



REGIONE CAMPANIA  
PROVINCIA DI CASERTA  
COMUNE DI SESSA AURUNCA



Soggetto Responsabile:

**ATON 22 s.r.l.**

Via Julius Durst, 6  
Bressanone (BZ)  
P.Iva 03072680212  
Pec: aton.22@pec.it

## IMPIANTO FV C\_023

Progettazione di un impianto agro-fotovoltaico di potenza complessiva **19.021 KW** e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca

## RELAZIONE GEOTECNICA PER LE OPERE DI FONDAZIONE

Progettazione:



*Mari*  
Piazza della Concordia, 21  
80040 S. Sebastiano  
al Vesuvio (Na)  
info@mari-ingegneria.it  
P. IVA 07857041219

Il Tecnico

Ing. Riccardo Mai




	Ing. R.A. Rossi						
	Ing. V. Villano						
	Pian.Ter. L. Lanni						
	Pian.Ter. G.Delogu	Ing. S. Viara	Ing. R. Mai	emissione	11/2021		
PROTOCOLLO	REDATTO	CONTROLLATO	AUTORIZZATO	CAUSALE	DATA	REVISIONE	

Doc	<b>C_023_DEF_RS_04</b>	Formato	A 4	Scala	-
-----	------------------------	---------	-----	-------	---


Il presente documento è di proprietà esclusiva della Aton 22 s.r.l., non potrà essere duplicato e/o copiato in nessuna delle sue parti. La Aton 22 s.r.l. si riserva il diritto di ogni modifica.

## Sommario

INTRODUZIONE .....	3
1. <b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	5
2. <b>INQUADRAMENTO TERRITORIALE</b> .....	6
3. <b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b> .....	11
4. <b>INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO</b> .....	13
5. <b>DESCRIZIONE DELL'OPERA IN ELEVAZIONE</b> .....	15
6. <b>ANALISI SISMICA PER IL SITO DI INTERESSE</b> .....	18
6.1. <b>Valutazione dell'azione sismica</b> .....	19
7. <b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	21
8. <b>CARICHI AGENTI</b> .....	25
9. <b>FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO</b> .....	25
9.1. <b>Generalità</b> .....	25
9.2. <b>Opere di fondazione dei trackers</b> .....	27
9.3. <b>Verifica del carico limite verticale di compressione</b> .....	29
9.4. <b>Verifica del carico limite verticale di trazione</b> .....	31
9.5. <b>Resistenza laterale al fusto del palo</b> .....	31
9.6. <b>Resistenza alla punta del palo</b> .....	33

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

<b>9.7. Capacità portante per carichi orizzontali .....</b>	<b>33</b>
<b>10. CABINA DI RACCOLTA .....</b>	<b>37</b>
<b>10.1. Fondazione cabina di raccolta .....</b>	<b>37</b>
<b>11. TABULATI DI CALCOLO .....</b>	<b>39</b>

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

## INTRODUZIONE


La società Mari s.r.l. è stata incaricata dalla società Aton22 s.r.l., di redigere il progetto definitivo del Parco Fotovoltaico denominato "C023 Sessa Aurunca" per l'ottenimento delle necessarie autorizzazioni alla costruzione ed esercizio dell'impianto.

Il progetto proposto ha come finalità la realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica tramite conversione fotovoltaica, avente una potenza di picco pari a **19'021 KWp**, sito nel comune di **Sessa Aurunca (CE)**, in località *Maiano*.

Si prevede la realizzazione di un Impianto Fotovoltaico, di potenza nominale pari a 19.021 kWp e potenza in immissione in rete pari a 18.871 kW e relativa Stazione di Elevazione Utente in Alta Tensione da realizzare nel Comune di *Sessa Aurunca (CE)*. L'energia elettrica prodotta sarà riversata completamente in rete, con una interconnessione intermedia in media tensione (20 kV) ed una successiva trasformazione mediante stazione di elevazione collegata in parallelo con altri Produttori, con i quali è stato stipulato un accordo di condivisione, attraverso Linea AT condivisa, alla RETE di TRASMISSIONE NAZIONALE tramite una Stazione elettrica gestita da Terna SPA.

La potenza massima del generatore, pari a quella immessa in rete sarà pari a 19.021 kVA convertita in corrente alternata mediante l'uso di 10 convertitori statici (inverters).

L'energia generata in uscita dagli inverters sarà distribuita all'interno dell'impianto ad un livello di tensione pari a 20KV previa trasformazione mediante n° 10 cabine di campo le quali avranno la funzione di raggruppare e parallelare diversi inverters e innalzare il livello di tensione sino a 20 kV. La cabina di raccolta avrà la funzione di "collettore" di tutta la potenza prodotta e di stazione di avvio dell'elettrodotto MT che, installato su cavidotto interrato, raggiungerà la stazione di elevazione utente. Al fine di rendere la potenza generata fruibile alla distribuzione sarà necessario elevare la tensione fino a 150 kV, da qui la necessità di predisporre un'area apposita per la costruzione di una

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021


nuova Stazione di Elevazione Utente (SEU), nella quale alloggi 1 trasformatore di elevazione 150/20 kV.

La linea in uscita dalla SEU di Proprietà del Produttore verrà collegata alla Stazione di Elevazione Utente (SEU) di Proprietà delle Società Sinergia EGP2 e Sinergia EGP3 (già autorizzato) e l'elettrodotto di connessione (già autorizzato) sarà quindi condiviso tra le Società e consisterà in un cavidotto interrato a 150 kV che conetterà la SEU alla Stazione Elettrica di proprietà TERNA SPA (SSE).

L'impianto è sito nel comune di Sessa Aurunca in località Maiano, mentre la Stazione di Elevazione Utente in Alta Tensione è sita in località Magnoli sempre nel comune di Sessa Aurunca.

Il presente documento si propone di descrivere la caratterizzazione geotecnica e sismica dei siti in oggetto effettuando verifiche geotecniche relative alle fondazioni dei Tracker e alle strutture di servizio dell'impianto fotovoltaico (MTR, PS, Control Room).

Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dallo studio geologico, redatto dal Dott. Geologo Antonio Viggiano, allegato al presente progetto.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021


## 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione sono le "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- - Legge n. 1086 del 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- - Legge n. 64 del 02.02.1974 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- - IEC 60400-1 "Wind Turbine safety and design";
- - Eurocodice 2 "Design of concrete structures".
- - Eurocodice 3 "Design of steel structures".
- - Eurocodice 4 "Design of composite steel and concrete structures".
- - Eurocodice 7 "Geotechnical design".
- - Eurocodice 8 "Design of structures for earthquake resistance".

