spezzoni di carota di lunghezza $L \geq 10$ cm ($RQD = \sum L/L_{tot} * 100$), viene correlato con la velocità sismica V_s secondo i dati ripresi dal SCDOT Geotechnical Design Manual (2008)⁴³ e con i valori intermedi calcolati per interpolazione lineare. L' RQD, a sua volta, è correlabile anche con l'indice di resistenza geologica GSI (*Geological Strength Index*), basato sulla combinazione tra assetto strutturale dell'ammasso roccioso e caratteristiche delle discontinuità (HOECK, 1994⁴⁴; HOECK et al., 1995⁴⁵), tramite la relazione proposta da TRUZMAN et al. (2011)⁴⁶:

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

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

Correlazione RQD- V_s
(SCDOT,2008)

⁴¹ BERARDI R. & LANCELLOTTA R. (1992). Deformabilità dei terreni sabbiosi da un'analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali. Riv. It. Geotecnica, 4, 215-226.

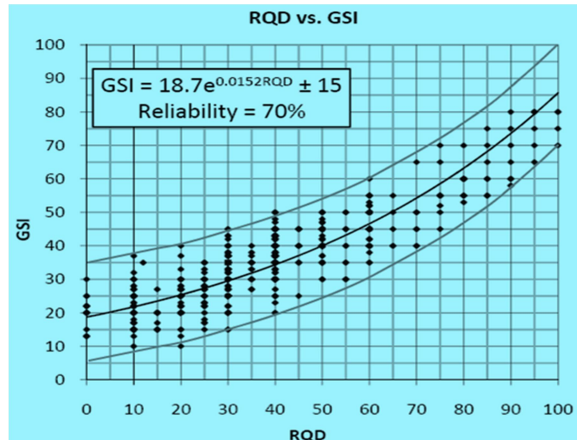
⁴² DEERE D.U. (1968). Geological considerations. In: K.G.Stagg & O.C.Zienkiewicz (Eds). Rock Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, London 1968, 1-20.

⁴³ SCDTO (2008). Geotechnical Design Manual (Vers. 1.0). (disp. in internet)

⁴⁴ HOECK E. (1994). Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2(2), 4-16.

⁴⁵ HOECK E. et al. (1995). Support of underground excavations in hard rocks. Rotterdam, Balkema.

⁴⁶ 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.



Tra GSI e il noto indice RMR (*Rock Mass Rating*) di BIENIAWSKI (1976⁴⁷ - 1989⁴⁸) esistono numerose correlazioni, oltre a quella proposta da HOECK et al.(1995) :

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

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

Il valore di RMR può essere calcolato anche in funzione della velocità sismica V_p , secondo la correlazione proposta da SUNWOO & HWANG (2001)⁴⁹:

$$RMR = 6 * 10^{(V_p - 3.5)/3.96} + 47$$

V_s (m/s)	V_p (m/s)	RQD (%)	GSI= RMR ₇₆	GSI= RMR ₈₉	RMR
1415	2751	78	61	66	51

Per la caratterizzazione geomeccanica dei terreni di substrato si fa riferimento per il peso di volume alla precedente correlazione proposta da RIX et al. (2019), mentre per i parametri di resistenza al taglio e deformabilità alla scala dell'ammasso roccioso si tiene conto dei valori dell'indice RMR più cautelativi e delle 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 mediocre 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)⁵⁰: $\phi'_p \text{ (}^\circ\text{)} = 0,5 * RMR_{89} + 8,3$
- 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)⁵¹, si utilizza la relazione di SERAFIM & PEREIRA (1983)⁵², fornita dagli autori senza alcuna limitazione:

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

γ_T (kN/m ³)	RMR	c'_p (kPa)	ϕ_p ($^\circ$)	ϕ_p ($^\circ$)	E_d (Gpa)
21,7	51	255	31	34	2,00

⁴⁷ 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.

⁴⁸ BIENIAWSKI Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. Wiley, New York.

⁴⁹ SUNWOO C. & HWANG S. (2001) Correlation of rock mass classification methods in Korean rock mass. Frontiers of Rock Mechanics & Sustainable Development in 21st Century, 2nd ARMS, Proc of the 2001 ISRM Intl Symp, Beijing, China, Balkema, 631-633

⁵⁰ TRUNK & HÖRNISCH (1989). Cited at rock mechanics design in mining and tunneling, Bieniawski, p. 183.

⁵¹ SINGH B. & GOEL R.K. (1999). Rock mass classification: a practical approach in civil engineering. Elsevier Publisher, Amsterdam.

⁵² 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.

5.3 – PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

I “valori caratteristici”⁵³ dei parametri geotecnici, individuati con il pedice k, come già introdotto dalla precedente normativa tecnica (EC-7 e NTC-2008) e confermato dalla NTC-2018, vengono riferiti al comportamento del terreno sotto sforzo o a grandi deformazioni. Qualora questo *criterio geotecnico* non fosse applicabile, si utilizza il *criterio statistico*, a cui si riferisce la formula semplificata proposta da SCHNEIDER (1997)⁵⁴ :

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

tenuto conto che il coefficiente di variazione (COV) è tipico di ogni parametro geotecnico e risulta praticamente indipendente dal valore medio locale.

Parametro geotecnico \ Orizzonte geotecnico	Terreni di copertura	Terreni di substrato
$\gamma_{T,k}$ (kN/m ³)	18,4	21,7
ϕ'_k (°)	34	31
c'_k (kPa)	--	170
$E_{op,k}$ (MPa)	61	1.333

Nel caso in esame:

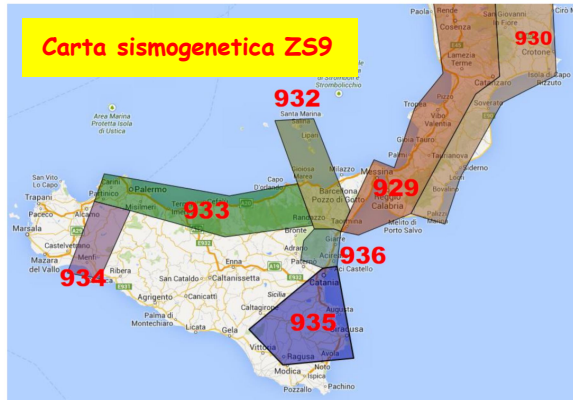
- per il peso di volume , caratterizzato da un COV molto basso (1 ÷ 2 %), si considera il valore medio praticamente uguale a quello caratteristico;
- per l'angolo di resistenza al taglio si fa riferimento al valore a volume costante per i terreni di copertura e al valore minimo calcolato per i terreni di substrato;
- per la coesione, trascurata per i terreni di copertura, viene adottato un valore residuo pari a 2/3 di quello di picco;
- per il modulo “operativo” dei terreni di copertura si adotta il valore minimo di E_{50} ; mentre per il modulo relativo al substrato si definisce un valore residuo pari a 2/3 di quello calcolato.

⁵³ “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)..

⁵⁴ 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.

6 – CARATTERISTICHE GEO-SISMICHE

6.1 – SISMICITA' STORICA E PERICOLOSITA' SISMICA



N° ZS	ZONA SISMOGENETICA	INTERVALLO PROFONDITÀ (Km)	MECCANISMO DI FAGLIA PREVALENTE	MAGNITUDO 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
932	Eolie -Patti	12-20	Trascorrente	6.06	10-50
933	Sicilia sett.	8-12	Inversa	5.89	
934	Belice	8-12	Inversa	6.12	50-150
935	Iblei	12-20	Trascorrente	7.41	
936	Etna	1-5	Indeterminato	5.30	
F	Ustica – Alicudi		Inversa		

