



PROVINCIA DI ROMA



PROVINCIA DI LATINA



COMUNE DI NETTUNO



COMUNE DI LATINA



Proponente		<p><b>NET1 POWER S.r.l.</b>          Sede: Viale A. Volta, 101          50131 Firenze          P.IVA 07230420486</p>
------------	---	--

Progettazione, Coordinamento e progettazione elettrica		<p><b>STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA</b>          MEZZINA dott. ing. Antonio          Via T. Solis 128   71016 San Severo (FG)          Tel. 0882.228072   Fax 0882.243651          e-mail: info@studiomezzina.net</p>	 <small>Empresa Registrada ER-01512008</small>	
--	---	---	--	--

Studio di impatto ambientale	 <b>VDP S.r.l.</b> Via Federico Rosazza n. 38 - 00153 Rome - Italy Tel. +39 065800506-065883135-0658343877 Fax +39 065896686 mail: vdp@vdpsrl.it	Studio archeologico	<p><b>Dott. Archeologo Antonio Mangia</b>          cell. 338 3362537          E-Mail: amangia@yahoo.it          Elenco Nazionale dei Professionisti dei Beni Culturali del Ministero della Cultura n.1516</p>
		Studio idraulico geologico e geotecnico	<p><b>Dott. Nazario Di Lella</b>          Tel./Fax 0882.991704   cell. 328 3250902          E-Mail: geol.dilella@gmail.com          Ordine regionale dei Geologi della Puglia matr. n. 345</p> 
		Studio acustico	<p><b>STUDIO FALCONE</b> Ingegneria</p> <p><b>Ing. Antonio Falcone</b>          Tel. 0884.534378   Fax. 0884.534378          E-Mail: antonio.falcone@studiofalcone.eu          Ordine degli Ingegneri di Foggia matr. n.2100</p>
		Studio strutturale	 <p><b>Ing. Tommaso Monaco</b>          Tel. 0885.429850   Fax 0885.090485          E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it          Ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia matr. n. 2906</p>
		Consulenza topografica	<p><b>Geom. Matteo Occhiochiuso</b>          Tel. 328 5615292          E-Mail: matteo.occhiochiuso@virgilio.it          Collegio dei Circondariale Geometri e Geometri Laureati di Lucera matr. n. 1101</p>

Opera	<p><b>Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "NETTUNO" da realizzarsi su aree demaniali militari in località "Eschieto" nel territorio comunale di Nettuno (RM) per una potenza complessiva di 40,322 MWp nonché delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto</b></p>
-------	--

Oggetto	Folder:
	Nome Elaborato: Relazione_Geotecnica.pdf
	Descrizione Elaborato: Relazione Geotecnica

00	Luglio 2023	Progetto definitivo	Geol. N. Di Lella	Ing. A. Mezzina	NET1 POWER S.r.l.
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione

Scala:	
Formato: A4/A3	

Sommario

1.	<b>PREMESSA</b> .....	2
2.	<b>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA</b> .....	3
3.	<b>SISMICITÀ DELL'AREA</b> .....	8
4.	<b>CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LOCALI</b> .....	16
5.	<b>CARATTERI GEOLOGICO-TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI</b> .....	18
6.	<b>CATEGORIE SUOLO DI FONDAZIONE</b> .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
1.	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – CALCOLO PORTANZA</b> .....	20
2.	<b>CONCLUSIONI</b> .....	24
	<b>ALLEGATO 1 – RELAZIONI DI CALCOLO</b> .....	25

## 1. PREMESSA

Il sottoscritto Dott. Geol. Nazario Di Lella iscritto all'Ordine dei Geologi della Puglia con il n. 345, su incarico della società NET1 POWER S.r.l. P.IVA 07230420486, con sede legale in Viale A. Volta, 101 - 50131 Firenze, Indirizzo email net1powersrl@legalmail.it, ha eseguito il presente studio Geologico - Geotecnico a corredo del "Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "NETTUNO" da realizzarsi su aree demaniali militari in località "Eschieto" nel territorio comunale di Nettuno (RM) per una potenza complessiva di 40,322 MWp nonché delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto".

Lo studio è stato finalizzato a perseguire i seguenti obiettivi:

- individuare i litotipi presenti e le loro caratteristiche giacaturali;
- individuare i fenomeni geomorfologici, con specifico riguardo alla stabilità dell'area;
- caratterizzazione geotecnica e sismica del sito in relazione alle opere previste di progetto.

La caratterizzazione del sito e le indagini espletate sono state eseguite in relazione a quanto previsto dalle normative vigenti (Legge 2/2/74 n° 64 - D.M. 21/1/81 - D.M. 11/3/88 - O.P.C.M. 3274 – NTC 2018 e s.m.i.) ed hanno avuto lo scopo principale di accertare in maniera più concreta e dettagliata (in fase di Progetto Esecutivo) le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni costituenti il sito, soprattutto in funzione delle strutture che andranno a costituire le opere di progetto e della loro interazione con il terreno costituente il sito stesso.

Nei paragrafi successivi si riportano le risultanze dello studio eseguito su un'area più estesa di quella interessata dal progetto, ai fini della definizione del quadro geologico generale di riferimento in fase di progettazione esecutiva, con un rilevamento geologico di dettaglio ed acquisizione di informazioni di carattere bibliografico disponibile per la zona oggetto di studio.

Segue il calcolo geotecnico per la verifica di portanza di un palo di supporto dei pannelli fotovoltaici, in acciaio, infisso nel terreno di fondazione per una profondità di 3,0 m. dal p.c., di dimensione pari a 0,20 m.

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

L'area d'interesse è ubicata a circa 1,0 Km W del centro urbano di Nettuno, in corrispondenza di un'area demaniale militare, in località Eschieto.

La quota del sito è compresa tra gli 11,0 e i 15,0 m s.l.m., l'impianto risulta essere suddiviso in tre campi principali, suddivisi in sottocampi produttivi, estesi su una superficie complessiva di circa 52,8 ha.

La Sottostazione Produttore di conferimento, connessa con cavidotto AT alla Stazione Principale Terna, è sita in località Borgo Sabotino, in adiacenza della Strada di Macchia, in agro di Latina, ad una quota di circa 4/5 m s.l.m.

Cartograficamente l'area è ubicata a cavallo delle Tavole IGM 1:25.000 – Tav. 158 III NE "Nettuno" e II NO "Borgo Sabotino", alle coordinate 41.455821° -12.695065° (FTV), 41.435995° -12.799852° (SSE); su cartografia CTR 5.000 ricade nell'elemento n. 400093 (Campi FTV) agro di Nettuno, 400093-400092-400131-400144-400141 (Cavidotto AT), 400141 (Sottostazione) agro di Latina.

L'area in oggetto risulta ubicata nell'area di affioramento di formazioni appartenenti ai depositi mesozoici dell'Horst di Apricena costituiti da formazioni marine carbonatiche, appartenenti al lembo occidentale del basamento carbonatico mesozoico del rilievo garganico, più in particolare l'area d'insediamento corrisponde ad una ex cava per estrazione di calcare da taglio, ricolmata come recupero dell'area, per esaurimento del giacimento in concessione.

Il territorio di Nettuno si trova al margine della fascia litoranea della pianura Pontina chiusa verso NORD-OVEST dai rilievi vulcanici dei monti Albani e verso NORD-EST dai rilievi calcarei dei Lepini.

Presenta una morfologia piuttosto piatta, tuttavia non mancano dei rilievi dunari che raggiungono al massimo una settantina di metri sul livello del mare nonché delle depressioni che raggiungono quote negative intorno al metro.

Il sito ricade nel foglio della C.G.I 1:100.000 158 "Nettuno", nella parte centrale.

Il Foglio 158 «Nettuno» riguarda una vasta area dell'alto Lazio (a Sud di Roma) che si estende, grosso modo, tra la costa tirrenica compresa di Aprilia, Latina e Nettuno, più a nord dai rilievi vulcanici dei colli Albani mentre a NE dai rilievi calcarei dei monti Lepini.

Nella parte costiera dell'area in esame prevalgono le formazioni sedimentarie più o meno recenti legate prevalentemente all'evoluzione costiera, passando verso nord a depositi prevalentemente palustri della piana pontina, posti questi alle falde delle strutture vulcaniche che si ergono ancora più a nord.

La costa è a falesia in alcuni punti del territorio di Anzio ed è formata da una arenaria calcarea fossilifera chiamata "MACCO", va gradatamente appiattendosi avvicinandosi a Nettuno.

Andando verso Torre Astura, il mare è penetrato un po' nell'entroterra erodendo depositi dunari e di terreni sottostanti mettendo in evidenza stratigrafie interessanti, formando piccole insenature caratteristiche.

Il territorio è solcato da due piccoli fiumi: il LORICINA che attraversa Nettuno, in parte con percorso sotterraneo, in parte a cielo aperto; è alimentato da numerose sorgenti ed ha come letto uno strato di torba. In un non troppo lontano passato il fiume doveva avere un'importanza maggiore: impiantato su una sinclinale, il suo letto era molto più grande dell'attuale così come la sua portata e probabilmente sfociava in una laguna che si doveva trovare a centinaia di metri dalla costa attuale formando un porto naturale protetto, forse utilizzato dalle navi.

L'altro fiume, più grande del primo è l'ASTURA, anch'esso alimentato da numerose sorgenti e con il suo corso condizionato dalla presenza di depositi piroclastici formati da materiale più duro rispetto al terreno circostante più o meno sabbioso.

La storia geologica del territorio di Nettuno inizia quando si hanno le prime avvisaglie di emersione da un mare "pliocenico" che ricopriva tutta la regione ed era più alto dell'attuale di 100-120 m.

In questo mare profondo qualche centinaio di metri si andavano depositando potenti serie di argille grigio azzurre "piacenziane". Il fondo di questo mare non era stabile, ma cedeva al peso dei materiali di accumulo.

Lo spessore del corpo argilloso, in alcuni punti raggiunge alcune centinaia di metri.

Alla fine del Pliocene, probabilmente, qualche regione di Nettuno emergeva, tuttavia non sono stati trovati ancora dei reperti sicuri, anche perché le successive ingressioni di mare nei periodi successivi al Pliocene hanno in parte eroso e distrutto i sedimenti precedenti.

I depositi del Pliocene inferiore costituiti da argille turchine "piacenziane" passanti in alcuni punti a marni sabbiose con una variazione di facies, affiorano a Nettuno in una culminazione anticlinale in località tra Lavinio e Tor Caldara, a Tor Caldara, tra Tor Caldara ed Anzio.

Esse costituiscono anche il basamento impermeabile che si trova a qualche centinaio di metri non solo nella zona di Nettuno ma anche di quasi tutta la costa tirrenica fino alle pendici degli Appennini.

Il Pliocene medio e superiore (4-2 milioni di anni) è caratterizzato da una arenaria calcarea fossilifera chiamata "MACCO".

Affiora a Nettuno Anzio; a Tor Caldara, tra Tor Caldara ed Anzio, tra Anzio e Nettuno fino quasi al porto di Nettuno, vicino alla Scuola guardie di PUBBLICA SICUREZZA, dietro al Cimitero americano, nella zona "LA

CAMPANA". Nel centro storico di Nettuno, il "MACCO" sta a debole profondità, mentre andando verso Torre Astura gli strati s'immergono verso Sud-Est e si rintracciano a profondità variabili da i 10 ai 30 ai 50 metri andando verso Est e Nord-Est.