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021


## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito su cui si intende realizzare l'impianto FV è situato nel comune di Sessa Aurunca (CE), in località Maiano (coord. 41°16'44.0" N - 13°50'36.0" E)



*Immagine 1 - Inquadramento su ortofoto, in rosso si evidenzia l'area di intervento*

La superficie totale del lotto è pari a **270'957 m<sup>2</sup>**, mentre la parte occupata dai moduli fotovoltaici sarà di 56'820 m<sup>2</sup>. La connessione dell'impianto prevista sarà in Alta Tensione, a 150 kV trifase 50 Hz, per tale motivo sarà necessario realizzare una sottostazione di elevazione di Utenza (S.E.U.) posta nelle vicinanze della Sottostazione Terna S.p.A. La sottostazione (S.E.U.) avrà una superficie di circa 2.500 mq, ubicata sulla particella 5025 del foglio 64 del comune di Sessa Aurunca.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

In tabella seguente (Tabella 1), i riferimenti catastali dell'area di installazione del campo fotovoltaico in oggetto:

Tabella 1 - Riferimenti Catastali

PROVINCIA	COMUNE	FOGLIO	PARTICELLA	DESCRIZIONE	PROPRIETÀ	SUPERFICIE m <sup>2</sup>
Caserta	Sessa Aurunca	22	17	Frutteto	<b>CORTE GRANDE SOCIETA' A RESPONSABILITÀ LIMITATA AGRICOLA con sede in Sessa Aurunca - C.F.: 03891870614</b>	33965
Caserta	Sessa Aurunca	22	149	Seminativo		4118
Caserta	Sessa Aurunca	22	150	Seminativo		4345
Caserta	Sessa Aurunca	22	154	Frutteto		18455
Caserta	Sessa Aurunca	22	155	Pascolo		8285
Caserta	Sessa Aurunca	22	5069	Pascolo		24457
Caserta	Sessa Aurunca	22	2/b	Frutteto irriguo		25000
Caserta	Sessa Aurunca	34	8	Frutteto		288
Caserta	Sessa Aurunca	34	9	Frutteto irriguo		5000
Caserta	Sessa Aurunca	34	10	Frutteto		113252
Caserta	Sessa Aurunca	34	13	Seminativo		9300
Caserta	Sessa Aurunca	34	29	Frutteto irriguo		440
Caserta	Sessa Aurunca	34	30	Frutteto		4341
Caserta	Sessa Aurunca	34	44	Incolto sterrato		50
Caserta	Sessa Aurunca	34	45	Frutteto		1860
Caserta	Sessa Aurunca	34	47	Frutteto irriguo		196
Caserta	Sessa Aurunca	34	68	Frutteto		225
Caserta	Sessa Aurunca	34	106	Bosco ceduo		11340
Caserta	Sessa Aurunca	34	5004	Bosco ceduo		6040
<b>TOTALE</b>						<b>270957</b>



Si riportano di seguito gli inquadramenti cartografici dell'area oggetto di studio:

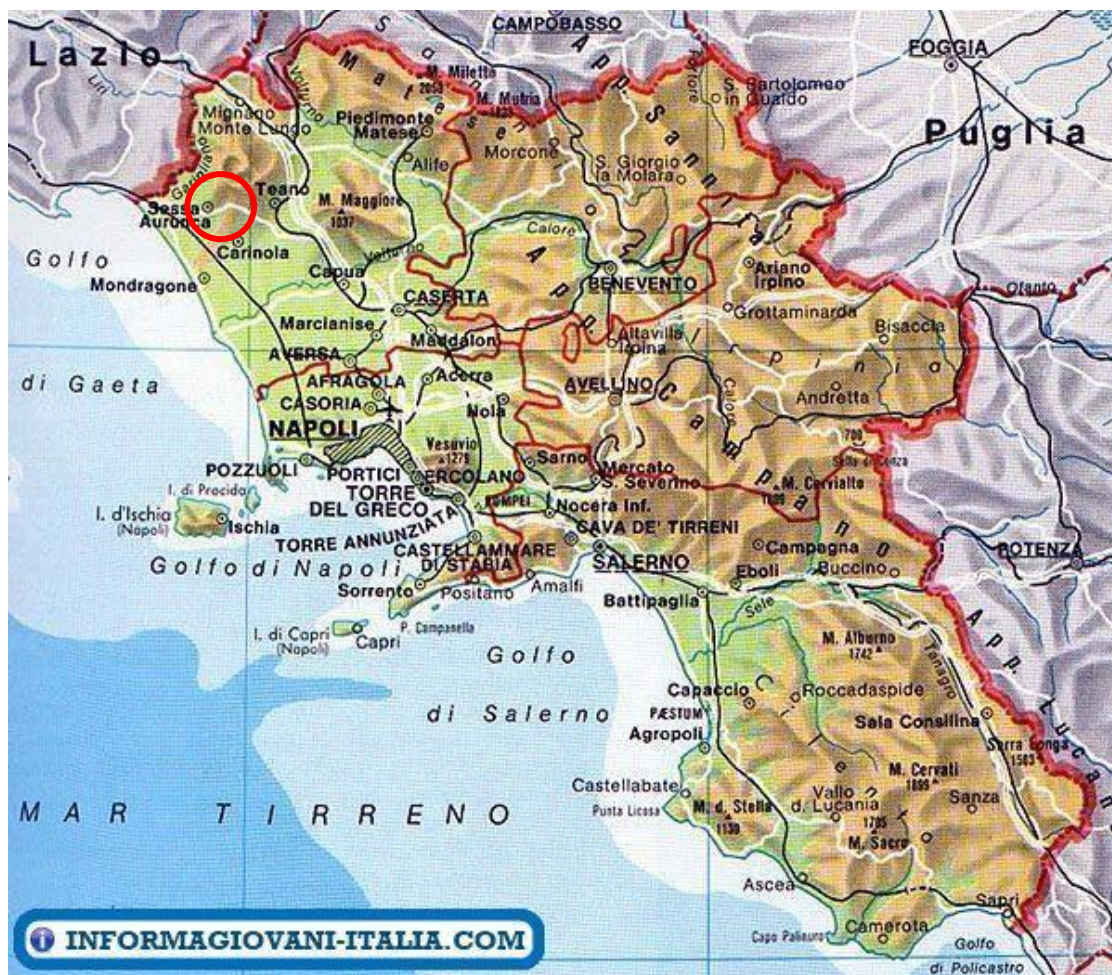


Immagine 2 - Ubicazione area di impianto da satellite

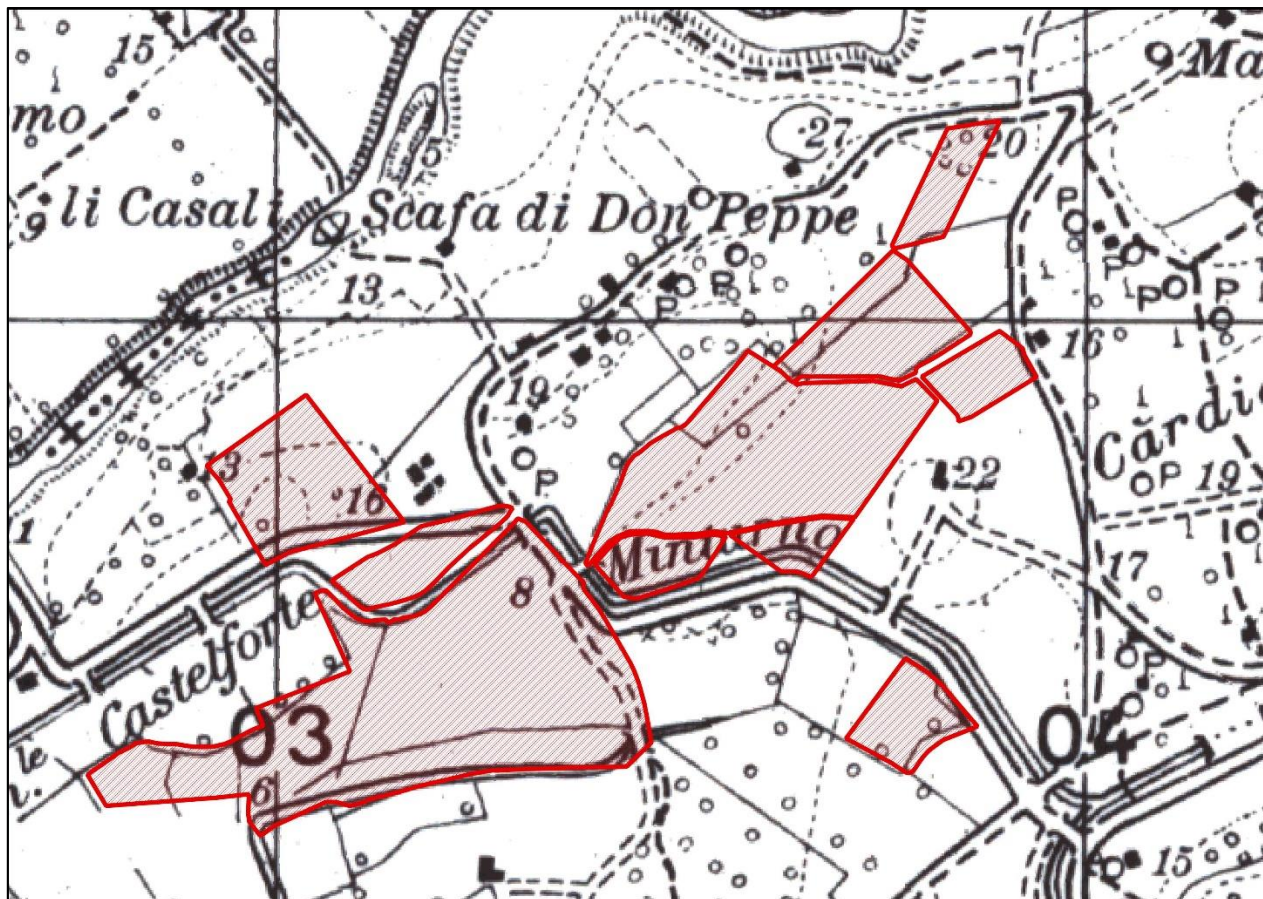
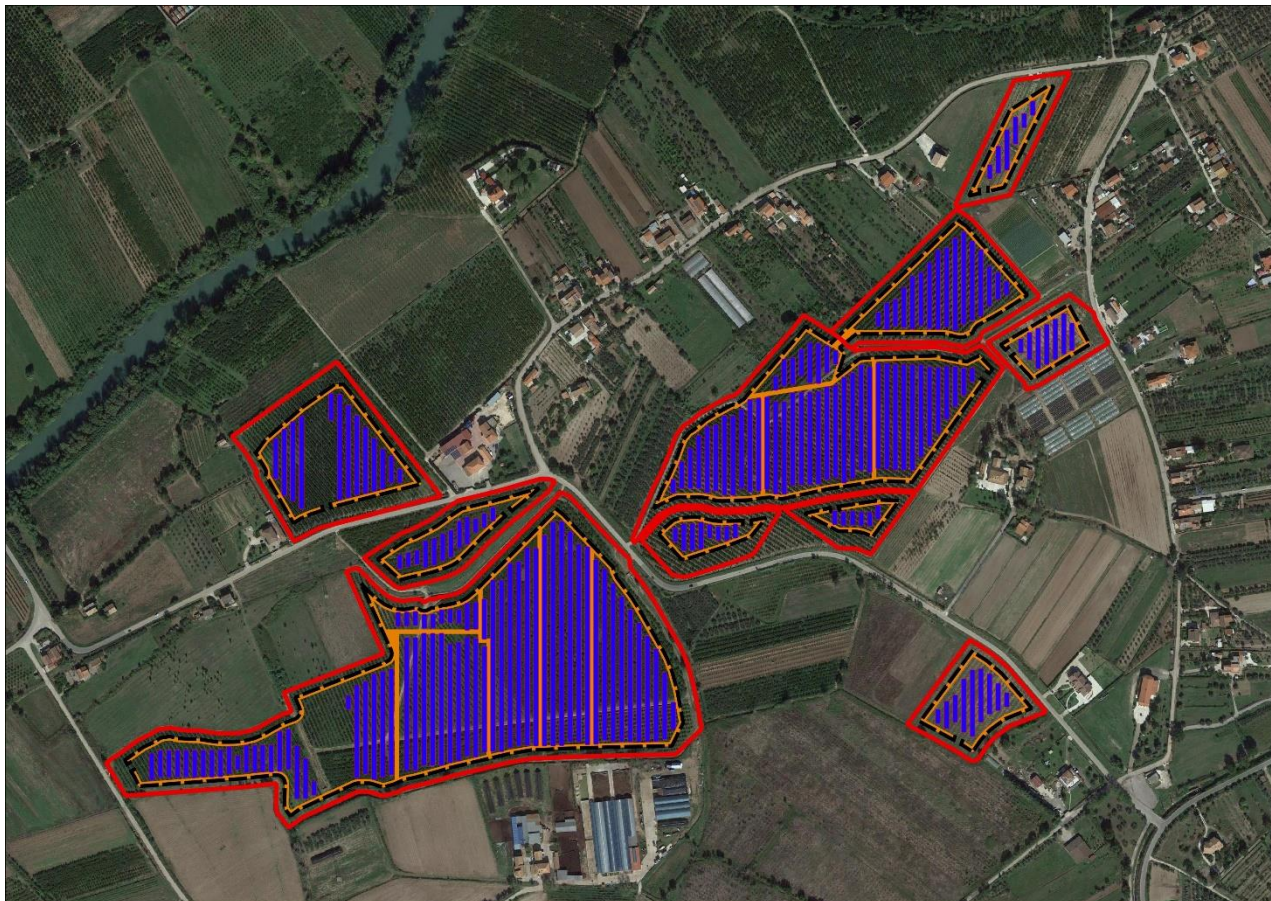