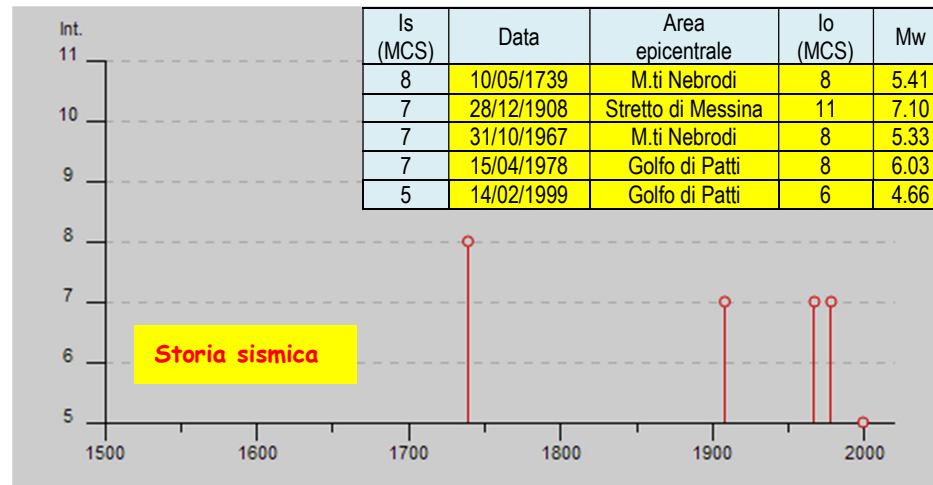
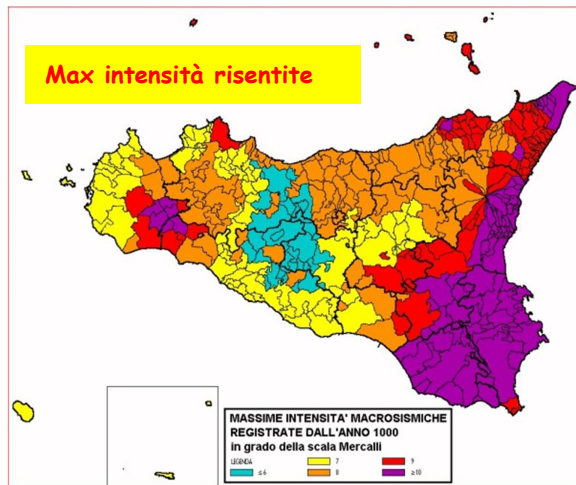


Fig. 9) Carte sismiche

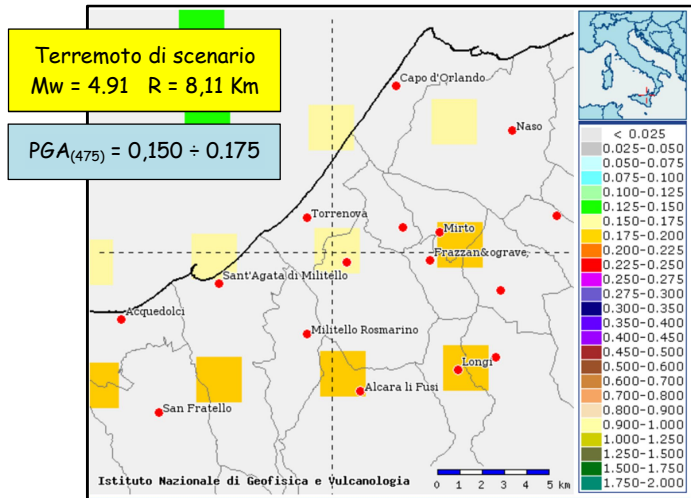


Fig. 10) Mappa di pericolosità sismica di base
(il centro della mappa corrisponde al sito in progetto)

I dati del "terremoto di scenario" atteso consentono di valutare lo spostamento massimo del suolo (o PGD = Peak Ground Displacement) tramite la relazione di attenuazione proposta da DECANINI et al. (2001)⁵⁵, validata sulla base dei dati di terremoti italiani:

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

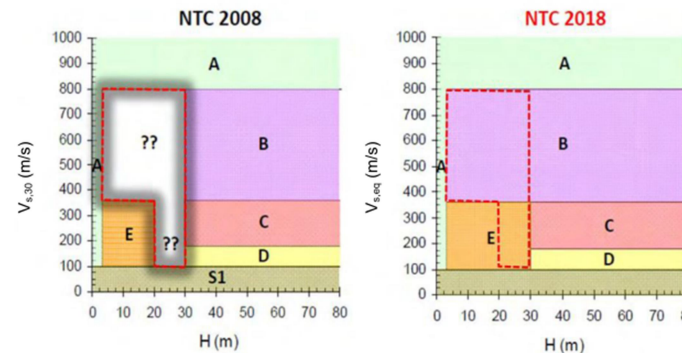
Parametri "terremoto di scenario" (Tr = 475 anni)				Spostamento max del suolo PGD (cm)		
Mw	Re (Km)	M _L	H _{slip} (Km)	Roccia o terreni rigidi	Terreni intermedi	Terreni soffici
4,91	8,11	4,,63	9,88	0,43	0,74	1,31

Si tratta di valori nettamente inferiori alle soglie di tollerabilità per strutture in c.a. ed infrastrutture viarie, rispettivamente pari a 5 cm e 10 cm, secondo criteri di classificazione estratti dalla letteratura (LEGG & SLOSSON, 1984⁵⁶; IDRISSE, 1985⁵⁷; SILVESTRI et al., 2006⁵⁸).

Significato di velocità sismica equivalente

$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$	$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$	<p>per $h < 30 \text{ m}$</p> $V_{s30} = [1,45 - (0,015 * h)] * V_{sh}$
---	--	---

La velocità sismica equivalente delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) fino alla profondità del bedrock (H_{bed}) o nei primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,30}$), qualora $H_{bed} > 30 \text{ m}$, è un parametro adottato come standard internazionale per la classificazione sismica del sottosuolo e la definizione dell'amplificazione litologica. I valori di V_{s30} , quando non si dispone di dati di velocità sismica per l'intero spessore di 30 m, si possono ricavare mediante la relazione estrapolatrice, riportata dal CALTRANS (2009)⁵⁹



Categorie di sottosuolo secondo le NTC

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, che sono state superate con le recenti NTC-2018

⁵⁵ 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).

⁵⁶ 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.

⁵⁷ IDRISSE 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.

⁵⁸ 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.

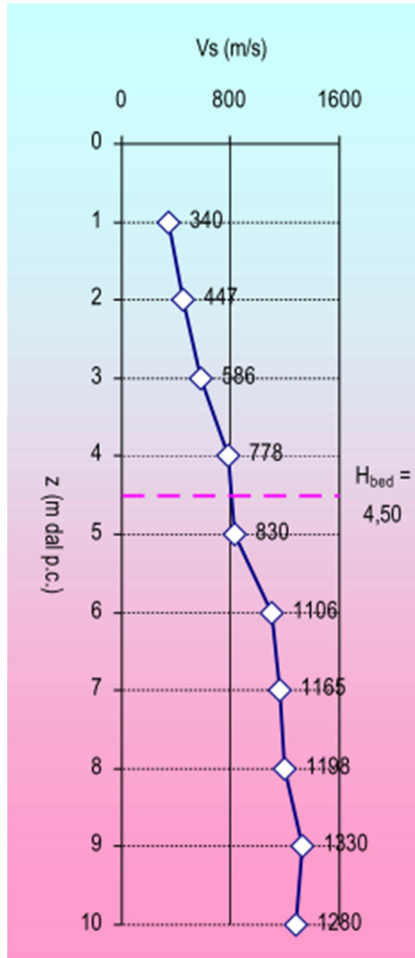


Fig. 11) Profilo sismico per il calcolo della $V_{s_{eq}}$ con la profondità del bedrock

h (m)	Vs (m/s)	h/Vs (s)	$V_{s_{eq}}$ (m/s)
1	339,9	0,002942	
1	447,2	0,002236	
1	585,6	0,001708	
1	777,5	0,001286	
0,5	800	0,000625	
4,5		0,008797	511,5