Il contatto tra argille (Pliocene inferiore) e "MACCO" (Pliocene medio e superiore) è continuo, mentre in alcuni punti, tra Tor Caldara e Anzio le argille vengono a contatto netto con le marne, nate in una situazione batimetrica diversa delle argille. Il "MACCO" è nato quando il mare pliocenico andava assottigliandosi.

La stratigrafia del territorio "pleistocenico" (inizio e medio Quaternario) presenta particolare complessità perché, a determinare la facies e l'assetto delle diverse formazioni hanno concorso, oltre ai fattori isostatici, eustatici e climatici d'influenza generale, anche fattori locali, che, in concomitanza e talora in contrasto con quelli, né hanno complicato gli effetti.

Ben rappresentata è la trasgressione "SICILIANA" (circa un milione di anni fa) che ha portato il mare ad un livello di 60-80 metri più alto dell'attuale. I sedimenti sono formati in gran parte da marne sabbiose e secondariamente da sabbie gialle e piccole brecce con ciottoli di selce, calcare, ed elementi vulcanici.

Le marne si possono osservare a SUD di Nettuno lungo il litorale del Poligono di tiro incominciando ad un centinaio di metri dal depuratore, vicino alla cava Fornace Morrone, alle Grottace fino alla cava di Vallone Carnevale.

Alla fine del periodo "SICILIANO" si svegliava l'attività vulcanica, si formavano spaccature da dove uscivano fuori vapori, pozzolane, lave; il grande cratere dell'Artemisio iniziava la sua attività che doveva durare per circa 700 mila anni.

I periodi successivi sono caratterizzati da più cicli sedimentari con oscillazioni trasgressive dovute a movimenti eustatici del terreno chiamati, in senso generale, "TIRRENIANO".

Il TIRRENIANO a Nettuno ricopre in parte i tufi o le sabbie grigio gialle o le marne del siciliano. Non si trova sempre ad uno stesso livello: allo sbocco del fiume Loricina si trova a -13 m sotto il livello del mare, a l'Acciarella a + 13 m sopra il livello del mare, a Borgo Sabotino a -13 m sotto il livello del mare.

La regressione post TIRRENIANA ha fatto emergere tutta la pianura costiera che fu ricoperta da sabbie dunari.

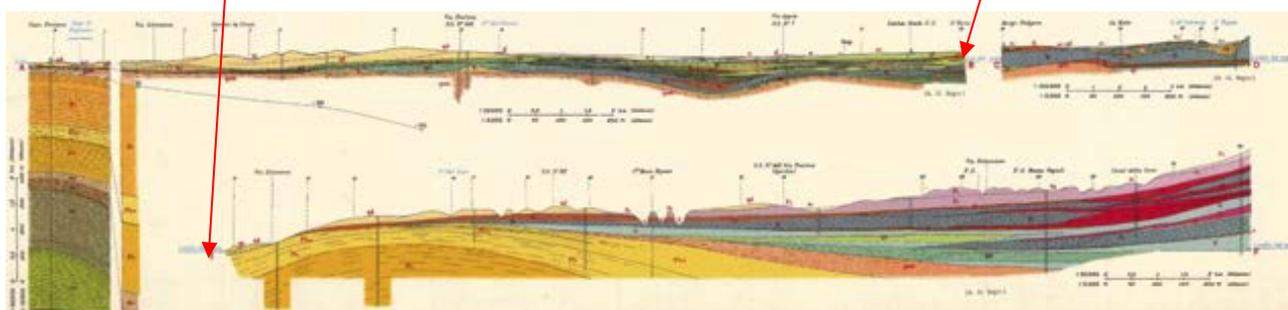
Una ultima trasgressione, la "VERSILIANA" o FIANDRIANA, ha riportato il mare da quota -100 m al livello attuale, colmando depressioni, formando i laghi costieri e le formazioni a rias dunari.

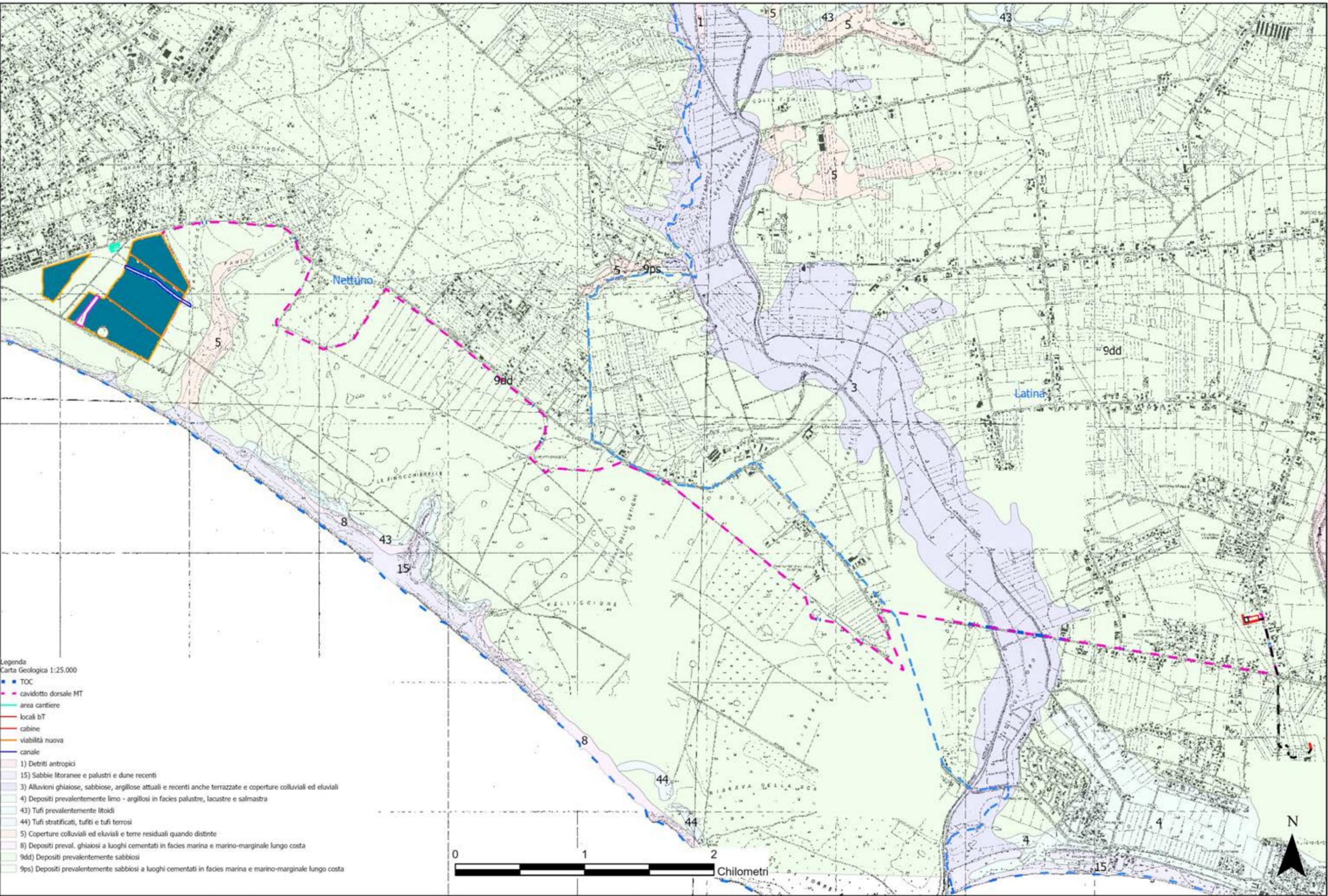
I terreni sedimentari affioranti nell'area di interesse sono rappresentati quindi da formazioni prevalentemente sabbiose e limo-palustri della piana pontina e costiera e sono rappresentate da:

- a) "a – **Terreni Palutri di colmata**" della depressione Pontina e della Tenuta Carano, commisti a frammenti lavici, torbe limi, terre nere. (Olocene).
- b) "qd – **Duna Antica**" sabbie rosse in genere eolizzate, +- commiste con argille di disfacimento; intercalazioni di ghiaino siliceo e ciottoli sfaccettati e lustrati; Sabbie con abbondante ghiaia silicea.



Stralcio Carta Geologica d' Italia – scala 1:100.000



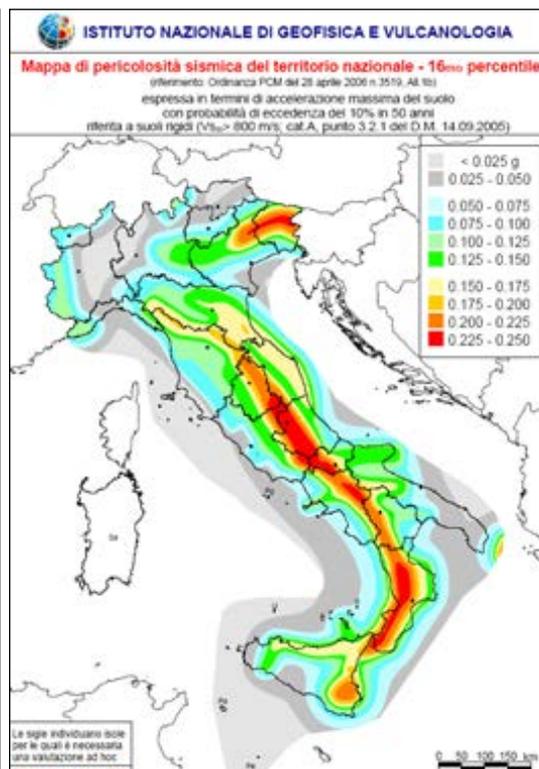
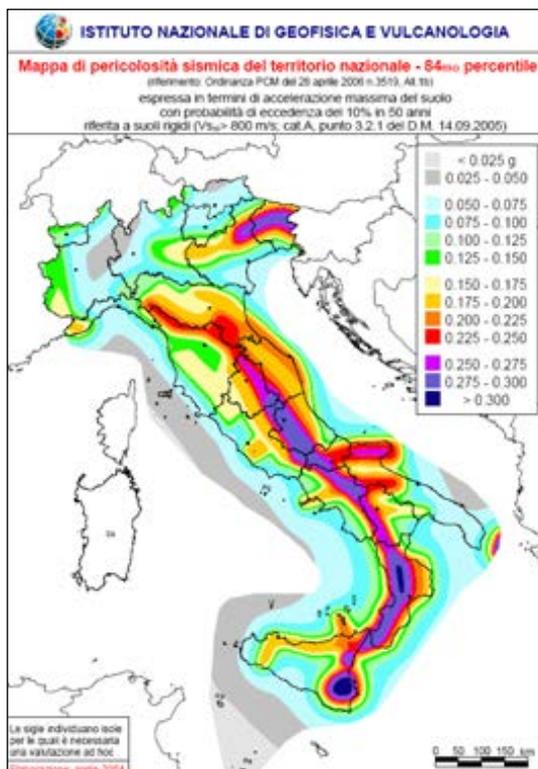


- Legenda  
 Carta Geologica 1:25.000
- TOC
  - caviodotto dorsale MT
  - area cantiere
  - locali bT
  - cabine
  - viabilità nuova
  - canale
  - 1) Detriti antropici
  - 15) Sabbie litoranee e palustri e dune recenti
  - 3) Alluvioni ghiaiose, sabbiose, argillose attuali e recenti anche terrazze e coperture colluviali ed eluviali
  - 4) Depositi prevalentemente limo - argillosi in facies palustre, lacustre e salmastra
  - 43) Tufi prevalentemente litoidi
  - 44) Tufi stratificati, tufiti e tufi terrosi
  - 5) Coperture colluviali ed eluviali e terre residuali quando distinte
  - 8) Depositi preval. ghiaiosi a luoghi cementati in facies marina e marino-marginale lungo costa
  - 9dd) Depositi prevalentemente sabbiosi
  - 9ps) Depositi prevalentemente sabbiosi a luoghi cementati in facies marina e marino-marginale lungo costa

### 3. SISMICITÀ DELL'AREA

Il territorio oggetto di studio, così come altri comuni della quasi totalità dei comuni della parte centro orientale della provincia, è classificata come a rischio sismico medio Zona 3.