Immagine 3 - Inquadramento impianto fotovoltaico su IGM 1:25.000





*Immagine 4 - Inquadramento impianto fotovoltaico su ortofoto*

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico generale l'area in esame è rappresentata nel Foglio 171 "Gaeta" della Carta Geologica d'Italia in scala 1/100.000.


Il territorio comunale di Sessa Aurunca è ubicato nella parte nord della regione Campania.

L'evoluzione geologica di questa porzione della penisola italiana ha inizio con la formazione delle piattaforme carbonatiche impostatesi verso la fine del Triassico lungo la fascia sudtettidea, su settori crostali spianati dalle fasi erosive post-erciniche ed in corso di graduale sprofondamento a causa dell'apertura di quello che diventerà, nel Giurassico superiore, il nuovo oceano Ligure-Piemontese, interposto tra Africa ed Europa (Praturlon, 1993).

A causa del diverso grado di sprofondamento delle porzioni di una iniziale grande piattaforma carbonatica, si formano più piattaforme tra loro isolate da bacini a sedimentazione più profonda; questo equilibrio perdura fino all'Eocene in cui si ha parziale emersione delle piattaforme e quindi interruzione della sedimentazione che riprende poi nel Miocene con la deposizione di sedimenti calcarei e calcari marnosi e successivamente con alternanza di arenarie e argille (Tortoniano).

I bacini, al contrario, continuano ad approfondirsi fino al Neogene, quando vengono rapidamente colmati da depositi terrigeni torbiditici derivanti dallo smantellamento della catena orogenizzata ed in sollevamento (Capelli et alii, 1999). A partire dal Pliocene medio l'area è completamente emersa. Nel Pliocene superiore le aree divenute costiere sono interessate da uno sprofondamento del basamento dovuto alla tettonica estensionale connessa all'apertura del bacino tirrenico che porta alla formazione di graben ancora a sedimentazione marina.

Nelle zone ribassate si accumulano rapidamente potenti spessori di depositi clastici e vulcanici (da 2000 a 5000m circa), questi ultimi dovuti ad un vulcanismo orogenico attivo dal Pleistocene superiore (Roccamonfina) con associazioni piroclastiche riconducibili alla "Provincia

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021


Magmatica Romana” (Capelli et alii, 1999). I prodotti del vulcano di Roccamonfina e dei Campi Flegrei costituiscono i litotipi vulcanici attualmente affioranti nelle zone in esame.

I prodotti del vulcano di Roccamonfina e dei Campi Flegrei costituiscono i litotipi vulcanici attualmente affioranti nella zona in esame.

Il territorio comunale risulta morfologicamente distinto in tre unità principali:

- la prima, zona montuosa, rappresentata dal versante occidentale e sud-occidentale del Vulcano del Roccamonfina, ove è impostato parte del centro urbano di Sessa Aurunca e sue frazioni, si presenta da poco acclive a molto acclive, con locali tratti a profilo subverticale, occupata da formazioni vulcaniche da litoidi (colate di lave) a semilitoidi (lave alterate, scorie vulcaniche, piroclastiti addensate) a sciolte (copertura superficiale piroclastica rimaneggiata, prodotti di disfacimento di lave e piroclastiti, precedentemente esposte);
- la seconda, collinare, ove è impostato parte del territorio comunale di Sessa Aurunca, è rappresentata dalla fascia che fa da raccordo tra la zona montuosa e la zona pianeggiante, costituita quasi esclusivamente da litotipi vulcanici da semilitoidi a sciolti pleistocenici ed olocenici, ha una morfologia da poco acclive a sub-pianeggiante;
- la terza, pianeggiante è rappresentata da prodotti di disfacimento dei litotipi vulcanici sia lavici che vulcanoclastici, frammisti a depositi alluvionali, con pendenze da base a nulle.

L’area in esame è caratterizzata da pendenze da basse a nulle, ove non si riscontrano, né si sono riscontrati in passato, fenomeni gravitativi sia superficiali che profondi.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021


#### 4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Le peculiarità stratigrafiche dell'apparato del Roccamonfina sono sintetizzabili in una successione complessa di depositi vulcanici primari, di età pleistocenica, rappresentati da colate piroclastiche litoidi, lave e prodotti piroclastici di ricaduta, intercalati a depositi vulcano-clastici rimaneggiati che acquistano maggiore spessore nelle aree distali. La sequenza vulcanica è sovrapposta a calcari e dolomie di piattaforma carbonatica subsidente del Triassico-Cretacico superiore (da 225 a 65 M.A. fa), senza interposizione (se non in aree molto limitate e per limitati spessori) delle classiche unità marnoso-argillose cenozoiche che risultano non deposte o erose. Tale assetto stratigrafico determina l'esistenza di più acquiferi separati da livelli che raramente diventano dei veri e propri acquicludi; sono, invece, assai diffusi depositi con spessore e caratteristiche di permeabilità assai variabili lateralmente, che possono agire di volta in volta sia come vie preferenziali che come ostacoli per la circolazione idrica sotterranea.