Calcolo di $V_{s_{eq}}$

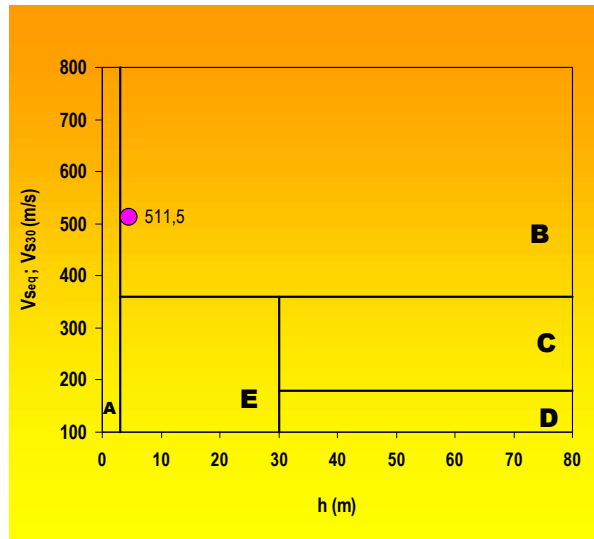
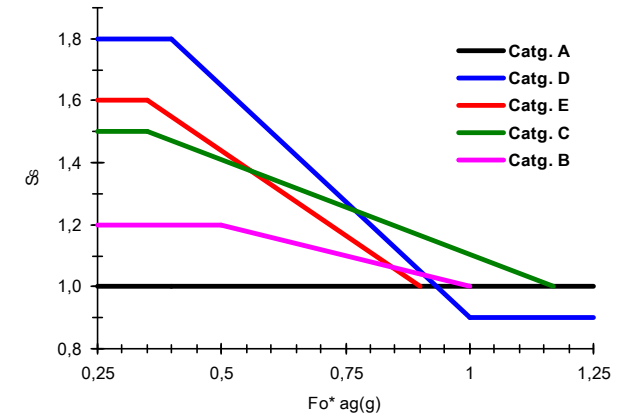


Fig. 12) Categorie di sottosuolo (NTC-2018)

CTG SOTTOSUOLO	DESCRIZIONE	$V_{s_{eq}}$ (m/s)
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

CTG. SOTTOSUOLO	ESPRESSIONE DI S_s
B)	$1,00 < 1,40 - 0,40 * Fo^* ag < 1,20$



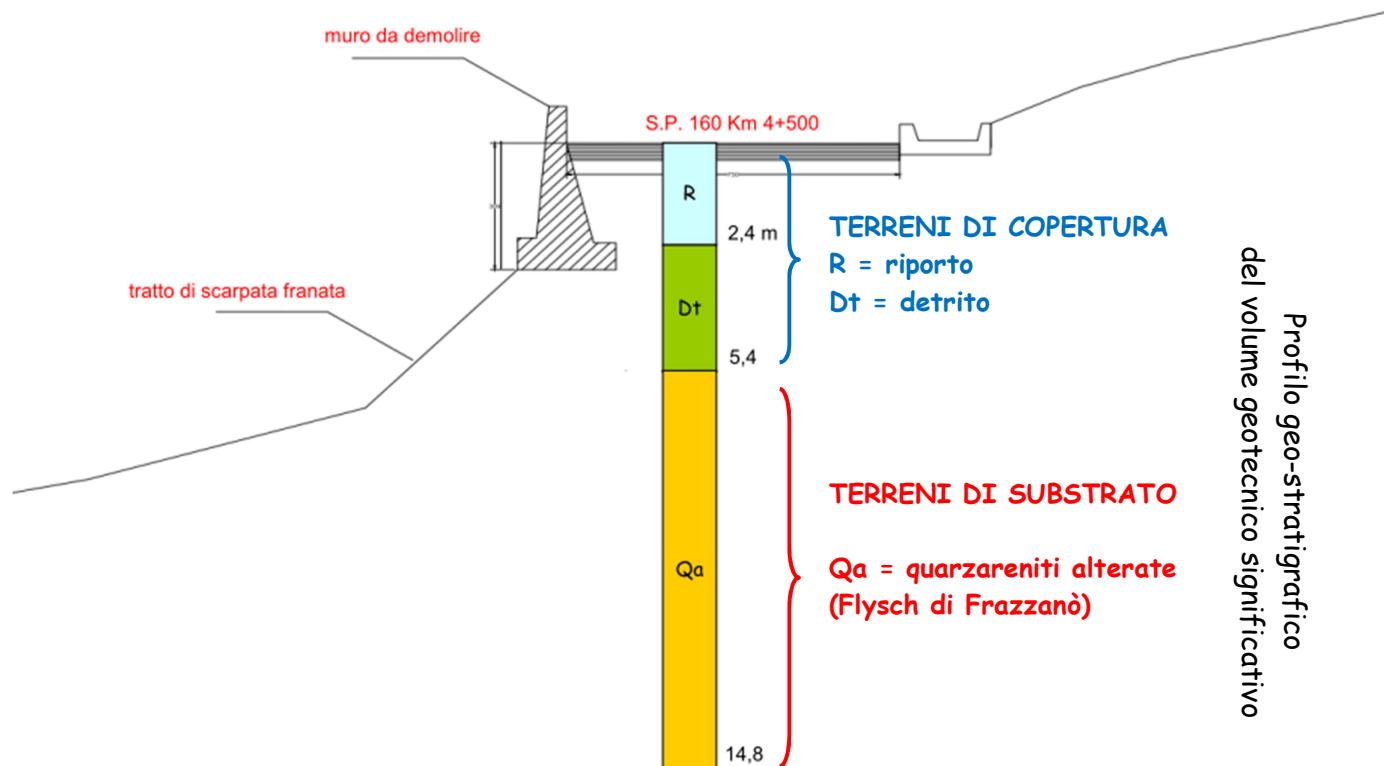
Tr (anni)	ag (g)	Fo (-)	Fo*ag (g)	S_s
475	0,172	2,473	0,425	1,17

Calcolo del coefficiente di amplificazione stratigrafico (S_s) per un evento sismico con $Tr = 475$ anni

I valori dei parametri di pericolosità sismica di base (ag; Fo) sono calcolati tramite il foglio di calcolo sperimentale EXCEL SPETTRI-NTC (Vers. 1.03 del luglio 2008), predisposto dal Consiglio Superiore LL.PP

7 – CONCLUSIONI

Fig. 13) Modello geologico-tecnico e sismico del sottosuolo



Orizzonte geotecnico	$\gamma_{T,k}$ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	$E_{op,k}$ (MPa)
Terreni di copertura	18,4	34	--	61
Terreni di substrato, rigido	21,7	31	170	1.333

Parametri geotecnici e geomeccanici: valori caratteristici

$a_g^{(475)}$ (g)	PGD (cm)	H_{bed} (m)	$V_{s,30}$ (m/s)	Catg. sottosuolo	S_s
(0,150 ÷ 0,175) 0,172	0,74 ÷ 0,43	4,50	511	B)	1,17

Parametri di risposta sismica locale



La sintesi dei dati necessari per la caratterizzazione del volume geotecnico significativo di sottosuolo viene rappresentata nell'allegato *modello geologico-tecnico e sismico*, ove risultano evidenziati il profilo geo-stratigrafico e lito-tecnico locale e i valori dei principali parametri geotecnici, in termini di valori caratteristici, e dei parametri sismici con la definizione della velocità sismica equivalente (V_{seq}) e della categoria di sottosuolo.

Nelle condizioni geologico-tecniche rilevate è necessario che la sede stradale venga protetta a valle con opere strutturali di sostegno, immorsate entro il substrato rigido, e inoltre vengano previste idonee opere idrauliche di raccolta delle acque superficiali provenienti da monte e smaltimento nell'impluvio a valle su una sede protetta.

**Il Resp. "Servizio Geologico"
(Dott. Geol. F. Roccaforte)**

Visti ed approvazioni:

CITTA' METROPOLITANA DI MESSINA



OGGETTO:

Campagna di indagini geognostiche propedeutiche alla redazione del progetto esecutivo dei "Lavori di ricostruzione del piano viabile e consolidamento strutturale della scarpata di valle al km 4+500 sulla S.P. 160 di San Marco D'Alunzio"

CIG: ZEB2449CB6

DENOMINAZIONE ELABORATO:

Relazione Indagini Geognostiche

IL Committente
Città Metropolitana di Messina

DATA: Settembre 2020

ALL.