Ciò risulta dall'allegato (classificazione sismica dei comuni italiani) all'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" dal quale risulta che il territorio di studio è inserito in Zona Sismica 3 (basso Rischio) corrispondente ad un grado di sismicità pari a  $S=6$ . secondo quanto indicato dalla vecchia normativa sismica dal D.M. 07.03.1981, il coefficiente di intensità sismica è così valutabile:  $C=S-2/100 = 0,04$ .



## Rischio sismico di Nettuno

Le zone sismiche assegnate al territorio comunale di Nettuno per le normative edilizie. Zone sismiche. Fenomeni riscontrati. Accelerazione al suolo ( $a_g$  max).

### Classificazione sismica

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Nettuno, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Lazio n. 387 del 22 maggio 2009, successivamente modificata con la D.G.R. n. 571 del 2 agosto 2019.

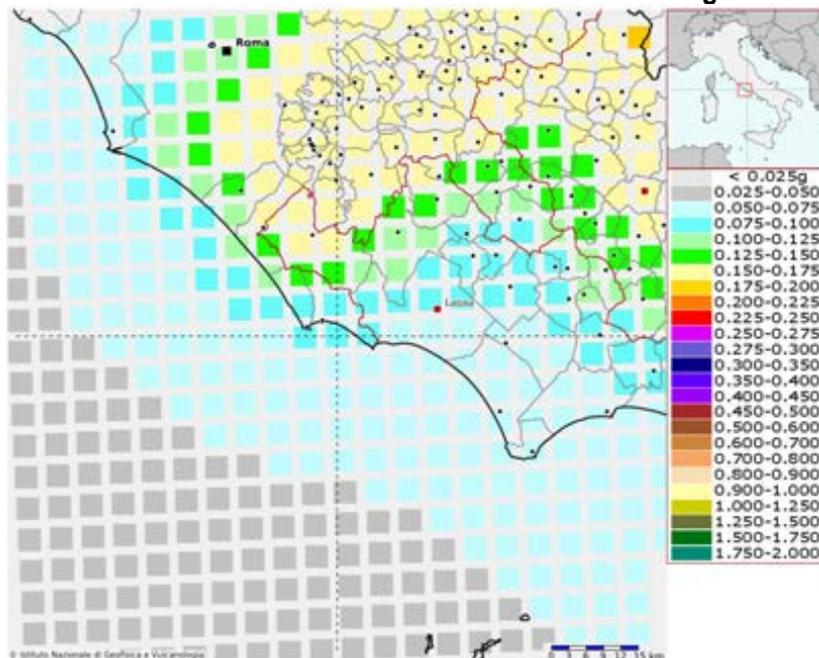
<b>Zona sismica</b> <b>3A</b>	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti. La sottozona <b>3A</b> indica un valore di $a_g \geq 0,10g$ .
----------------------------------	---

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [ $a_g$ ]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [ $a_g$ ]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$0,25 < a_g \leq 0,35 g$	0,35 g	740
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 g$	0,25 g	2.367
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 g$	0,15 g	3.014
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 g$	0,05 g	1.788

Più in particolare, per l'area interessata dall'intervento, si riportano di seguito i parametri locali derivati dal modello di pericolosità sismica (INGV).

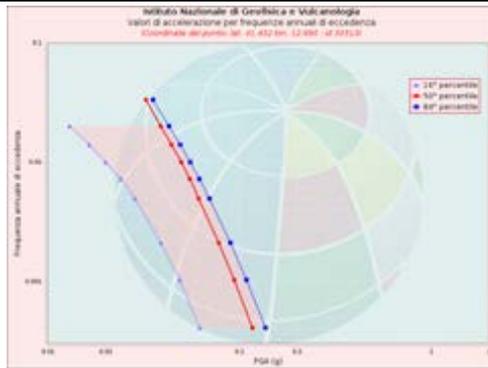
**Modello di pericolosità sismica del territorio nazionale MPS04-S1 (2004)**  
**Informazioni sul nodo con ID: 30513 - Latitudine: 41.432 - Longitudine: 12.690**



La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A,  $V_{s30} > 800$  m/s) e pianeggiante. Le coordinate selezionate individuano un nodo della griglia di calcolo identificato con l'ID 30513 (posto al centro della mappa). Per ogni nodo della griglia sono disponibili numerosi parametri che descrivono la pericolosità sismica, riferita a diversi periodi di ritorno e diverse accelerazioni spettrali..

### Curva di pericolosità

La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50mo percentile) ed incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.

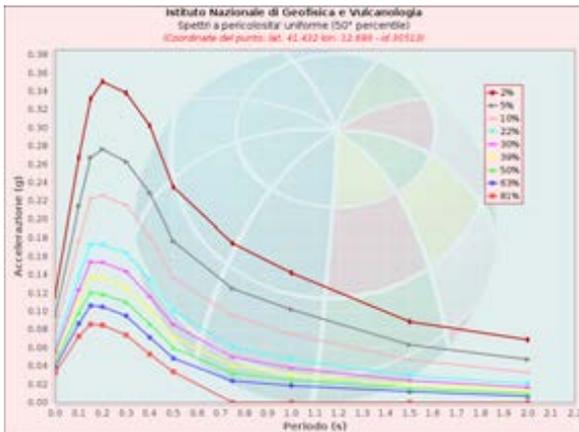


Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	14° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.062	0.117	0.137
0.0010	0.049	0.094	0.109
0.0021	0.039	0.078	0.090
0.0050	0.029	0.061	0.070
0.0071	0.024	0.055	0.063
0.0099	0.020	0.050	0.055
0.0119	0.016	0.044	0.049
0.0199	0.013	0.039	0.043
0.0332	0.000	0.033	0.035

### Spettri a pericolosità uniforme

Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dal modello di pericolosità.

I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.

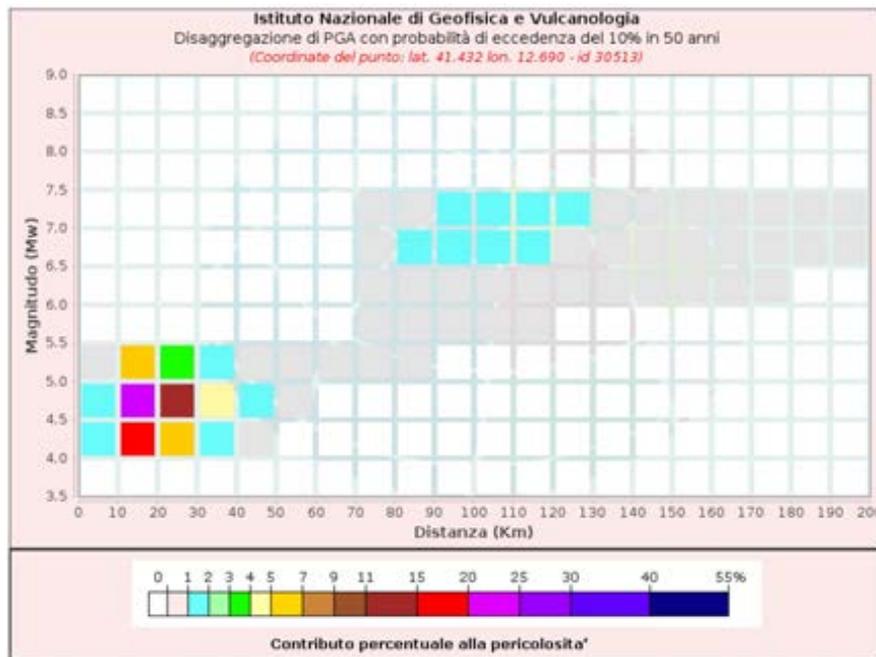


PoE in 50	Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)										
	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
anni	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.117	0.267	0.332	0.350	0.338	0.302	0.235	0.174	0.142	0.088	0.069
5%	0.094	0.214	0.267	0.276	0.263	0.229	0.177	0.125	0.102	0.063	0.047
10%	0.078	0.179	0.222	0.226	0.215	0.182	0.136	0.095	0.075	0.047	0.033
20%	0.061	0.138	0.173	0.173	0.163	0.135	0.100	0.061	0.047	0.029	0.021
30%	0.055	0.123	0.154	0.154	0.144	0.116	0.085	0.050	0.038	0.024	0.017
50%	0.050	0.111	0.138	0.136	0.125	0.102	0.071	0.041	0.031	0.019	0.013
80%	0.044	0.099	0.121	0.119	0.110	0.086	0.060	0.032	0.025	0.016	0.010
81%	0.039	0.086	0.106	0.105	0.095	0.071	0.048	0.024	0.018	0.012	0.007
81%	0.033	0.073	0.084	0.085	0.074	0.053	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000

## Grafico di disaggregazione

Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.



Distanza	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	1.4800	1.9000	0.3300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	15.8000	24.0000	9.1300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	5.9400	12.1000	3.3900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	1.3200	4.3500	1.4300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0273	1.1500	0.8290	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0918	0.3810	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0091	0.1090	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0231	0.0585	0.1240	0.1450	0.1200	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0026	0.3090	0.8460	1.2300	0.9410	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2090	0.9370	1.5400	1.2700	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9732	0.7100	1.3700	1.2100	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8091	0.4760	1.1400	1.0800	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2850	0.9750	1.0400	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1510	0.7820	0.9340	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0558	0.3630	0.5040	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0173	0.2000	0.3090	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0034	0.1080	0.1910	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0539	0.1180	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0261	0.0724	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0152	0.0519	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 5.11 ; distanza = 38.0 ; epsilon = 1.52

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 12,6799  
LATITUDINE: 41,4836

Ricerca per comune

REGIONE: Lazio  
PROVINCIA: Roma  
COMUNE: Nettuno

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

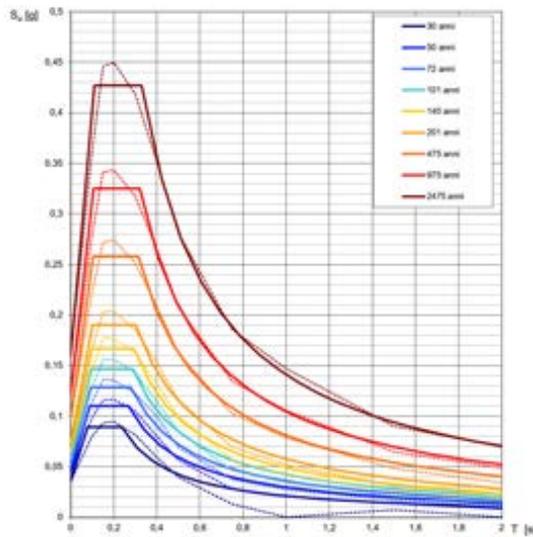
Site esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

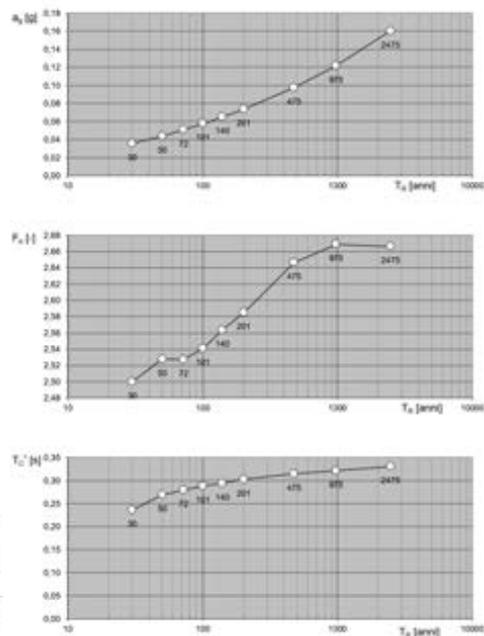
**Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**



NOTA:  
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INDV da cui sono derivati.