Le diverse unità stratigrafiche assumono un particolare significato idrogeologico, sulla base delle caratteristiche fisiche e fisiografiche proprie delle litologie che le rappresentano e sono, perciò, raggruppabili in complessi idrogeologici, caratterizzati da un comportamento omogeneo nei riguardi della circolazione idrica sotterranea; va comunque sottolineato, che anche all'interno di ciascun complesso possono esistere estese aree di disomogeneità rappresentate, ad esempio, da fasce cataclastiche a bassissima permeabilità o da grossi spessori di colate piroclastiche litoidi a bassa fratturazione o, infine, da depositi di ricaduta pliniana dotati di alta permeabilità primaria.

I complessi idrogeologici che si possono individuare sono i seguenti:


- a)** *Complesso calcareo e calcareo-marnoso: costituito da calcari e calcari dolomitici della piattaforma laziale-abruzzese-campana, di età compresa fra il Triassico superiore ed il Cretacico superiore (da 190 a 65 M.A. fa) e da calcari marnosi e marne appartenenti alle formazioni dei "Calcari a Briozoi e Lithamni" e delle "Marne a Orbulina" di età*

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

*serravalliano-tortoniana (da 10 a 8 M.A. fa): presentano altissimi valori di permeabilità secondaria dovuti alla intensa fratturazione e carsificazione. Il complesso ospita una estesa e potente falda regionale, condizionata da elementi tettonici subverticali.*

- b)** *Complesso argilloso-marnoso-arenaceo: costituito da arenarie, argille, calcilutiti e calcareniti del complesso fliscioide miocenico (ortoniano - 9 M.A. fa) e da argille e sabbie plio-pleistoceniche (da 7M.A. a 10.000 anni fa). Si tratta di un complesso dotato, nell'insieme, di bassa permeabilità, ma possono essere presenti piccole falde, ospitate dagli strati a maggiore granulometria o fratturazione, o negli olistoliti calcarei.*
- c)** *Complesso dei detriti di versante e conoidi: costituiti da depositi sciolti o scarsamente cementati, a granulometria conglomeratica con o senza matrice. Presentano alti valori di permeabilità per porosità. Contengono falde generalmente a superficie libera, di estensione e potenza variabili con la geometria dell'acquifero. Il complesso svolge spesso funzione di raccordo fra i diversi acquiferi.*
- d)** *Complesso vulcanico eterogeneo: comprende depositi vulcanici sia primari che secondari del Pleistocene medio e superiore (da M.A. a 10.000 anni fa), sia appartenenti al vulcano di Roccamonfina che all'attività dei Campi Flegrei (Ignimbrite Campana). Sono costituiti da colate piroclastiche, depositi di ricaduta pliniana e stromboliana e depositi vulcanoclastici rimaneggiati; presentano valori di permeabilità primaria e secondaria nel complesso medi. La presenza di orizzonti ad alto contrasto di permeabilità determina la presenza, all'interno di questo complesso, di acquiferi semiconfinati di estensione e spessori variabili.*
- e)** *Complesso delle lave: comprende tutte le colate di lava relative alle diverse fasi di attività del vulcano di Roccamonfina. In questo complesso sono stati collocati anche tutti i depositi relativi alla prima fase di attività di strato vulcano in cui sono prevalenti*



	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

*le colate di lava intervallate da minori spessori di piroclastiti. Le lave presentano fratture da raffreddamento che ne determinano l'alta permeabilità.*

## 5. DESCRIZIONE DELL'OPERA IN ELEVAZIONE

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono ad inseguimento monoassiale con asse di rotazione lungo la direttrice Nord – Sud e permettono al piano dei pannelli di seguire la rotazione del sole E-O.

La struttura è costituita da n°4 campate sulle quali sono adagiati n°30 pannelli disposti su due file. La larghezza complessiva di tale struttura mobile è pari a 4,00 m e lunghezza complessiva è pari a 15,02m.

I pannelli sono collegati, per mezzo di profilati trasversali, ad un'asse centrale che ruota attorno alla direttrice nord-sud grazie ad un dispositivo meccanico. L'asse orizzontale è posto ad una altezza pari a 1,5 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 55°, sfruttando così al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da n.3 pilastri cui è collegato mediante delle cerniere con asse parallelo all'asse di rotazione. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche dei terreni di fondazione. Le modalità di ammorsamento di tali profilati variano dalla infissione (battitura) alla trivellazione.

La struttura proposta è rappresentata nella figura seguente.