G1



IL Direttore tecnico
Dott. Geol. Alfonso Spera

IL Tecnico Redattore
Dott. Geol. Rosario Fria



Geoproject srl

C.da Crete Ferrigna, s.n.c. - 90029 Valledolmo (PA)-tel:0915640657
e-mail:info@geoprojectsrl.eu web site: www.geoprojectsrl.eu
P.IVA:057147100828 Iscrizione CCIAA - R.E.A. 272167

I N D I C E

Premessa.....	pag. 1
1) Cronistoria delle attività.....	pag. 1
2) Personale e mezzi impiegati.....	pag. 2
2.1) Modalità esecutive perforazioni a carotaggio continuo.....	pag. 2
2.2) Modalità operative prove SPT in foro.....	pag. 3
2.3) Modalità operative prova Down Hole.....	pag. 4
3) Stratigrafia di dettaglio.....	pag. 6

- ALLEGATI

- Planimetria scala 1:5.000
- Planimetria scala 1:1.000
- Colonna stratigrafica Sondaggio
- Certificato Prove SPT
- Schede Risultati Prova Down Hole
- Documentazione Fotografica

Premessa

Su incarico della *Città Metropolitana di Messina*, giusta Determinazione Dirigenziale n.1246 del 22/10/2018, resa esecutiva con scrittura privata di affidamento del 21/02/2020, la scrivente impresa *Geoproject s.r.l.* ha eseguito una campagna di indagini geognostiche inerenti il servizio affidato, denominato “Indagini geognostiche propedeutiche alla redazione del progetto esecutivo *dei Lavori di ricostruzione del piano viabile e consolidamento strutturale della scarpata di valle al km 4+500 sulla S.P. 160 di San Marco D’Alunzio*”

Il piano di indagini, in fase esecutiva, ha previsto:

- 1) Realizzazione di n° 1 sondaggio meccanico a carotaggio continuo
- 2) Esecuzione di n. 3 prove penetrometriche tipo SPT (in foro)
- 3) Realizzazione di n° 1 indagine sismica in foro tipo Down Hole

1) Cronistoria delle attività

Successivamente all'affidamento del servizio lo stesso è stato immediatamente sospeso, ancora prima dell'inizio delle attività di cantiere, a causa del blocco totale delle attività su tutto il territorio nazionale (lockdown) a seguito dell'emergenza covid-19; per esigenze legate alla graduale ripresa di tutte le attività sospese i lavori sono stati riavviati in data 02/07/2020.

Le attività di cantiere sono state svolte in un arco temporale di 4 settimane, consecutive, a partire dal 02/07/2020 fino al 29/07/2020 per un totale di 5 giorni effettivi di cantiere.

In particolare le attività di trivellazione sono state svolte senza interruzioni dal 02/05/2020 al 07/07/2020 mentre la prova sismica Down Hole è stata effettuata il 29/07/2020 per esigenze tecniche legate al tempo di maturazione e consolidamento della cementazione del foro.

Le temperature, leggermente superiori alla media del periodo, non hanno causato particolari problematiche allo svolgimento dei lavori.

2) Personale e mezzi impiegati

Il sondaggio meccanico, ubicato come da planimetrie allegate, è stato eseguito a carotaggio continuo con le seguenti modalità:

- Manodopera: è stata utilizzata una squadra composta da 1 trivellatore con esperienza ultradecennale nel settore e munito di regolare patentino coadiuvato da n° 2 operai semplici, più un tecnico di cantiere (geologo abilitato).

- Attrezzature impiegate: per l'esecuzione del sondaggio è stata utilizzata la perforatrice oleodinamica *CMV - MK600*; anno di costruzione: 2007; velocità di rotazione 0-600 rpm; Potenza motore: 65 hp a 2300 rpm; Coppia massima: 5.884 Nm; Corsa utile: 3500 mm.; Spinta: 35 kN; Tiro: 35 kN; Conformità CE.

- Utensili di perforazione: per la perforazione erano a disposizione:

- carotieri semplici da 1.0, 1.5 e 3.0 mt. con ϕ_{est} 101 mm;
- carotieri doppio tipo T2 da 1,50 mt. con ϕ_{est} 101 mm;
- carotieri triplo tipo TS6 da 1,50 mt. con ϕ_{est} 101 mm. ;
- corone di perforazione con inserti in widia tipo Tc3, Tc5 e Tc7;
- corone diamantate
- aste di perforazione con filettatura tronco-conica ϕ_{est} 76 - 90 mm, da 1.0, 1.5 e 3.0 mt.

- Altre attrezzature: come attrezzi di ausilio sono stati utilizzati:

- n° 1 camion per il trasporto della trivella
- n° 1 autofurgone
- n° 1 serbatoio per acqua da 5.000 lt
- chiavi giratubi
- freatimetro
- pocket penetrometro
- cassette catalogatrici in pvc

2.1) Modalità esecutive perforazioni a carotaggio continuo

Carotaggio: il carotaggio nei fori di sondaggio è stato integrale con percentuali di recupero dei terreni complessivamente pari a circa l'80%.

Per l'avanzamento, sono sempre stati utilizzati carotieri con diametro interno 101 mm; inizialmente a secco con uso di carotiere semplice; oltre i 5,4 metri, data la natura dei litotipi rinvenuti è stato sempre utilizzato il carotiere doppio con avanzamento a circolazione di acqua continua e uso di corona diamantata .

Rivestimento: per l'avanzamento delle perforazioni, al fine di evitare il crollo delle pareti del foro e quindi un possibile rimaneggiamento tra terreni in posto e terreni precipitati dalle parti più superficiali del foro, è stata utilizzata una colonna di rivestimento metallico con diametro 156 mm.

Scarotaggio: le operazioni di estrusione delle carote di terreno dal carotiere laddove possibile sono state eseguite a secco con battitura o con estrusore idraulico a pressione e solo dove strettamente necessario a pressione con acqua.

Di seguito viene presentato il quadro di sintesi della trivellazione effettuata, indicando, le coordinate geografiche, i metri di carotaggio effettivi, il numero e la tipologia di eventuali campioni prelevati, eventuali prove meccaniche e strumentazione installata in foro.

Sigla Sond.	Coordinate Geografiche (WGS-84)		Tipologia di indagine	Profondità Sondaggio (m)	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati	Prove SPT	Strum. Install.
	Long:	Lat:						
S1	38.078590	14.691991	Carotaggio continuo	30.0	0	0	3	Tubo DH
////	////	////	////	////	////	////	////	////

2.2) Modalità operative prove SPT in foro

Le prove SPT sono state eseguite con attrezzatura standard della *Geomarc s.r.l.* certificata in conformità con le direttive CE, inclusive degli emendamenti applicativi, ref. 89/392 e 89/336 e successive modifiche; ASTM D4633-86 e Raccomandazioni AGI; standard applicati ISO 9001:2000.

La prova, eseguita in foro durante la perforazione, consiste nel registrare il numero di colpi necessari per far penetrare di 45 cm nel terreno a fondo foro un tubo campionatore di dimensioni standard (campionatore Raymond) o una punta conica chiusa, collegati alla superficie mediante batteria di aste (diametro: 50 mm, spessore: 5 mm, modulo di resistenza o rigidità $W = 15,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$) in testa alle quali agisce un maglio del peso di 63.5 kg che cade liberamente da un'altezza di 0.75 m.

Durante la prova vengono effettuate in tutto 3 misure:

N_0 = numero di colpi di maglio necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per i primi 15 cm, assunti come tratto di "avviamento";

N_1 = numero di colpi che provoca la penetrazione del campionatore nei successivi 15 cm;

N_2 = numero di colpi necessari per gli ultimi 15 cm di avanzamento.

Si assume come resistenza alla penetrazione il valore:

$$N_{SPT} = N_1 + N_2$$

Prima della realizzazione di ogni prova il foro di sondaggio è stato preparato con apposita manovra di pulizia del fondo foro, avendo cura che il rivestimento provvisorio non fosse infisso al di sotto della profondità di inizio prova.