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

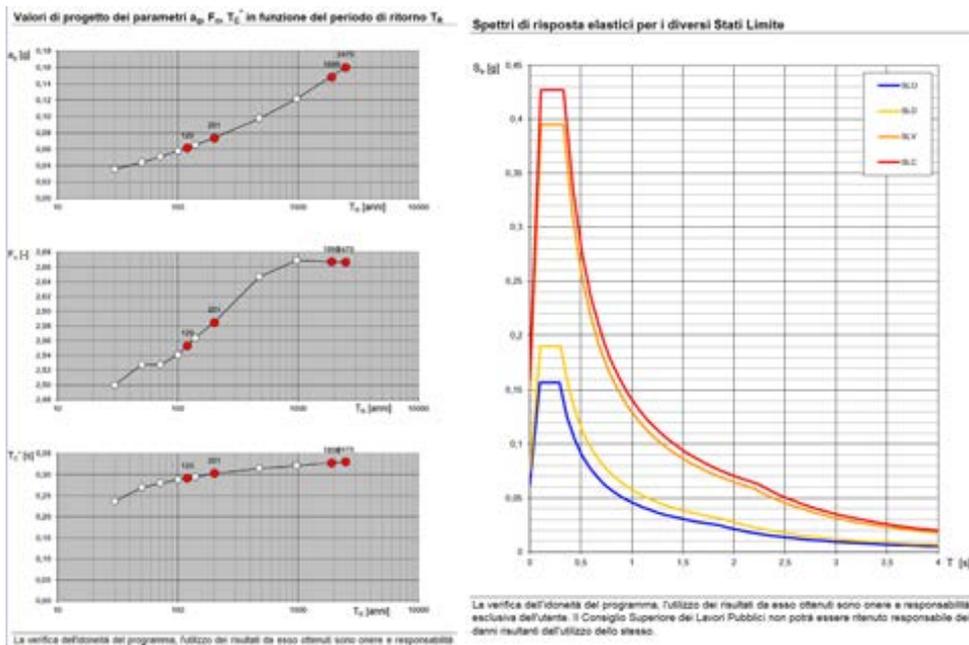
**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_a$ ,  $T_C$ : variabilità col periodo di ritorno  $T_R$**



**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_a$ ,  $T_C$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_a$ [-]	$T_C$ [s]
30	0.036	2.500	0.237
50	0.044	2.528	0.269
72	0.051	2.527	0.280
101	0.058	2.541	0.289
140	0.065	2.564	0.294
201	0.074	2.585	0.303
475	0.097	2.646	0.315
975	0.122	2.669	0.322
2475	0.160	2.666	0.330

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.



**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_c$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_c$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	120	0,062	2,553	0,292
SLD	201	0,074	2,585	0,303
SLV	1898	0,148	2,667	0,328
SLC	2475	0,160	2,666	0,330

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



#### 4. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LOCALI

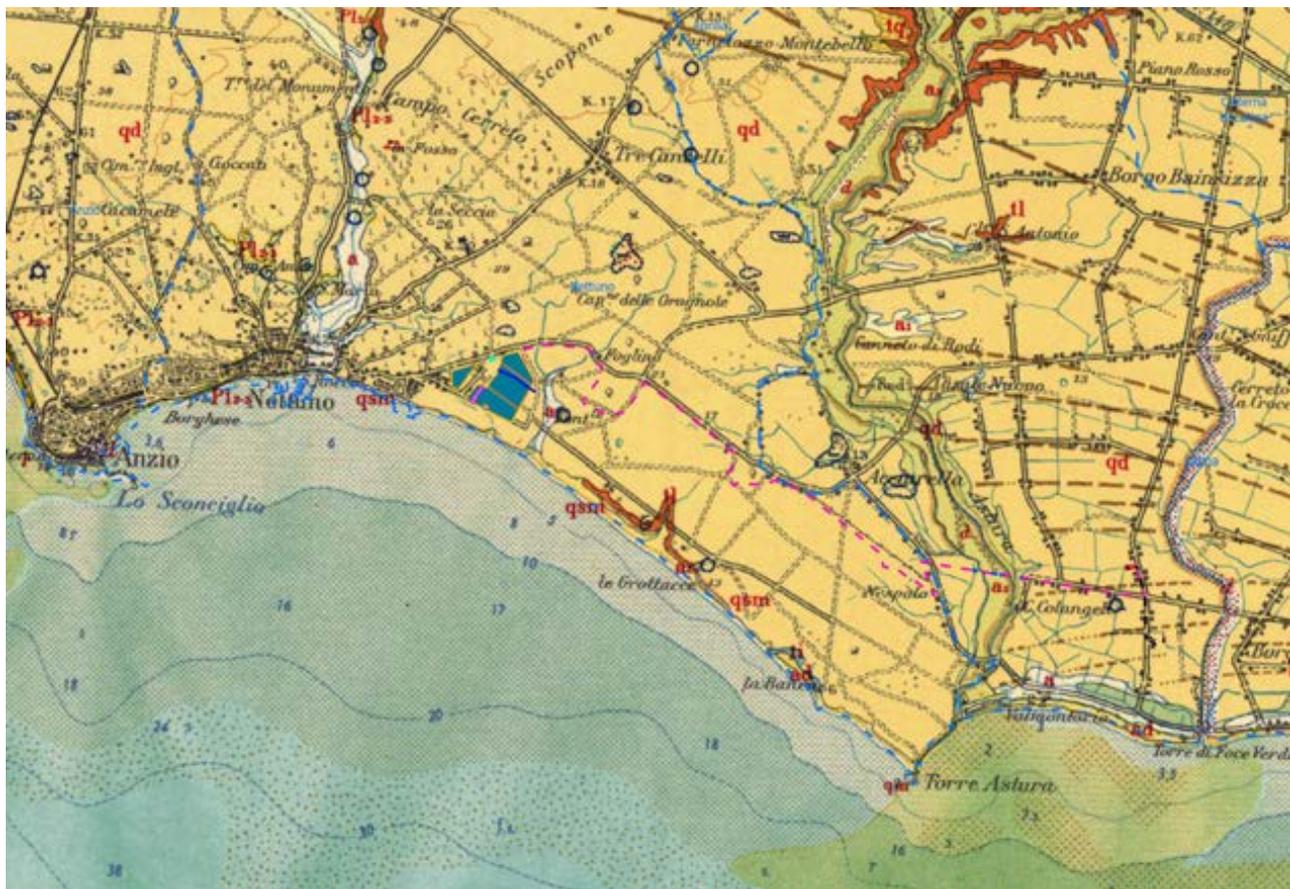
Il sito di progetto del campo fotovoltaico, secondo quanto riportato nella carta Geologica d'Italia 1:100.000 (F. 143), ricade nella fascia di affioramento delle "a2 - Alluvioni medio-recenti ed attuali", ghiaie, sabbie e limi depositati in epoca recente ed attuale dai corsi d'acqua; depositi eluviali argilloso-sabbiosi con materiale piroclastico rimaneggiato.

##### - SERIE PRESENTE IN AREA:

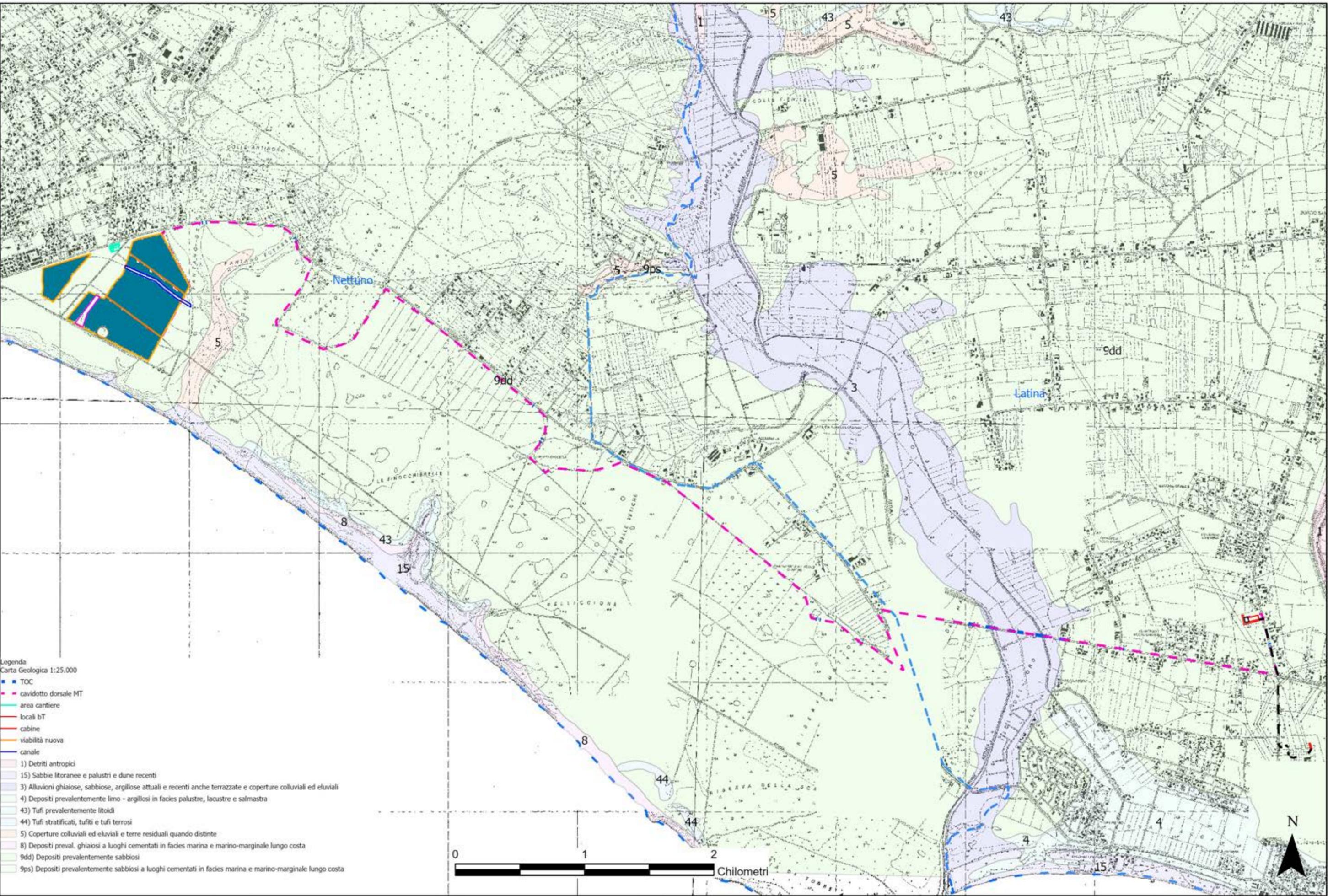
Morfologicamente l'area è ubicata in corrispondenza di una spianata leggermente inclinata verso la linea di costa del Mar Tirreno; nell'area d'interesse sono presenti le seguenti serie litologiche:

I terreni sedimentari affioranti nell'area di interesse sono rappresentati quindi da formazioni prevalentemente sabbiose e limo-palustri della piana pontina e costiera e sono rappresentate da:

- "a - Terreni Palutri di colmata" della depressione Pontina e della Tenuta Carano, commisti a frammenti lavici, torbe limi, terre nere. (Olocene).
- "qd - Duna Antica" sabbie rosse in genere eolizzate, +/- commiste con argille di disfacimento; intercalazioni di ghiaino siliceo e ciottoli sfaccettati e lustrati; Sabbie con abbondante ghiaia silicea.