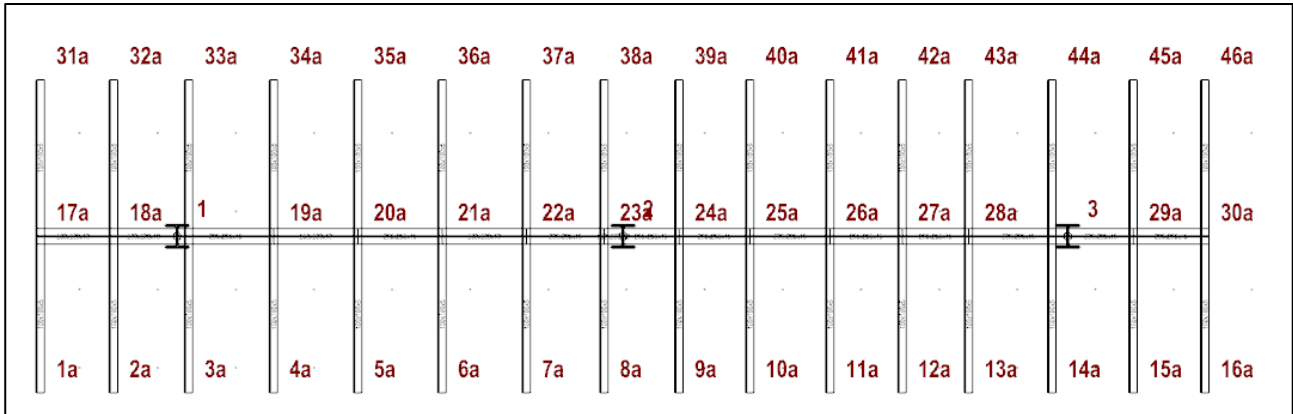


Immagine 5 – Schema struttura - Pianta

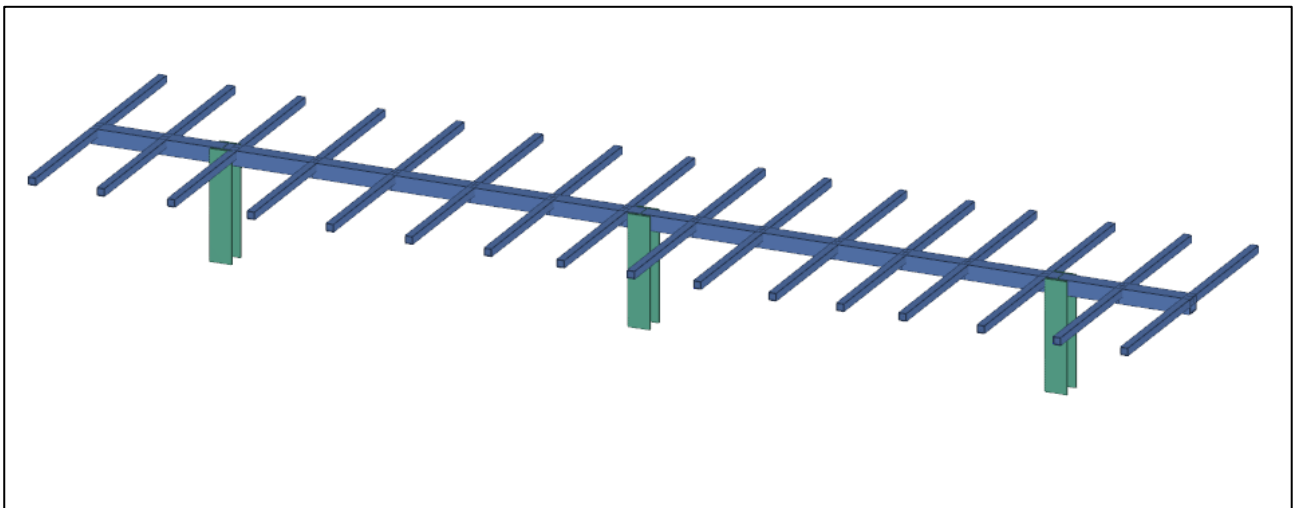
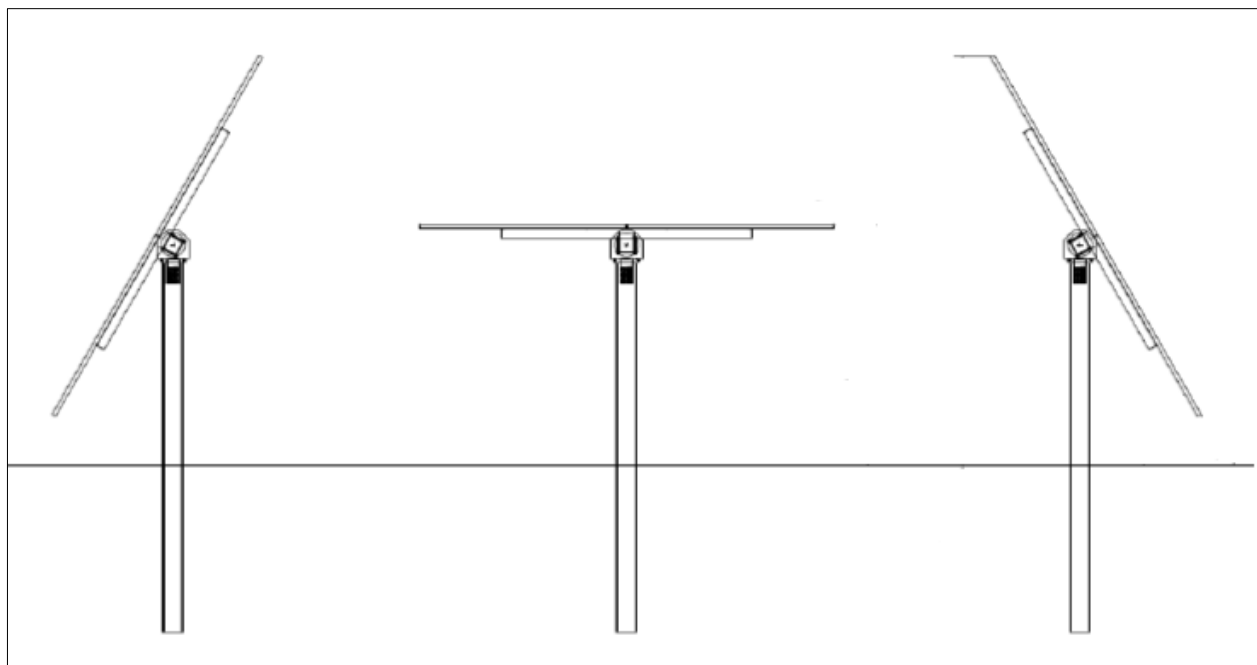



Immagine 6 - Schema struttura - Vista assometrica



*Immagine 7 - Schema struttura - sezione*

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021


## 6. ANALISI SISMICA PER IL SITO DI INTERESSE

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica locale, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003. Con tale provvedimento lo Stato ha delegato le Regioni per l'adozione della classificazione sismica del territorio, le quali hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale. Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale, previsto dall'O.P.C.M. 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione ( $a_g$ ), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche. Per la zona sismica 1, l'accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ ) è maggiore di 0,25; Per la zona sismica 2,  $a_g$  è compresa tra 0,15 e 0,25; Per la zona sismica 3,  $a_g$  è compresa tra 0,05 e 0,15; Per la zona sismica 4,  $a_g$  è minore di 0,05.

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 e ss.mm.ii) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali, riferendo ad ogni costruzione una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) resta utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).


Nella presente relazione ci limiteremo, sulla base di specifiche indagini sismiche finalizzate all'individuazione della velocità di propagazione delle onde sismiche orizzontali nei primi trenta metri di profondità ( $V_{s30}$ ), ad individuare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico dei terreni (analisi di letteratura e dati di prove come ampiamente discusso nella relazione geologica allegata al presente progetto), la categoria sismica del sottosuolo, rimandando alle successive fasi progettuali l'esecuzione di opportune indagini sismiche più dettagliate.

#### 6.1. Valutazione dell'azione sismica

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare


- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

<b>Latitudine</b>	41.278889
<b>Longitudine</b>	13.843333

- classe d'uso: Classe II (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

- categoria di suolo: B;
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

## 7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA


Per la ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sito di specifico interesse sono state eseguite delle indagini in sito consistenti in n°4 prove penetrometriche dinamiche continue.

Tali attività hanno permesso di ricostruire il modello geologico del sito di studio e, nel contempo, di ricavare i principali parametri dei terreni del sottosuolo di interesse geotecnico, al fine di conoscerne e studiarne il comportamento in relazione alle caratteristiche strutturali e dimensionali dell'opera di progetto.