Quadro di sintesi Risultati delle prove:

Sondaggio	Id. prova	Profondità (m)	N ₀	N ₁	N ₂	N _{SPT}	<i>punta</i>
S1	S1- SPT1	2.5	14	Rif.	-----	-----	Conica
	S1- SPT2	4.5	12	38	Rif.	-----	Conica
	S1- SPT3	15.0	18	43	Rif.	-----	Conica

I certificati delle prove sono allegati in calce

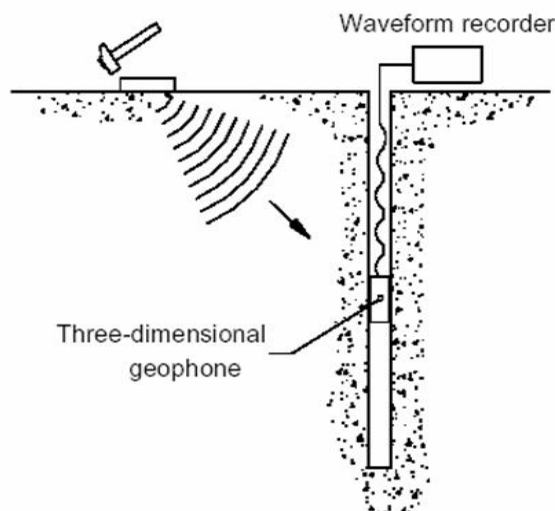
2.3) Modalità operative prova Down Hole

a) Condizionamento del foro

Al termine della perforazione il foro di sondaggio è stato condizionato per essere idoneo ad eseguire una prova sismica in foro di tipo Down Hole. Il condizionamento è iniziato con una alesatura del foro effettuata con la stessa scarpa relativa alla tubazione del rivestimento provvisorio del diametro di 156 mm. Dopo aver asciugato il foro dall'eventuale acqua di falda o dallo stesso fluido di sondaggio, tramite pompa ad immersione, è stata inserita una tubazione da 3" in PVC ad alta resistenza ed ad alta impedenza di vibrazione, si è proceduto quindi alla cementazione dell'intercapedine tra il tubo con miscela ternaria (acqua-cemento-bentonite). Il boccapozzo è stato quindi chiuso con tappo in plastica ad espansione e protetto con l'installazione di un scatolare in pvc ad alta resistenza. Secondo le principali linee guida la prova è stata eseguita dopo non meno di 20-25 giorni di stagionatura della miscela di cemento.

b) Metodologia , strumentazione e procedure di campagna

La metodologia adottata si basa sulla caratteristica dei terreni di reagire elasticamente alle sollecitazioni ondulatorie provocate da esplosioni o impatti sul terreno. Così sollecitate essi diventano sede di propagazione di onde di deformazione, dette anche elastiche, che si propagano a diversa velocità in funzione della natura dei terreni attraversati. Nell'ambito di uno stesso litotipo la velocità può, tuttavia, variare in funzione del grado di fratturazione, di addensamento e di cementazione. In particolare l'attraversamento da parte delle onde sismiche di zone poco addensate, scarsamente cementate, o molto fratturate, determina un sensibile decremento della velocità di propagazione delle stesse.



Le misure sismiche di tipo down-hole consentono di acquisire, utilizzando un foro residuo di sondaggio, i valori di velocità delle onde P ed S lungo il profilo del terreno attraversato dal sondaggio stesso. La metodologia standard prevede che il foro residuo del sondaggio venga attrezzato con una tubazione cieca in PVC, resa solidale con il terreno tramite idonea cementazione eseguita dal basso verso l'alto, per essere certi del totale riempimento dell'intercapedine.

L'energizzazione del terreno, in superficie, è stata eseguita ad un metro dal foro per garantire l'individuazione soltanto di onde dirette.

La registrazione dei primi arrivi delle onde di compressione (V_p) è stata ottenuta energizzando verticalmente il terreno con l'uso di una mazza da 5 Kg, mentre per la registrazione dei tempi di arrivo delle onde di taglio (V_s) è stato utilizzato un sistema di energizzazione tangenziale a massa battente, con inversione di fase. L'arrivo delle onde S, di norma parzialmente mascherato dal treno d'onda P, è stata determinato sovrapponendo le registrazioni ottenute alla stessa quota con le due energizzazioni contrapposte e verificando in che punto si evidenzia l'inversione di fase.

c) Interpretazione e risultati della prova

Attraverso la misura dei valori di velocità delle onde longitudinali (V_p) e trasversali (V_s) ed il calcolo dei relativi moduli elastici dinamici, l'indagine ha permesso di caratterizzare e quantificare dal punto di vista sismico i terreni in esame.

L'analisi del grafico delle velocità "intervallo-profondità" ha consentito di individuare n° 3 sismostrati, riportati nella seguente tabella, per ognuno dei quali vengono sinteticamente riportate le caratteristiche principali, quali la velocità di propagazione delle onde di compressione P e delle onde di taglio S e relativi valori ponderali dei moduli elastici dinamici.

Sismostrato	Profondità	Densità	V_p	V_s	Poisson	Gmax	E	K
n°	m	gr/cm ³	m/sec	m/sec	δ	Kg/cmq	Kg/cmq	Kg/cmq
1	0 - 2	1.90	750,2	393,6	0,309	3,00E+03	7,86E+03	6,94E+03
2	2 - 5	1.90	1436,0	731,1	0,323	1,04E+04	2,75E+04	2,64E+04
3	5 - 30	2.20	2751,1	1415,3	0,320	4,48E+04	1,18E+05	1,09E+05

L'indagine geofisica ha trovato un buon riscontro nelle caratteristiche stratigrafiche definite con l'osservazione diretta del carotaggio meccanico. Per i dettagli completi sulle risultanze si rimanda alla scheda allegata in calce.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica di sito, nella forma semplificata attraverso la definizione del parametro $V_{S,eq}$, sulla base dei risultati sopra esposti il valore trovato risulta essere: $V_{S,eq} = 544 \text{ m/s}$ con presenza del Bedrock a 5.0 metri di profondità; tale valore rende il sottosuolo in esame classificabile come “**sottosuolo di tipo B**” (D.M.17/01/2018).

3) **Stratigrafia di dettaglio**

La stratigrafia del sondaggio è stata redatta dall'assistente tecnico di cantiere della Geoproject *Dott. Geol. Alfonso Spera*, regolarmente iscritto all'*Albo Regionale dei Geologi di Sicilia* al n° 1201.

Nel log stratigrafico viene indicato il committente, l'ubicazione, il periodo di esecuzione dei lavori, l'oggetto dei lavori, il tipo di attività eseguita, i metri perforati, la percentuale di carotaggio, risultati delle prove meccaniche eseguite e loro profondità, installazione della strumentazione geotecnica e l'eventuale quota di rinvenimento della falda idrica.

Per le descrizioni di dettaglio si rimanda al log stratigrafico allegato.

Valledolmo, settembre 2020

Geoproject s.r.l.

Geol. Alfonso Spera

(Direttore Tecnico)