Stralcio C.G.I. – F. 158



- Legenda  
 Carta Geologica 1:25.000
- TOC
  - caviodotto dorsale MT
  - area cantiere
  - locali bT
  - cabine
  - viabilità nuova
  - canale
  - 1) Detriti antropici
  - 15) Sabbie litoranee e palustri e dune recenti
  - 3) Alluvioni ghiaiose, sabbiose, argillose attuali e recenti anche terrazze e coperture colluviali ed eluviali
  - 4) Depositi prevalentemente limo - argillosi in facies palustre, lacustre e salmastra
  - 43) Tufi prevalentemente litoidi
  - 44) Tufi stratificati, tufiti e tufi terrosi
  - 5) Coperture colluviali ed eluviali e terre residuali quando distinte
  - 8) Depositi preval. ghiaiosi a luoghi cementati in facies marina e marino-marginale lungo costa
  - 9dd) Depositi prevalentemente sabbiosi
  - 9ps) Depositi prevalentemente sabbiosi a luoghi cementati in facies marina e marino-marginale lungo costa

## 5. CARATTERI GEOLOGICO-TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI

In assenza di dati provenienti da indagini di laboratorio, i principali parametri geotecnici possono essere preliminarmente definiti sulla base della natura dei terreni affioranti, dei risultati di indagini condotte in contesti geologici simili e dati bibliografici disponibili.

### Depositi Alluvionali - Dunari

I valori dei principali parametri geotecnici variano entro ampi intervalli. Il peso dell'unità di volume del terreno secco è compreso fra 12.9 e 1.4 KN/m<sup>3</sup>, il contenuto naturale di acqua fra il 15% e il 31%, la porosità fra il 34% e il 55%. Il limite liquido varia fra il 25% e il 56%, l'indice plastico fra il 6% e il 32%. Questi terreni risultano mediamente compressibili con valori di carico compresi fra 100 e 1000 KPa.

Parametri fisico-meccanici	Depositi alluvionali
Peso specifico reale	18,8 ÷ 21,3 KN/m <sup>3</sup>
Peso di volume	12,9 ÷ 1,4 KN/m <sup>3</sup>
Contenuto naturale d' acqua	15-31%
Angolo di attrito interno –	16°- 23 °

### Argille

Sotto il profilo geotecnico localmente si tratta di "argille e limi debolmente sabbiosi" (L.L. = 32,4% ÷ 46,14 %, L.P. = 14,5% ÷ 24,6%, L.R.= 10,0 – 22,77%) a media plasticità (Ip = 14,78% ÷ 31,00%, Ic = 0,67 – 1,10 %).. Il peso dell'unità di volume del terreno secco risulta pari a 19.3 ÷ 21,0 KN/m<sup>3</sup>; il contenuto naturale di acqua varia da 15,6% al 31,47%, è in ottimo accordo con le caratteristiche generali del terreno che risulta dotato di elevato grado di preconsolidazione (OCR = 20). Buone le caratteristiche di resistenza meccanica, definite da valori del parametro Cu = 280 ÷ 350, con angoli di attrito interno 15° ÷ 26°.

Parametri fisico-meccanici	Argille
Peso specifico reale	24.4 – 27.3 KN/m <sup>3</sup>
Peso di volume	19,3 - 21,0 KN/m <sup>3</sup>
Contenuto naturale d' acqua	15,6 - 31,47 %
Angolo di attrito interno $\phi$	15°- 26 °
Coesione	0,15 – 0,47 Kg/cm <sup>2</sup>

## 5.1. CATEGORIE SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni) :

Tabella 1 - Categorie di sottosuolo secondo la vigente normativa

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.

In fase esecutiva, ai fini della determinazione della azione sismica di progetto, saranno condotte specifiche indagini atte a caratterizzare i terreni di fondazione sulla base del parametro sperimentale Vs30-Vs,eq (velocità media delle onde sismiche di taglio entro i 30 m di profondità - equivalente).

Ai fini dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, oltre ad adottare il parametro "ag" (accelerazione orizzontale massima) si dovrà tener conto di un fattore S che scaturisce dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

Spostamento e velocità orizzontale del terreno I valori dello spostamento (m) e della velocità (m/s) orizzontali massimi del suolo (dg) e (vg) previsti dall' ordinanza sismica, sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \quad v_g = 0.16 \cdot S \cdot T_C \cdot a_g$$

dove i valori di S, TC, TD per le categorie di suolo di fondazione sono rappresentati nella Tabella seguente :

Categoria di suolo	S	Tc	Td
A	1,00	0,40	2,00
B, C, D	1,25	0,50	2,00
E	1,35	0,80	2,00

In fase di progettazione esecutiva si renderà necessario approfondire il presente studio geologico con un adeguato piano d'investigazione costituito da:

- Sondaggi meccanici/dinamici mediante la esecuzione di prove penetrometriche dinamiche, atte a determinare i parametri geotecnici specifici dei terreni che saranno interessati al posizionamento dei supporti dei pannelli-tracker fotovoltaici e delle strutture di sottostazione.
- Sondaggi geofisici (sismica a rifrazione e masw) il cui scopo è quello di verificare la successione litostratigrafica e di definire in maniera opportuna i valori delle Vs30-Vs,eq per la classificazione specifica sismica di sito. Il modello geofisico prodotto rappresenta una base interpretativa della fenomenologia in studio da integrarsi con i dati litostratigrafici derivanti dalle prove dinamiche, oltre che rilevare la trasmissione delle velocità delle onde S e P per la determinazione dei parametri sismo-stratigrafici ed elasto-dinamici dei terreni oggetto di studio.

## 5.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – CALCOLO PORTANZA

Per le opere comprendenti il progetto, si prevede la realizzazione di n. 11 cabine di consegna, di smistamento locale e locali tecnici.

Le dimensioni generali di tutte queste, è prevista la realizzazione di una fondazione di tipo a platea di spessore pari a circa 0,30 m, posizionata ad una profondità dal p.c. di circa 1,2 m da p.c., su cui posizionare i moduli locali tecnici che conterranno le apparecchiature.

Le dimensioni della piastra di fondazione saranno di 15x3x0,3 posizionata appunto a 1,20 m. dal p.c.

Si è quindi proceduto ad eseguire una verifica della capacità portante del piano di fondazione considerando un profilo geotecnico del terreno, sulla base dei litotipi interessati, che vede la presenza di un litotipo calcarenitico allo stato semi-consistente per circa 10 m. di profondità, sovrapposto alle argille consolidate.

Per il calcolo della capacità portante del piano di fondazione si è voluto verificare, in prima approssimazione la formulazione di Meyerhoff applicata quindi ad una fondazione a platea tipo di impronta pari a  $15 \times 3 = 45$  mq, il cui piano di posa sia posto ad una profondità di 1,2 m. dal p.c., in corrispondenza del 1° orizzonte.

Dall'applicazione di tale formulazione risulta un carico limite ultimo

$$Q_{ult} = 39,23 \text{ kg/cmq}$$

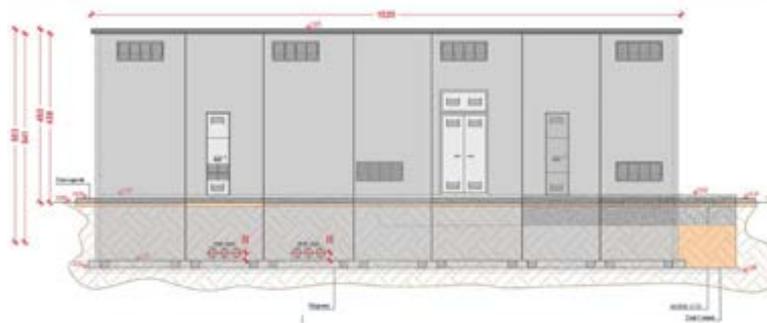
Ricavando un valore della Qd di esercizio pari a

**Qd = 17,06 kg/cmq**

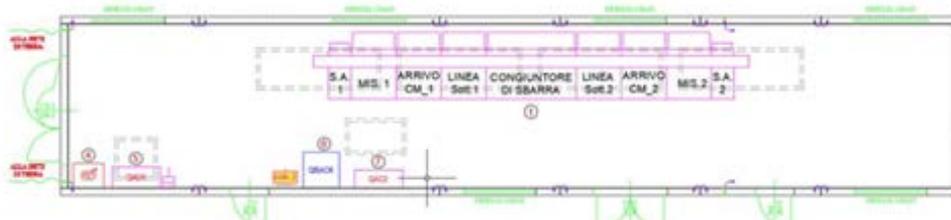
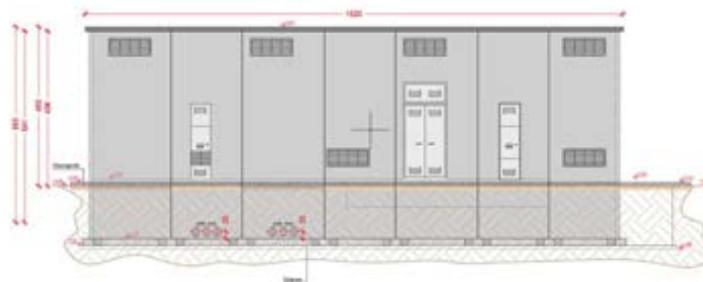


Confrontando i valori ottenuti nella presente relazione (Qult) con i carichi (Qeserc) indicati nella relativa relazione di calcolo, i carichi trasmessi sono inferiori a quelli ammissibili e quindi compatibili con il tipo d'intervento di progetto.

In allegato la relazione di calcolo.