I dati acquisiti hanno consentito una valutazione delle relative potenzialità ricettive; pertanto, è stato possibile definire un modello teorico per il sottosuolo, rispetto al quale possono essere verificate le diverse soluzioni progettuali.

In accordo con il modello geologico descritto nei paragrafi precedenti, i sondaggi realizzati in aree limitrofe a quella di specifico interesse hanno messo in evidenza che il sottosuolo dell'area in esame è costituito dai terreni di seguito descritti:

- 0,00 ÷ 1,50 m: Terreno vegetale di colore marrone.
- 1,50 ÷ 4,00 m: Limo sabbioso debolmente argilloso di colore marroncino con frequenti inclusi millimetrici.
- 4,00 ÷ 9,00 m: Sabbia ghiaiosa di colore grigio
- 9,00 ÷ 13,0 m: Sabbia limosa di colore grigio con qualche incluso di dimensioni centimetriche.
- 13,0 ÷ 15,5 m: Limo sabbioso di colore grigio.
- 15,5 ÷ 18,0 m: Paleosuolo di colore grigio-nerastro.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

- 18,0 ÷ 19,0 m: Ghiaia sabbiosa di colore grigio di origine alluvionale.
- 19,0 ÷ 22,0 m: Paleosuolo di colore grigio-nerastro.
- 22,0 ÷ 23,5 m: Argilla di colore verdognolo.
- 23,5 ÷ 30,0 m: Argilla di colore marroncino.

Le indagini eseguite sul sito di specifico interesse hanno sostanzialmente confermato il quadro geologico desunto durante la fase di rilevamento, in quanto esse hanno rivelato una successione di materiali sciolti di natura eluviale-piroclastica nei primi metri, a cui seguono terreni di origine vulcanica a profondità successive; a questi ultimi, a granulometria prevalentemente sabbiosa e subordinatamente ghiaiosa, si intercalano a luoghi a livelli di paleosuolo, articolando la successione stratigrafica verticale dei terreni.


La falda è stata rinvenuta alla profondità di 1,0 m dal p.c.

I dati scaturiti dal rilevamento geologico di campagna e dall'insieme delle indagini eseguite, previo opportune elaborazioni ed interpretazioni, hanno consentito di conoscere il modello geologico del sito in esame e di caratterizzare dal punto di vista fisico-meccanico e dinamico i terreni della porzione di sottosuolo di interesse geotecnico.

Dall'alto verso il basso stratigrafico, a partire dall'attuale piano campagna, si riconoscono:

- depositi di copertura vulcanoclastici sciolti (Unità litotecnica A);
- depositi sabbiosi e detritici di origine vulcanica (Unità litotecnica B).
- depositi sabbio-limosi di origine alluvionale (Unità litotecniche C).

La caratterizzazione fisico-meccanica media dei terreni nell'ambito del volume significativo, dove per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata (direttamente o indirettamente) dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, è di seguito descritta.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

I depositi episupefici (*Unità litotecnica A*) rappresentano i terreni di copertura più recenti e sono costituiti da prodotti di sedimentazione secondaria dovuta a trasporto eluviale, costituiti da limo sabbioso debolmente argilloso di origine vulcanica con pomici millimetriche e minuto detrito carbonatico alterato; essi vengono caratterizzati da proprietà meccaniche mediocri, corrispondenti ai seguenti parametri fisico-meccanici:

### **Unità litotecnica A**

*Limo sabbioso debolmente argilloso*

- Spessore medio = 2,00 m
- Peso unità di volume = 1,58 t/m<sup>3</sup>
- Peso unità di volume saturo = 1,85 t/m<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 25°
- Coesione non drenata = 0,06 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo di Young = 25 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 32 Kg/cm<sup>2</sup>


I litotipi successivi (*Unità litotecnica B*) sono rappresentati da terreni alluvionali costituiti da sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio mediamente addensati, paleosuoli e lenti di ghiaia, a cui possono essere associati i seguenti principali parametri fisico-meccanici:

### **Unità litotecnica B**

*Sabbia limosa di colore grigio*

- Spessore medio = 5,00 m
- Peso unità di volume = 1,75 t/m<sup>3</sup>
- Peso unità di volume saturo = 1,88 t/m<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 26°
- Coesione non drenata = 0,12 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo di Young = 33 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 38 Kg/cm<sup>2</sup>




	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

Il terzo litotipo (*Unità litotecnica C*) è rappresentato dai terreni vulcanici del Roccamonfina costituiti da cineriti a granulometria prevalentemente sabbiosa di colore grigio. Tali depositi si presentano da mediamente a ben addensati e, dai dati delle prove penetrometriche dinamiche, ad essi possono mediamente attribuirsi i seguenti principali parametri fisico-meccanici:

### ***Unità litotecnica C***

#### *Sabbia limosa di colore grigio*

- Spessore medio = 14,00 m
- Peso unità di volume = 1,86 t/m<sup>3</sup>
- Peso unità di volume saturo = 1,95 t/m<sup>3</sup>
- Angolo di attrito = 31°
- Coesione non drenata = 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo di Young = 242 Kg/cm<sup>2</sup>
- Modulo edometrico = 223 Kg/cm<sup>2</sup>

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

## 8. CARICHI AGENTI

Le azioni sollecitanti che si sono considerate sulle strutture in elevazione sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature;
- Carichi variabili legati alla destinazione d'uso;
- Azione sismica;
- Azione della neve;
- Azione del vento.


Per le specifiche tecniche si faccia riferimento alla "Relazione sulle strutture" allegata al presente progetto. Individuati i carichi agenti e valutate le sollecitazioni agenti sulle strutture di fondazione, considerando la struttura incastrata alla base, esse sono state implementate all'interno del codice di calcolo utilizzato per progettare la profondità di battitura dei pali a sostegno dei trackers.

## 9. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO

### 9.1. Generalità

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche della fondazione tipo. Si riporta pertanto quanto prescritto in merito dalla nuova NTC 2018.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.


	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

Le verifiche delle fondazioni indirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $[6.2.1 - E_D < R_D]$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palifica nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale.