Il Tecnico Redattore

Geol. Rosario Fria



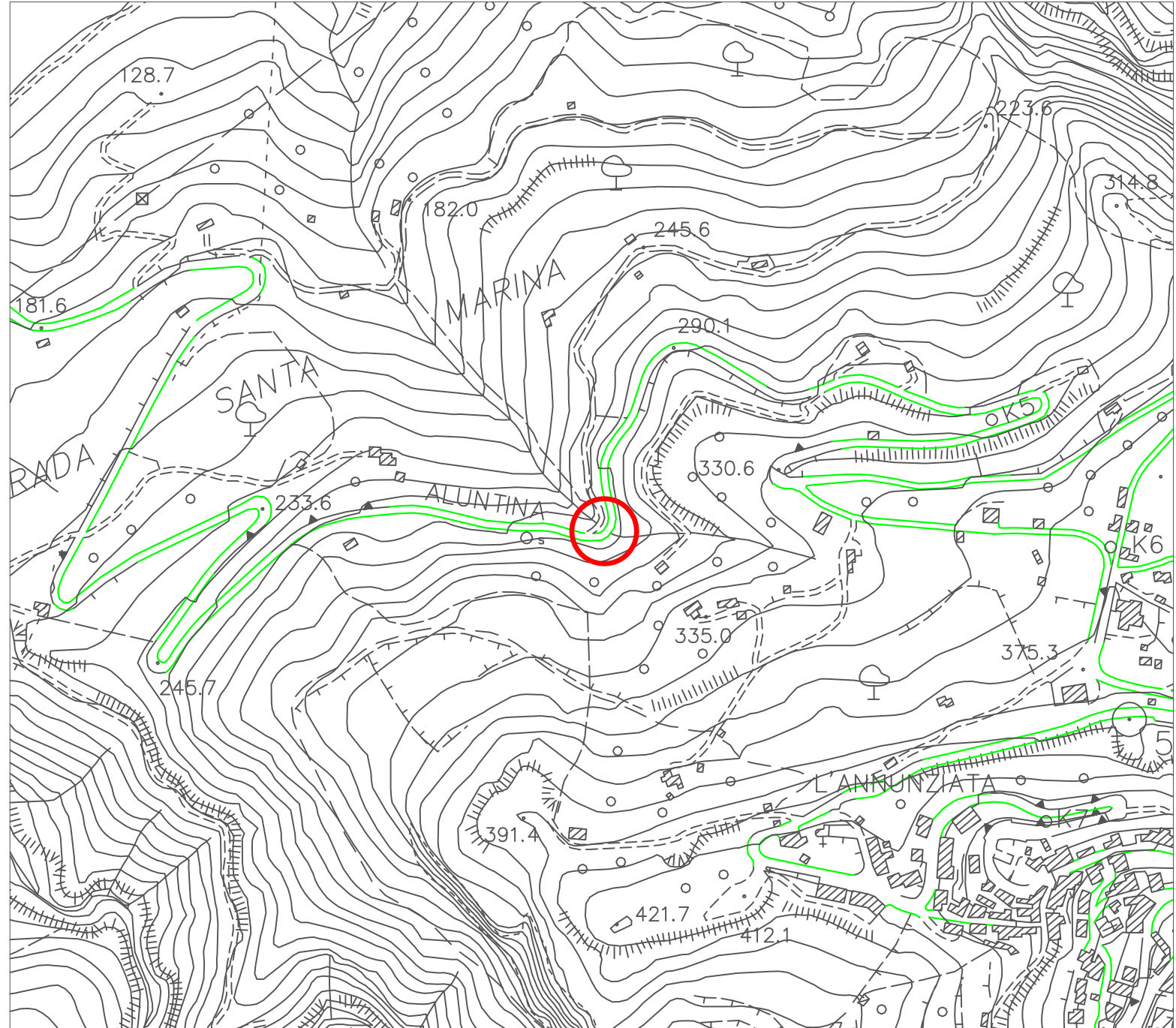
Planimetrie
(*Ubicazione Indagini*)

Planimetria

Scala 1 : 5.000



Aree di interesse



Planimetria

Scala 1 : 1.000

● Sondaggio Geognostico



COLONNA STRATIGRAFICA



Committente: Città Metropolitana di Messina	Progetto: Indagini Geognostiche S.P. 160	Sondaggio: S1
Località: San Marco D'Alunzio; S.P. 160	Coordinate (WGS 84): Lat: 38.078590 Long: 14.691991	Profondità da P.C.: 30,0 mt

Inizio / Fine esecuzione: 02/07/2020 - 07/07/2020	Quota P.C.: 278 mt s.l.m.	Tipo di Sondaggio: Carotaggio continuo	Tipo di Sonda: CMW - MK600	Tecnico Responsabile: Dr. Geol. Alfonso Spera
---	-------------------------------------	--	--------------------------------------	---

Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	Carotaggio %	R.Q.D.	Diametro foro (mm)	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzazione	Campioni Geotecnic	S.P.T. (n.colpi)	Falda (m)	Quota	Strumentazione Geotecnica
0.0		Asfalto e sottofondo stradale	0.4	0 20 40 60 80	0 20 40 60 80	101	CS	RM					DH
1.0		Terreno di Riporto (TR): Orizzonte di colore rossastro, a prevalente matrice sabbio-limoso con presenza di clasti e trovanti poligenici	2.4							2,5-2,70 14-Rif P.C.			
3.0		Terreno di Copertura (TC): Coltre detritica a matrice limo-sabbiosa di colore giallastro, a moderata consistenza con presenza di elementi litici poligenici prevalentemente di natura quarzarenitica	5.4							4,5-4,90 12-38-Rif P.C.			
6.0		Quarzareniti alterate (Qz-a): Orizzonte a consistenza lapidea costituito da quarzareniti grigiastre, molto alterate ed intensamente fratturate ma molto tenaci e con necessità di carotaggio con uso di corona diamantata; presenza diffusa di intercalazioni di livelli siltitici tettonizzati e consistenti	14.8				CD						
15.0		Limi Sabbiosi (LS): Limi sabbiosi di colore giallastro, molto consistenti, con diffusa presenza di litici e trovanti poligenici con dimensioni da centimetriche a decimetriche	16.8							15,0-15,4 18-43-Rif P.C.			
17.0		Quarzareniti massive (Qz-m): Quarzareniti massive di colore grigiastro, estremamente tenaci, poco alterate e moderatamente fratturate; carotaggio con uso di corona diamantata	30.0										
30.0		Fine Foro	30.0										

Campioni: S-Pareti Sottili; M-Mazier; O-Osterberg; R-Rimaneggiato
Piezometro: TA-Tubo aperto; CCS-Casagrande; **Strumentazione Geotecnica:** IN-Inclinometro; DH-Down Hole
Perforazione: CS-Carotiere Semplice; CD-Carotiere Doppio; EC-Elica Continua
Stabilizzazione: RM-Rivestimento Metallico; FB-Fanghi Bentonitici
Prove S.P.T.: P.A.-Punta Aperta; P.C.-Punta Conica; Rif. > 50 colpi



PROVE PRENETROMETRICHE DINAMICHE – SPT

Sondaggio

S1

Oggetto: Indagini geognostiche propedeutiche alla redazione del progetto esecutivo dei "Lavori di ricostruzione del piano viabile e consolidamento strutturale della scarpata di valle al km 4+500 sulla S.P. 160 di San Marco D'Alunzio"

Committente: Città Metropolitana di Messina

DATI TECNICI

Sito: S.P. 160 km 4+500; San Marco D'Alunzio (ME)

Peso maglio: 63.5 kg

Ubicazione:

Latitudine

Longitudine

Quota foro

38.078590

14.691991

278 m

Altezza Caduta: 0.75 m

Diametro aste: 50 mm

Data esecuzione prove: dal 02/07/2020 al 03/07/2020

Peso lineare aste: 5.1 kg

Lunghezza aste: 1.0 m

Prog. N.	Id. Prova	Quota prova (prof da p.c.)	N° Colpi			N ₁ + N ₂	Tipologia Punta	Note
			N ₀	N ₁	N ₂			
1	S1-SPT1	2.5	14	Rif.	---	---	Conica chiusa	Rif. > 50 colpi
2	S1-SPT2	4.5	12	38	Rif.	---	Conica chiusa	Rif. > 50 colpi
3	S1-SPT3	15.0	18	43	Rif.	---	Conica chiusa	Rif. > 50 colpi
4	////	////	////	////	////	////	////	////
5								
6								
7								
8								
9								
10								

NOTE E OSSERVAZIONI

Direttore Tecnico

Dr. Geol. Alfonso Spera



DIAGRAMMI
PROVA DOWN HOLE

**Tabella dei valori di velocità
e dei parametri elastici**

COMMITTENTE: Città Metropolitana Messina

COMUNE: San Marco D'Alunzio (ME)