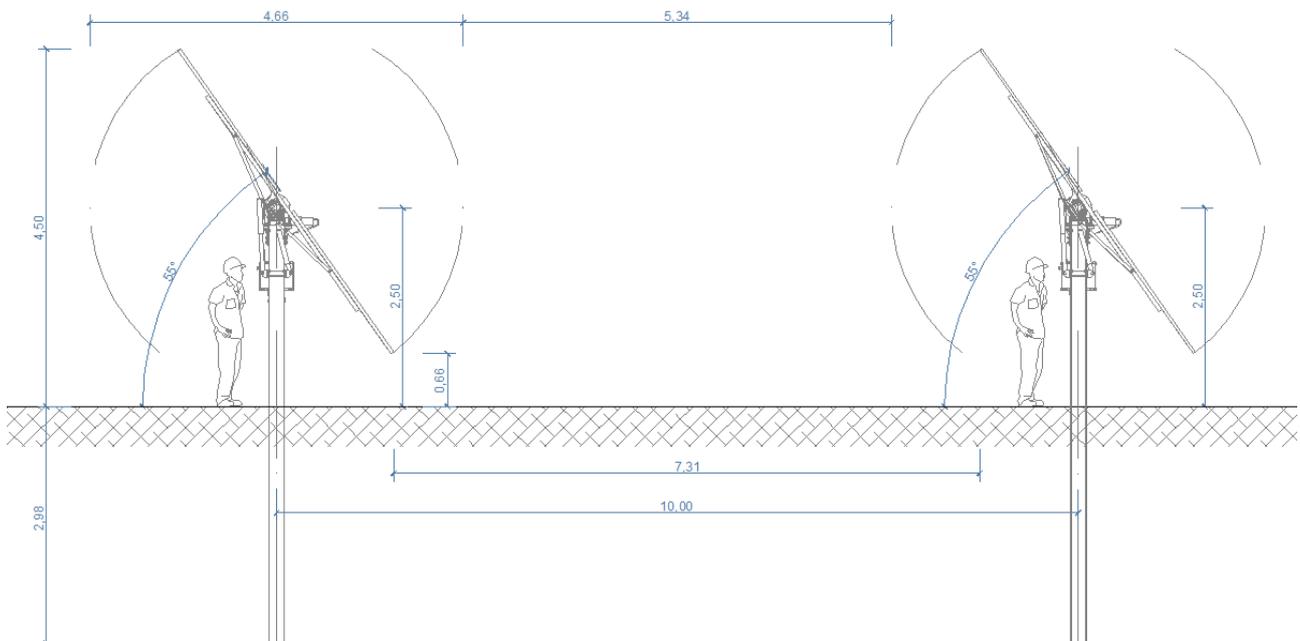
**CABINA MASTER**



**CDR**



Oltre alle cabine tecniche e di consegna è prevista l'infissione di pali di sostegno dei pannelli fotovoltaici in elevazione su di essi.



Le strutture saranno fissate al terreno mediante pali a battimento, o mediante fondazioni a vite, posizionati ogni 6 o 7 moduli fotovoltaici, quindi ad una distanza compresa tra circa 6.60m e circa 7.70m. Tale tipologia di fissaggio è compatibile con la natura del terreno, essendo quest'ultimo di tipo naturale.

Si è proceduto ad eseguire una prima verifica geotecnica per dei pali in acciaio di diametro pari a 0,22 m, infissi nel terreno per una profondità di circa 3,0 m. dal p.c. che si eleveranno per un'altezza di circa 2,5 m.; alla loro sommità verranno posizionate le stringhe di pannelli fotovoltaici, capaci di eseguire rotazione programmata per l'inseguimento della radiazione solare.

Per i supporti delle stringhe (pali) si è proceduto ad eseguire una verifica di portanza della struttura di sostegno configurando il sistema secondo quanto previsto in questa fase di progetto, da confermare e/o specificare in fase di progettazione esecutiva sulla base di calcoli specifici.

Da tale verifica si ottenuto riscontro positivo in merito.

In allegato il report di calcolo relativo.

## 6. CONCLUSIONI

La presente relazione riferisce sulla situazione geotecnica di un sito ubicato in agro di Nettuno sul quale è prevista la realizzazione di un "Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "NETTUNO" da realizzarsi su aree demaniali militari in località "Eschieto" nel territorio comunale di Nettuno (RM) per una potenza complessiva di 40,322 MWp nonché delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto".

A tal fine è stata effettuata una raccolta dei dati bibliografici disponibili ed è stato eseguito un rilevamento geologico dell'area, giungendo alla ricostruzione della situazione stratigrafica e per una prima caratterizzazione geomeccanica dei litotipi presenti in sito, giungendo a determinare la classe di appartenenza ai sensi delle NTC 2018.

Dal punto di vista litologico, il sito è ubicato in corrispondenza di un'area pianeggiante posta a circa 350 m. dalla costa del Mar Tirreno, ad una quota compresa tra 11 e 15 m. sul l.m. dove è presente una formazione alluvionale e sabbiosa dunaria definita dalla C.G.I. "qd – Duna Antica".

Nell'ambito delle profondità di interesse è presente una probabile falda di costa di modesta capacità permeante i terreni alluvionali e dunari costieri a circa 5/10 m. dal p.c.

L'intera area si presenta sostanzialmente stabile, senza particolari manifestazioni evidenti di dissesto in atto o prevedibilmente in preparazione e, dalle indagini esperite, ai sensi delle NTC 2018, il sito "Campi Fotovoltaici" può essere classificato, con buona approssimazione, come Profilo di Tipo "C", da sottoporre a verifica all'atto della progettazione esecutiva con indagini sismiche specifiche.

Sulla base di tale schematizzazione, definiti i parametri geotecnici tipo per ogni singolo strato, trattandosi di fase di progettazione definitiva, è stata eseguita una verifica di portanza e cedimento per un palo (maggiormente sollecitato) di diametro 0,20 m, spinto fino alla profondità di circa 3,0 m. dal p.c.

L'analisi eseguita ha portato a verifica soddisfatta per una siffatta struttura, che rappresenta la struttura di supporto alle stringhe dei pannelli e delle stringhe fotovoltaiche.

Per tutto quanto considerato nel presente studio, si può affermare che, per quanto di competenza, non sussistono impedimenti di natura Geologica – Geotecnica alla realizzazione delle opere di progetto.

Nettuno, Luglio 2023



Il Geologo Incaricato

Dott. Di Lella Nazario

## **ALLEGATO 1 – RELAZIONI DI CALCOLO**

Progetto: Carico Limite e Cedimenti  
 Ditta:  
 Comune:  
 Progettista:  
 Direttore dei Lavori:  
 Impresa:

## Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.  
 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.  
 - Legge nr. 64 del 02/02/1974.  
 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.  
 - D.M. LL.PP. del 11/03/1988.  
 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.  
 - D.M. LL.PP. del 14/02/1992.  
 Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.  
 - D.M. 9 Gennaio 1996  
 Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche  
 - D.M. 16 Gennaio 1996  
 Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'  
 - D.M. 16 Gennaio 1996  
 Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche  
 - Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.  
 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996  
 - Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.  
 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996  
 - Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)  
 - Circolare 617 del 02/02/2009  
 Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2018.

## Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

$c$  coesione del terreno in fondazione;  
 $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;  
 $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;  
 $B$  larghezza della fondazione;  
 $D$  profondità del piano di posa;  
 $q$  pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D/B) \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_r = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_r = 1 + 0.1 (D/B) \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

#### Fattori di inclinazione

Indicando con  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\alpha$$

$$i_r = [1 - (\theta^\circ / \phi^\circ)]^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_r = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Per tenere conto del sisma, si può ridurre l'angolo d'attrito del terreno secondo il criterio di Sano. Sano valuta tale riduzione tramite la seguente relazione:

$$d\phi = \arctan ( A_{\max} / \sqrt{2} )$$

dove  $A_{\max}$  rappresenta la massima accelerazione orizzontale.

### Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Eseguito il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### Cedimenti della fondazione

#### Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20.

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{cd,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità  $z$ , dalla pressione di contatto della fondazione;

$E_{cd}$  è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato  $i$ -esimo;

$\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

### Calcolo delle tensioni indotte

#### Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato  $Q$ , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto  $P(x,y,z)$  posto alla profondità  $z$ :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove:  $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$ ;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico  $Q$  come un carico infinitesimo agente su una areola  $dA$ . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il

diagramma delle pressioni indotto sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico  $dQ$ : la tensione indotta in un punto  $P(x,y,z)$ , posto alla profondità  $z$ , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

## Geometria della fondazione

### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i><math>\alpha</math></i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i><math>\omega</math></i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	$\alpha$	$\omega$
Fondazione	(R)	0,00	0,00	3,00	15,00	1,20	0,00	0,00

## Descrizione terreni e falda

### Caratteristiche fisico-meccaniche

#### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
<i><math>\gamma</math></i>	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
<i><math>\gamma_{sat}</math></i>	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
<i><math>\phi</math></i>	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
<i><math>\delta</math></i>	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	c	ca
Calcarenite	1600,0	1700,0	27,00	15,00	0,360	0,000

### Caratteristiche di deformabilità

#### Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
<i>E<sub>ed</sub></i>	Modulo edometrico espresso in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Descr	E <sub>ed</sub>
Calcarenite	339,00

## Descrizione stratigrafia

### Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0,0 [m]	Y = 3,0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-10,0	-10,0	-10,0	Calcarenite

## Normativa

N.T.C. 2018

### Calcolo secondo: Approccio 2

#### Simbologia adottata

<i><math>\gamma_{Gsfav}</math></i>	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
<i><math>\gamma_{Gfav}</math></i>	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
<i><math>\gamma_{Qsfav}</math></i>	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
<i><math>\gamma_{Qfav}</math></i>	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
<i><math>\gamma_{tan\phi'}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
<i><math>\gamma_{c'}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
<i><math>\gamma_{cu}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
<i><math>\gamma_{qu}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
<i><math>\gamma_{\gamma}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaxiale delle rocce

### Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	$\gamma_{Gsfav}$	A1	A2
Permanenti	Favorevole		1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		$\gamma_{tan\phi'}$	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito			1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25

Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

**Coefficienti parziali combinazioni sismiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche geotecniche.**

		R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_r$	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	$\gamma_r$	1,00	1,10	1,10

Coeff. di combinazione  $\Psi_0=0,70$   $\Psi_1=0,50$   $\Psi_2=0,20$ **Condizioni di carico***Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kg]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kgm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [kgm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
$\beta$	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1) [PERMANENTE]

<b>Fondazione</b>	<b>N</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>ex</b>	<b>ey</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>T</b>
Fondazione	1500,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	0,0

**Descrizione combinazioni di carico***Simbologia adottata*

$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione
<i>C</i>	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	$\gamma$	$\Psi$	<i>C</i>
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

**Analisi in condizioni drenate****Verifica della portanza per carichi verticali**

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Meyerhof

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c i_c d_c + q N_q s_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: SANO [7,00(%)]

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Riduzione per comportamento a piastra.

**Fondazione**Combinazione n° 1

## Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	H = 2,45	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 1600,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 27,00$	[°]
Coesione	c = 0,36	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di taglio	G = 412,84	[kg/cm <sup>2</sup> ]

Base ridotta	B' = B - 2 ex = 3,00 [m]
Lunghezza ridotta	L' = L - 2 ey = 15,00 [m]

## Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 23,94$	$N_q = 13,20$	$N_\gamma = 9,46$
$s_c = 1,11$	$s_q = 1,05$	$s_\gamma = 1,05$
$i_c = 1,00$	$i_q = 1,00$	$i_\gamma = 1,00$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,07$	$d_\gamma = 1,07$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 10,78 + 2,84 + 2,44 = 16,06 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 7227778,11 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 3142512,22 \text{ [kg]}$$

$$V = 1500,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 7227778,11 / 1500,00 = 4818,52$$

## Indici rigidezza

$I_c = 1,00$	$I_{rc} = 94,17$
--------------	------------------

## Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento).