LOCALITA': S.P. 160 km 4+500

FORO:
S1

Profondità
30 mt

Data:
29/07/2020

DOWN HOLE: S1

Numero misure 30

Passo misure 1 mt

Distanza foro - scoppio
1 mt

Azimuth punto scoppio

Prof.	Tp	Tp	Ts	Ts	δ	Vp	Vs	Poisson	G _{max}	E	K
(m)	(msec)	corretto	(msec)	corretto	gr/cm3	m/sec	m/sec		Kg/cmq	Kg/cmq	Kg/cmq
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00							
1,00	2,22	1,57	4,16	2,94	1,90	637,0	339,9	0,301	2,2E+03	5,7E+03	4,8E+03
2,00	3,05	2,73	5,79	5,18	1,90	863,4	447,2	0,317	3,8E+03	1,0E+04	9,1E+03
3,00	3,83	3,63	7,26	6,89	1,90	1104,4	585,6	0,304	6,5E+03	1,7E+04	1,4E+04
4,00	4,41	4,28	8,42	8,17	1,90	1550,7	777,5	0,332	1,1E+04	3,1E+04	3,0E+04
5,00	4,98	4,88	9,56	9,38	1,90	1653,0	830,3	0,331	1,3E+04	3,5E+04	3,4E+04
6,00	5,40	5,33	10,42	10,28	2,20	2256,1	1105,9	0,342	2,7E+04	7,2E+04	7,6E+04
7,00	5,80	5,74	11,25	11,14	2,20	2408,6	1164,5	0,347	3,0E+04	8,0E+04	8,8E+04
8,00	6,22	6,17	12,07	11,97	2,20	2324,2	1198,0	0,319	3,2E+04	8,3E+04	7,7E+04
9,00	6,60	6,56	12,80	12,73	2,20	2579,6	1329,7	0,319	3,9E+04	1,0E+05	9,5E+04
10,00	6,99	6,96	13,57	13,51	2,20	2527,3	1279,6	0,328	3,6E+04	9,6E+04	9,2E+04
11,00	7,40	7,37	14,40	14,34	2,20	2413,7	1199,0	0,336	3,2E+04	8,5E+04	8,6E+04
12,00	7,82	7,79	15,23	15,18	2,20	2362,0	1191,2	0,329	3,1E+04	8,3E+04	8,1E+04
13,00	8,21	8,19	16,00	15,95	2,20	2545,6	1293,0	0,326	3,7E+04	9,8E+04	9,4E+04
14,00	8,62	8,60	16,82	16,77	2,20	2425,6	1218,4	0,331	3,3E+04	8,7E+04	8,6E+04
15,00	8,99	8,97	17,57	17,53	2,20	2688,2	1328,6	0,338	3,9E+04	1,0E+05	1,1E+05
16,00	9,36	9,34	18,27	18,24	2,20	2690,5	1413,3	0,309	4,4E+04	1,2E+05	1,0E+05
17,00	9,66	9,64	18,86	18,82	2,20	3316,1	1698,8	0,322	6,3E+04	1,7E+05	1,6E+05
18,00	9,96	9,94	19,46	19,43	2,20	3318,6	1644,5	0,337	5,9E+04	1,6E+05	1,6E+05
19,00	10,31	10,30	20,11	20,09	2,20	2848,3	1526,4	0,299	5,1E+04	1,3E+05	1,1E+05
20,00	10,65	10,64	20,71	20,69	2,20	2932,9	1662,8	0,263	6,1E+04	1,5E+05	1,1E+05
21,00	11,01	11,00	21,37	21,35	2,20	2771,4	1520,2	0,285	5,1E+04	1,3E+05	1,0E+05
22,00	11,39	11,38	22,10	22,07	2,20	2626,6	1374,4	0,311	4,2E+04	1,1E+05	9,6E+04
23,00	11,73	11,72	22,76	22,73	2,20	2935,3	1513,1	0,319	5,0E+04	1,3E+05	1,2E+05
24,00	12,08	12,07	23,44	23,41	2,20	2852,3	1470,2	0,319	4,8E+04	1,3E+05	1,2E+05
25,00	12,45	12,44	24,18	24,16	2,20	2698,9	1344,6	0,335	4,0E+04	1,1E+05	1,1E+05
26,00	12,78	12,77	24,79	24,77	2,20	3025,7	1622,6	0,298	5,8E+04	1,5E+05	1,2E+05
27,00	13,11	13,10	25,43	25,42	2,20	3026,1	1559,8	0,319	5,4E+04	1,4E+05	1,3E+05
28,00	13,45	13,44	26,11	26,09	2,20	2937,6	1484,0	0,329	4,8E+04	1,3E+05	1,3E+05
29,00	13,75	13,74	26,68	26,66	2,20	3328,9	1756,4	0,307	6,8E+04	1,8E+05	1,5E+05
30,00	14,09	14,08	27,35	27,33	2,20	2938,2	1482,9	0,329	4,8E+04	1,3E+05	1,3E+05

Dromocrone e grafico velocità - profondità

COMMITTENTE: Città Metropolitana Messina

COMUNE: San Marco D'Alunzio (ME)

LOCALITA: S.P. 160 km 4+500

FORO:
S1

Profondità
30 mt

Data:
29/07/2020

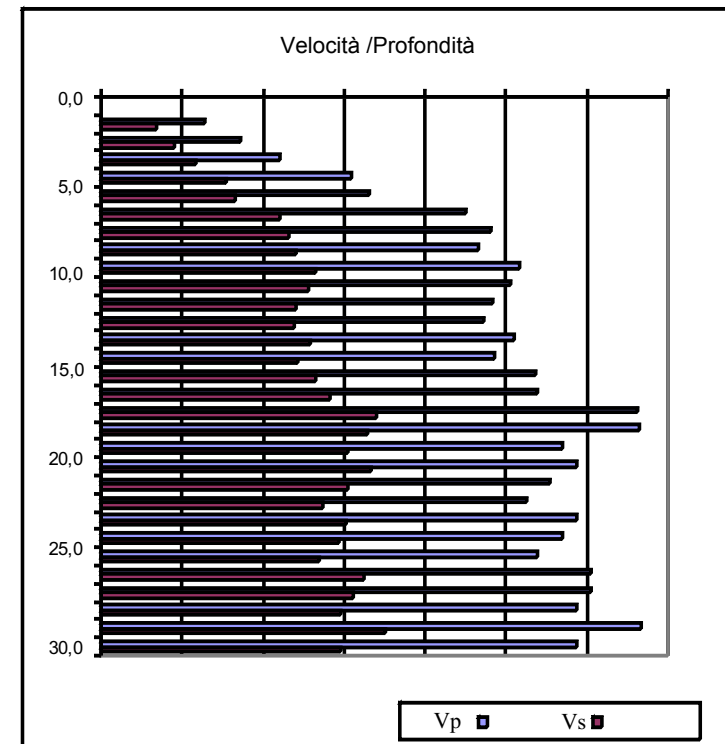
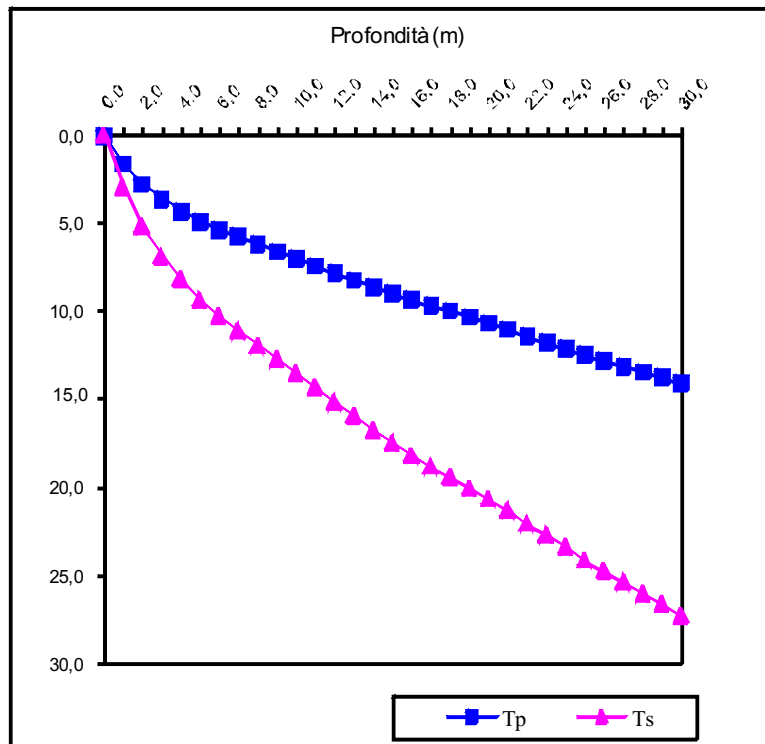
DOWN HOLE: S1

Numero misure 30

Passo misure 1 mt

Distanza foro - scoppio
1 mt

Azimuth punto scoppio



Rapporto di Poisson e modulo di Young

COMMITTENTE: Città Metropolitana Messina

COMUNE: San Marco D'Alunzio (ME)