Partecipazione spinta passiva: 0,00 (%)

La relazione adottata è la seguente:

$$\eta = R / H \geq \eta_{req}$$

$\eta_{req}$ : coefficiente di sicurezza richiesto

## Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kg]
<i>R<sub>ult1</sub></i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kg]
<i>R<sub>ult2</sub></i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kg]
<i>R</i>	Somma di <i>R<sub>ult1</sub></i> e <i>R<sub>ult2</sub></i>
<i>R<sub>amm</sub></i>	Resistenza ammissibile allo scorrimento espressa in [kg]
$\eta$	Coeff. di sicurezza allo scorrimento

## Fondazione

<i>Cmb</i>	<i>H</i>	<i>R<sub>ult1</sub></i>	<i>R<sub>ult2</sub></i>	<i>R</i>	<i>R<sub>amm</sub></i>	$\eta$
1	0,00	401,92	0,00	401,92	365,39	100,00

## Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il metodo Edometrico utilizzando il modulo edometrico.

Per il calcolo dei cedimenti, è stata impostata un'altezza dello strato compressibile legato alla percentuale tensionale.

In particolare la percentuale impostata è: 0,05 (%)

E' stato richiesto di tenere in conto della fondazione compensata.

## Cedimento complessivo

## Simbologia adottata

<i>Comb</i>	Identificativo della combinazione
<i>w<sub>f</sub></i>	cedimento finale espresso in [cm]
<i>H</i>	spessore strato compressibile espresso in [m]
<i>X</i>	coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]
<i>Y</i>	coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

## Fondazione

<i>Comb</i>	<i>w<sub>f</sub></i>	<i>H</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>
1	0,00	4,20	0,00	0,00

## Cedimento dei singoli strati

## Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
$\Delta H$	Spessore dello strato espresso in [m]
$\Delta w$	Cedimento dello strato espresso in [cm]

**Fondazione** (Combinazione n° 1)

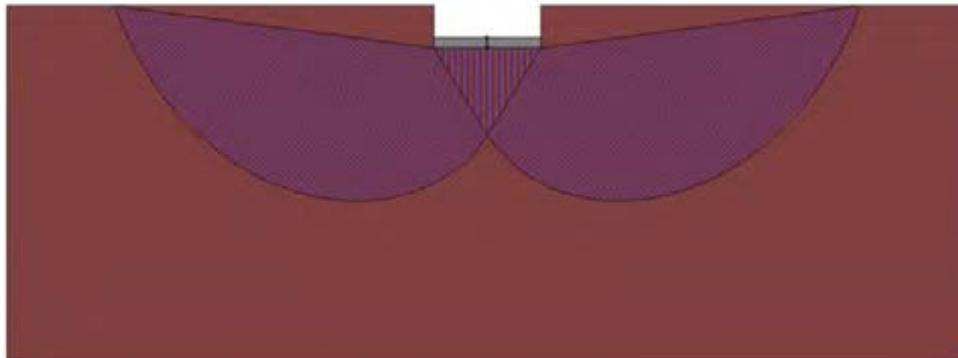
Strato	Terreno	$\Delta H$	$\Delta w$
1	Calcarenite	3,00	0,0000
<b>Totale</b>		<b>3,00</b>	<b>0,0000</b>

**Dettagli sui cedimenti dei singoli strati***Simbologia adottata*

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
z	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
$\Delta H$	spessore dello strato i-esimo espresso in [m]
$\Delta\sigma_v$	incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kg/cmq]
$E_{ed}$	modulo edometrico dell'i-esimo strato espresso in [kg/cmq]
$\Delta w$	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

**Fondazione (Combinazione n° 1)**

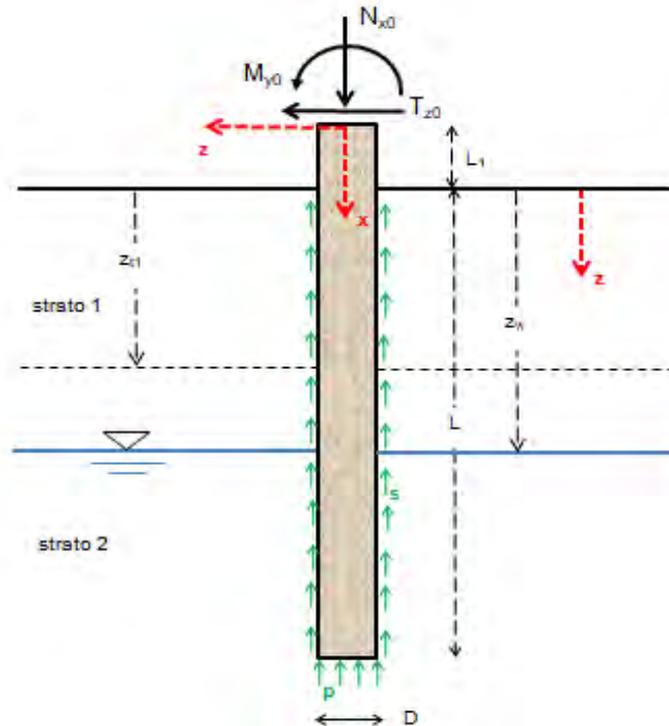
n°	z	$\Delta H$	$\Delta\sigma_v$	$E_{ed}$	$\Delta w$
1	-1,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
2	-1,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
3	-1,70	0,20	0,00	339,00	0,0000
4	-1,90	0,20	0,00	339,00	0,0000
5	-2,10	0,20	0,00	339,00	0,0000
6	-2,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
7	-2,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
8	-2,70	0,20	0,00	339,00	0,0000
9	-2,90	0,20	0,00	339,00	0,0000
10	-3,10	0,20	0,00	339,00	0,0000
11	-3,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
12	-3,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
13	-3,70	0,20	0,00	339,00	0,0000
14	-3,90	0,20	0,00	339,00	0,0000
15	-4,10	0,20	0,00	339,00	0,0000
<b>Totale</b>		<b>3,00</b>	<b>0,00</b>	<b>339,00</b>	<b>0,0000</b>



Calcarenite  
 $\gamma=1600 \text{ kg/mc}$   $\gamma_s=1700 \text{ kg/mc}$   
 $\phi=27,0^\circ$   $\delta=15,0^\circ$   
 $c=0,36 \text{ kg/cmq}$   $ca=0,00 \text{ kg/cmq}$

## Pali.Az 2.0

### CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI (Verifiche al Carico Limite, Calcolo Strutturale e Calcolo degli Spostamenti)



#### PROGETTO/LAVORI

Impianto Fotovoltaico denominato "NETTUNO"

#### COMMITTENTE

NET1 POWER S.r.l.

#### COMUNE

NETTUNO

#### ANNOTAZIONI

#### CAMPO DI APPLICAZIONE DEL SOFTWARE

Palo singolo verticale cilindrico a sezione circolare

Piano di campagna orizzontale

Terreno anche stratigrafico

Terreni a grana grossa (condizioni drenate) o grana fina (condizioni non drenate)

Eventuale presenza di pressioni neutre (falda in quiete)

#### NORMATIVA DI RIFERIMENTO

##### D.M. 17/01/2018

Le verifiche al carico limite (di tipo geotecnico) e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)

gruppo A1

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza  $g_{Gi} = 1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza  $g_{Gs} = 1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza  $g_{Qi} = 0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza  $g_{Qs} = 1,5$

gruppo A2

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza  $g_{Gi} = 1$   
 azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza  $g_{Gs} = 1$   
 azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza  $g_{Qi} = 0$   
 azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza  $g_{Qs} = 1,3$

Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1

tangente dell'angolo di resistenza al taglio  $g_f' = 1$   
 coesione efficace  $g_{c'} = 1$   
 coesione non drenata  $g_{cu} = 1$

gruppo M2

tangente dell'angolo di resistenza al taglio  $g_f' = 1,25$   
 coesione efficace  $g_{c'} = 1,25$   
 coesione non drenata  $g_{cu} = 1,4$

Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R1

resistenza alla base  $g_b = 1$   
 resistenza laterale in compressione  $g_s = 1$   
 resistenza laterale in trazione  $g_{st} = 1$   
 resistenza a carichi trasversali  $g_T = 1$

gruppo R2

resistenza alla base per pali battuti  $g_b = 1,45$   
 resistenza alla base per pali trivellati  $g_b = 1,7$   
 resistenza alla base per pali ad elica continua  $g_b = 1,6$   
 resistenza laterale in compressione  $g_s = 1,45$   
 resistenza laterale in trazione  $g_{st} = 1,6$   
 resistenza a carichi trasversali  $g_T = 1,6$

gruppo R3

resistenza alla base per pali battuti  $g_b = 1,15$   
 resistenza alla base per pali trivellati  $g_b = 1,35$   
 resistenza alla base per pali ad elica continua  $g_b = 1,3$   
 resistenza laterale in compressione  $g_s = 1,15$   
 resistenza laterale in trazione  $g_{st} = 1,25$   
 resistenza a carichi trasversali  $g_T = 1,3$

**UNITA' DI MISURA**

**Sistema Tecnico**

Lunghezze (dimensioni palo, coordinate, spostamenti, copriferro, interferro...): cm

Aree sezioni: cmq

Volumi: mc

Momenti di inerzia sezioni: cm<sup>4</sup>

Forze, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kg

Momenti flettenti: kg\*m

Forze distribuite per unità di lunghezza: kg/m

Coesione: kg/mq

Tensioni nel sottosuolo e nei materiali in genere, Moduli elastici, carico limite unitario, resistenze mater.: kg/cmq

Pesi unità di volume: kg/mc

Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: kg/cm

Diametri tondini e staffe: mm

**TIPO DI PALO**

Palo trivellato

Palo in c.a.

**CONDIZIONI DI ROTTURA**

Condizioni drenate (terreni a grana grossa, terreni a grana fina con applicazione lenta dei carichi, terreni a grana fina con analisi a lungo termine)

**NUMERO DI STRATI E VERTICALI DI INDAGINE**

N° di strati = 1 (terreno omogeneo)

N° di verticali di indagine = 1

**SISTEMI DI RIFERIMENTO****Sistema di riferimento locale per il terreno**

asse z verticale verso il basso

**Sistema di riferimento locale per il calcolo strutturale del palo**

origine nella sezione superiore del palo

asse x verticale verso il basso coincidente con l'asse del palo

asse z orizzontale verso sinistra

asse y ortogonale al piano del disegno e uscente

Regola della mano destra

**GEOMETRIA**

diametro del palo  $D = 20$  cm

lunghezza di affondamento palo  $L = 300$  cm

lunghezza del palo fuori terra  $L1 = 294$  cm

**CONDIZIONE DI VINCOLO IN TESTA AL PALO**

Palo libero di ruotare in testa (attorno all'asse locale y)

**DATI GEOTECNICI TERRENO DI FONDAZIONE E INTERFACCIA PALO-TERRENO**

peso dell'unità di volume dell'acqua  $g_w = 1000$  kg/mc

Coefficienti di reazione orizzontale del terreno  $K_h$  (Winkler), costanti in ogni strato

1° strato,  $k_h = 0,64$  kg/cm

**Verticale di indagine n° 1 (PROFILO1)****Strato n° 1 del terreno di fondazione**

peso dell'unità di volume  $g = 1800$  kg/mc

angolo di resistenza al taglio  $F_i$  (°) = 35

coesione drenata  $c' = 13000$  kg/mq

adesione al contatto palo-terreno  $a = 4250$  kg/mq

coefficiente di attrito fra palo e terreno  $m = 0,46$

coeff. empirico  $k$  che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. vertic.  $k = 0,5$

**DATI MATERIALI COSTITUENTI IL PALO**

peso dell'unità di volume = 2500 kg/mc

**Calcestruzzo**

Classe = C20/25

resistenza caratteristica cubica a compressione  $R_{ck} = 250$  kg/cm<sup>2</sup>

modulo di elasticità longitudinale  $E_c = 306582$  kg/cm<sup>2</sup>

coeff. parziale di sicurezza = 1,5

diagramma di calcolo tensione-deformazione: parabola-rettangolo

deformazione  $\epsilon_{c2} = 0,2\%$

deformazione  $\epsilon_{c3} = 0,175\%$

deformazione  $\epsilon_{c4} = 0,07\%$

deformazione di rottura o ultima = 0,35%

resistenza media a compress. cilindrica  $f_{cm} = 289,05$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg  $f_{ck} = 207,5$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo a compress.  $f_{cd} = 117,58$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 22,8$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza caratteristica a trazione  $f_{ctk} = 15,96$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd} = 10,64$  kg/cm<sup>2</sup>

**Acciaio**

tipo di acciaio: B450C

modulo di elasticità longitudinale  $E_s = 2100000$  kg/cm<sup>2</sup>

coeff. parziale di sicurezza = 1,15

diagramma di calcolo tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico

deformazione di snervamento = 0,186%

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 4500$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd} = 3913,04$  kg/cm<sup>2</sup>

**CARICHI ESTERNI APPLICATI IN TESTA AL PALC**carico verticale: componente permanente  $Nx0G = 180$  kgcarico verticale: componente variabile  $Nx0Q = 100$  kgcarico orizzontale: componente permanente  $Tz0G = 0$  kgcarico orizzontale: componente variabile  $Tz0Q = 150$  kgmomento: componente permanente  $My0G = 0$  kg\*mmomento: componente variabile  $My0Q = 270$  kg\*m**DATI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIC**

diametro tondini = 14 mm

copriferro = 3 cm

spazio minimo tra le barre (interferro) = 4 cm

interasse massimo tra le barre = 40 cm

minimo di armatura pari allo 0,3% dell'area del cls

diametro armatura perimetrale di confinamento o trasversale (spirale)  $dst=8$  mm**SCELTE DI CALCOLO**

Verifiche agli SLU di tipo geotecnico condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

Calcolo FEM: lunghezza media elemento finito = 50 cm

**TIPO DI ANALISI E METODI APPLICATI****Verifiche geotecniche: carico limite per carichi assiali e trasversali**valori del fattore di forma  $Nq$ : Berezantzev et al. (1961)valori del fattore di forma  $Nq$  per pali trivallati di grande diametro: Berezantzev (1965)**Verifiche strutturali e calcolo spostamenti nel palo di fondazione**

Analisi del palo sotto carichi di esercizio: "Palo elastico su suolo elastico alla Winkler"

Soluzione con il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M)

**DATI PALO**

perimetro sezione = 62,83 cm

area sezione = 314,16 cm<sup>2</sup>

volume palo = 0,19 mc

peso del palo  $Wp = 466,53$  kgrapporto  $L/D = 15$ **CALCOLO STRUTTURALE DEL PALO DI FONDAZIONE**

Sotto l'azione dei carichi di esercizio

n° di elementi finiti = 12

n° di nodi = 13

**Spostamenti nodali e caratteristiche di sollecitazione**

sez.	x ( cm)	w ( cm)	u ( cm)	rotaz.	$Nx$ ( kg)	$Tz$ ( kg)	$My$ ( kg*m)
1	0,0	3,5282	0,0017	0,0124	-280,00	-150,00	-270,00
2	49,0	2,936	0,0016	0,0118	-318,48	-150,00	-343,50
3	98,0	2,3781	0,0014	0,011	-356,97	-150,00	-417,00
4	147,0	1,8617	0,0013	0,0101	-395,45	-150,00	-490,50
5	196,0	1,3942	0,0012	0,009	-433,94	-150,00	-564,00
6	245,0	0,983	0,001	0,0078	-472,42	-150,00	-637,50
7	294,0	0,6353	0,0009	0,0064	-510,91	53,30	-711,00
8	344,0	0,3519	0,0007	0,0049	-550,18	278,53	-684,35
9	394,0	0,1376	0,0006	0,0037	-589,45	366,62	-545,09
10	444,0	-0,0208	0,0004	0,0027	-628,72	353,30	-361,78
11	494,0	-0,1416	0,0003	0,0022	-667,99	262,68	-185,13
12	544,0	-0,2423	0,0001	0,0019	-707,26	107,58	-53,79
13	594,0	-0,3362	0	0,0019	-746,53	107,58	0,00

**Calcolo armature a flessione**n° minimo di barre longitudinale = 6 (9,24 cm<sup>2</sup>)armatura minima prescritta dalla normativa = 0,94 cm<sup>2</sup>

sez.	x ( cm)	Nb	Aft ( cmq)	Mrd
1	0,0	6	9,24	1823,49
2	49,0	6	9,24	1824,89
3	98,0	6	9,24	1826,28
4	147,0	6	9,24	1827,67
5	196,0	6	9,24	1829,07
6	245,0	6	9,24	1830,46
7	294,0	6	9,24	1831,86
8	344,0	6	9,24	1833,28
9	394,0	6	9,24	1834,7
10	444,0	6	9,24	1836,12
11	494,0	6	9,24	1837,55
12	544,0	6	9,24	1838,97
13	594,0	6	9,24	1840,39

Armatura longitudinale lungo tutto il palo: 6  $\Phi$  14

Momento resistente o di plasticizzazione del palo,  $M_{yR} = 1.840,39 \text{ kg}^*\text{m}$

Mrd = Momento ultimo o resistente della sezione (  $\text{kg}^*\text{m}$ )

### Calcolo armatura a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spirale di dato diametro di cui si calcola il passo

passo max della spirale prescritto dalla normativa (armatura trasv. minima regolamentare)  $t_c = 13 \text{ cm}$

lunghezza tratto estremo i da armare a taglio  $L_i = 0 \text{ cm}$

lunghezza tratto centrale del palo dove disporre l'armatura minima regolamentare  $L_c = 594 \text{ cm}$

lunghezza tratto estremo k da armare a taglio  $L_k = 0 \text{ cm}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 2601,3 \text{ kg}$

passo spirale nel tratto  $L_c$   $t_c = 13 \text{ cm}$

### CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI

#### APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

#### Azione di progetto

$E_d = gGs^*Nx0g + gGs^*Nx0q + gGs^*Wp = 990,48 \text{ kg}$

#### Resistenza di progetto

#### Verticale di indagine n° 1 (PROFILO1)

*Parametri geotecnici di progetto*

coesione di calcolo =  $13000 \text{ kg/mq}$

angolo di resistenza al taglio di calcolo =  $35^\circ$

*Resistenza alla punta*

fattore  $N_q$  (Berezantzev) =  $59,34$

fattore  $N_c$  =  $83,32$

tensione litostatica verticale totale alla profondità  $L$   $s_{VL} = 0,54 \text{ kg/cmq}$

pressione neutra alla profondità  $L$   $u_L = 0,00 \text{ kg/cmq}$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità  $L$   $s'_{VL} = 0,54 \text{ kg/cmq}$

Resistenza unitaria alla punta  $p = 140,35 \text{ kg/cmq}$

Resistenza alla punta  $P_{max} = 44.093,74 \text{ kg}$

*Resistenza laterale*

Resistenza laterale  $S_{max} = 9.181,62 \text{ kg}$

#### Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio) =  $44.093,74 \text{ kg}$

Resistenza alla punta (valore minimo) =  $44.093,74 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore medio) =  $9.181,62 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore minimo) =  $9.181,62 \text{ kg}$

Fattore di correlazione  $\alpha_3 = 1,7$

Fattore di correlazione  $\alpha_4 = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico) =  $25.937,50 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore caratteristico) =  $5.400,95 \text{ kg}$

Resistenza alla punta di progetto  $P_{max\_d} = 19.212,96 \text{ kg}$

Resistenza laterale di progetto  $S_{max\_d} = 4.696,48 \text{ kg}$

#### Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim\_d} = P_{max\_d} + S_{max\_d} = 23.909,44 \text{ kg}$

#### Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{lim\_d} = S_{max\_d} = 4.696,48 \text{ kg}$

### **Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione**

VERIFICA OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto  
coeff. di sicurezza  $Q_{lim\_d}/Ed = 24,14$

### **CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI**

Momento resistente o di plasticizzazione del palo  $MyR = 1.840,39 \text{ kg}^*\text{m}$

#### **APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**

#### **Azione di progetto**

$Ed = gTG*Tz0G + gTQ*Tz0Q = 225,00 \text{ kg}$

#### **Resistenza di progetto**

#### **Verticale di indagine n° 1 (PROFILO1)**

angolo di resistenza al taglio di calcolo =  $35^\circ$

coefficiente di spinta passiva  $Kp = 3,690172$

reazione del terreno alla profondità L  $p(L) = 11.956,16 \text{ kg/m}$

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

profondità f in cui si forma la cerniera plastica =  $49,11 \text{ cm}$

Carico limite trasversale  $T_{lim} = 480,62 \text{ kg}$

#### **Carico limite trasversale di progetto**

valore medio =  $480,62 \text{ kg}$

valore minimo =  $480,62 \text{ kg}$

fattore di correlazione  $\alpha_3 = 1,7$

fattore di correlazione  $\alpha_4 = 1,7$

Carico limite trasversale (valore caratteristico) =  $282,72 \text{ kg}$

Carico limite trasversale di progetto  $T_{lim\_d} = 217,48 \text{ kg}$

### **Verifica al carico limite per carichi trasversali**

### **SPOSTAMENTI DEL PALO DI FONDAZIONE (S.L.E.)**

Calcolati con il modello di suolo elastico alla Winkler

w = spostamenti orizzontali lungo z

u = spostamenti verticali lungo x

sez.	x ( cm)	w ( cm)	u ( cm)	rotaz.
1	0,0	3,5282	0,0017	0,0124
2	49,0	2,936	0,0016	0,0118
3	98,0	2,3781	0,0014	0,011
4	147,0	1,8617	0,0013	0,0101
5	196,0	1,3942	0,0012	0,009
6	245,0	0,983	0,001	0,0078
7	294,0	0,6353	0,0009	0,0064
8	344,0	0,3519	0,0007	0,0049
9	394,0	0,1376	0,0006	0,0037
10	444,0	-0,0208	0,0004	0,0027
11	494,0	-0,1416	0,0003	0,0022
12	544,0	-0,2423	0,0001	0,0019
13	594,0	-0,3362	0	0,0019

**Il progettista/tecnico**

Geol. N. Di Lella