LOCALITA: S.P. 160 km 4+500

FORO:
S1

Profondità
 30 mt

Data:
 29/07/2020

DOWN HOLE: S1

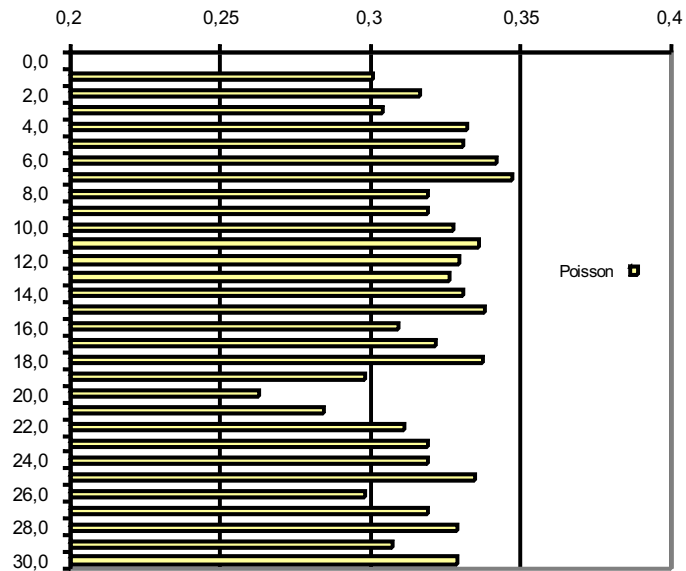
Numero misure 30

Passo misure 1 mt

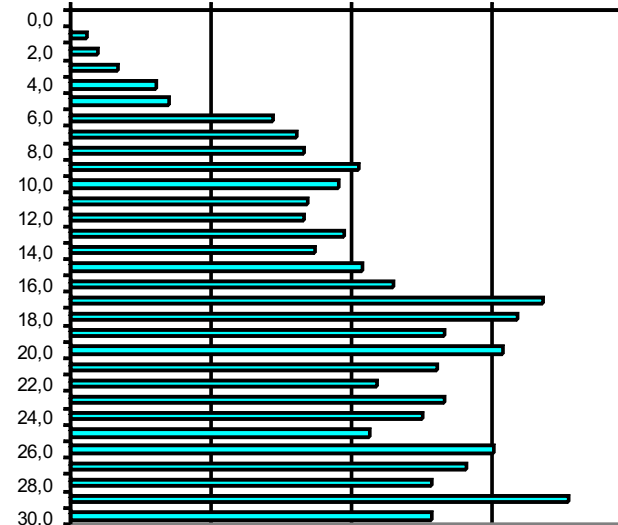
Distanza foro - scoppio
 1 mt

Azimuth punto scoppio

Rapporto di Poisson



Modulo di Young



Modulo di Incompressibilità e di Taglio

COMMITTENTE: Città Metropolitana Messina

COMUNE: San Marco D'Alunzio (ME)

LOCALITA: S.P. 160 km 4+500

FORO:
S1

Profondità
30 mt

Data:
29/07/2020

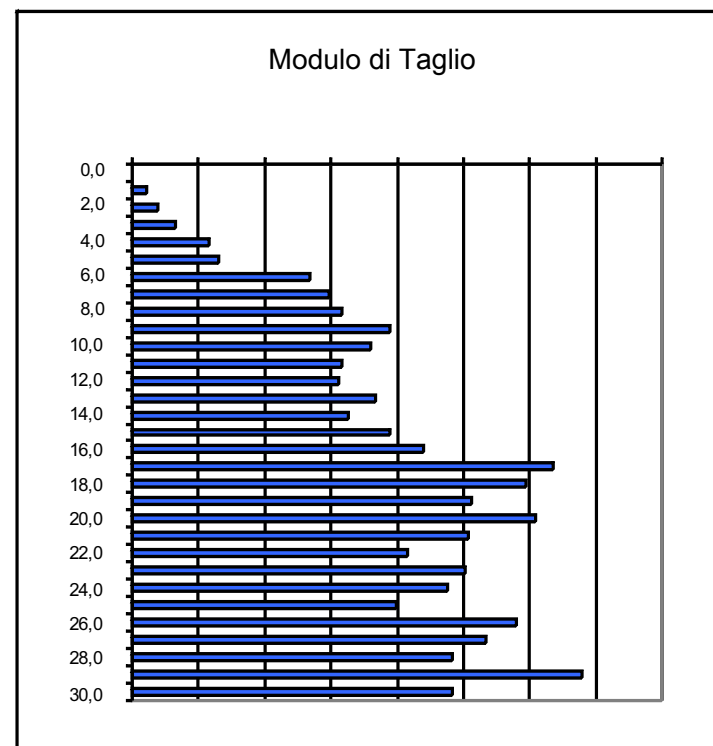
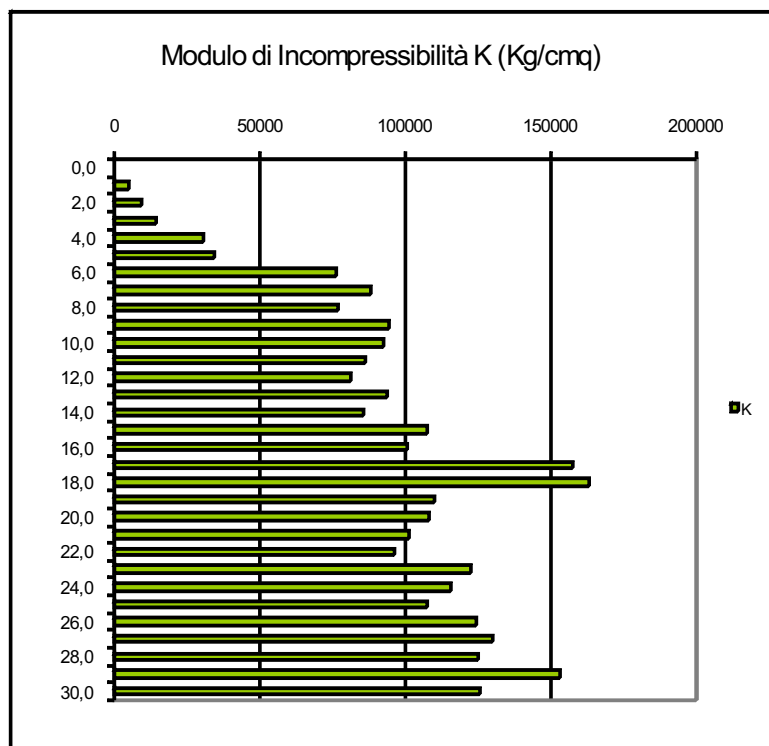
DOWN HOLE: S1

Numero misure 30

Passo misure 1 mt

Distanza foro - scoppio
1 mt

Azimuth punto scoppio



DOCUMENTAZIONE
FOTOGRAFICA

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Oggetto: Indagini geognostiche propedeutiche alla redazione del progetto esecutivo dei "Lavori di ricostruzione del piano viabile e consolidamento strutturale della scarpata di valle al km 4+500 sulla S.P. 160 di San Marco D'Alunzio" CIG: ZEB2449CB6

Sito: S.P. 160 - San Marco D'Alunzio (ME)

Sondaggio: **S1**

Scheda: **I**

Foglio: **1/2**



Foto 1: Postazione sondaggio **S1**



Foto 2: Sondaggio **S1** - Cassetta 1 da 0,0 a 6,8 mt



Foto 3: Sondaggio **S1** - Cassetta 2 da 6,8 a 13,5 mt



Foto 4: Sondaggio **S1** - Cassetta 3 da 13,5 a 20,0 mt



Foto 5: Sondaggio **S1** - Cassetta 4 da 20,0 a 26,0 mt

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Oggetto: Indagini geognostiche propedeutiche alla redazione del progetto esecutivo dei "Lavori di ricostruzione del piano viabile e consolidamento strutturale della scarpata di valle al km 4+500 sulla S.P. 160 di San Marco D'Alunzio" CIG: ZEB2449CB6

Sito: S.P. 160 - San Marco D'Alunzio (ME)

Sondaggio: **S1**

Scheda: **I**

Foglio: **2/2**



Foto 6: Sondaggio **S1** - Cassetta 5 da 26,0 a 30,0 mt



Foto 7: Prova **Down Hole**