Nel caso specifico la NTC 17/01/2018 prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2. I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.
- Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2. I, 6.2. II, 6.4. II e 6.4.VI.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

## 9.2. Opere di fondazione dei trackers

La progettazione delle opere di fondazione dei trackers è strettamente legata alla conoscenza delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area oggetto di intervento. L'analisi condotta all'interno dello studio geologico allegato al presente progetto, basato in parte su dati di letteratura e in parte su dati provenienti da studi geologici realizzati su aree limitrofe, lascia spazio a differenti scenari stratigrafici. In virtù di quanto evidenziato, si è deciso di validare un modello geologico, in questa fase progettuale, ritenuto idoneo a simulare le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nelle aree di progetto.

In tal senso è stato condotto il dimensionamento di un palo infisso con sezione metallica IPE e si è studiato il comportamento geotecnico e strutturale nei confronti delle sollecitazioni agenti scaricate in fondazione.

Il modello geognostico realizzato (capitolo 7) ha condotto, attraverso una modellazione effettuata con il software MP della casa produttrice Geostru, ad un palo infisso IPE300 della profondità di 3.0 m. Ogni struttura contiene 30 pannelli ed è governata da un sistema di sostegno su tre pali del tipo sopra descritto.

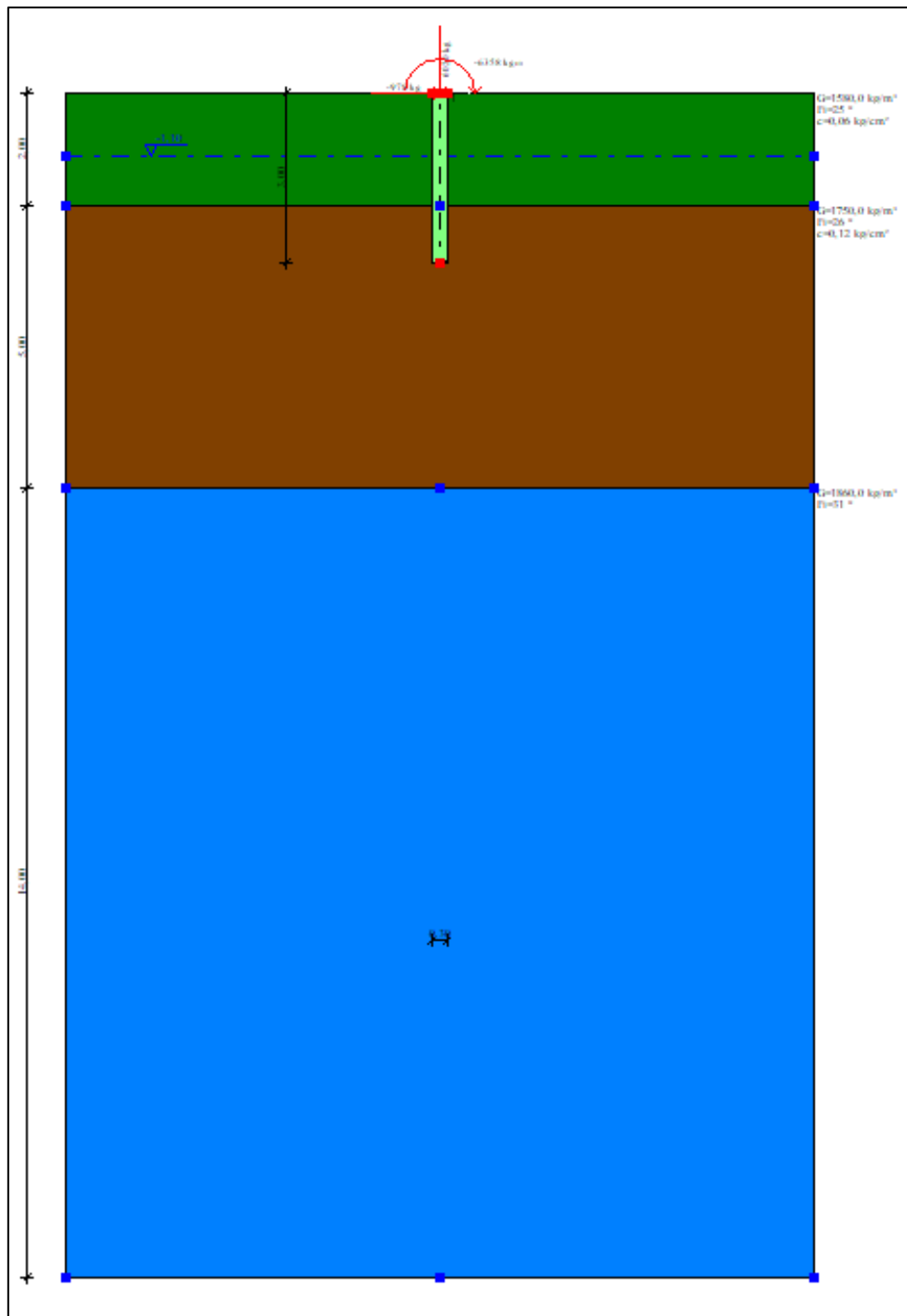



Immagine 8 – Modellazione palo infisso alla profondità di 3.0 m

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

### 9.3. Verifica del carico limite verticale di compressione

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

$Q_T$  =portanza totale del palo;

$Q_P$  =portanza di base del palo;


$Q_L$ =portanza per attrito laterale del palo;

$W_P$  = peso proprio del palo,

Le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro. La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche geotecniche dei vari strati attraversati. Secondo quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del DM. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato della portanza  $Q_T$  si ricava il valore caratteristico, dividendo  $Q_T$  per i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$ , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, riportati in tabella 6.4. IV.

Numero di verticali indagate							
	1	2	3	4	5	7	>10
$\xi_3$	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4
$\xi_4$	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame, si è condotto un solo sondaggio per ogni postazione. Per cui si farà riferimento al coefficiente 1.70.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

A partire dal valore caratteristico così ottenuto, si calcola il valore di progetto applicando i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella tabella 6.4.II:

Coefficiente di sicurezza normativo R3		
	R3 (pali infissi)	R3 (pali trivellati)
Base	1,15	1,35
Laterale in compressione	1,15	1,15
Totale	1,15	1,3
Laterale in Trazione	1,25	1,25


Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo. La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_l = \pi \cdot \int_0^L D \tau_s dl$$

Rappresentando  $\tau_s$  le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo terreno e D il diametro del palo. La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = q_b \cdot A_b$$

Dove  $q_b$  esprime il valore ultimo della pressione alla base. Tuttavia, è noto che il carico limite verticale di pali di piccolo diametro immersi in terreni omogenei dipende in maggiore misura dalla resistenza allo scorrimento che si mobilita lungo il fusto; la resistenza teorica alla punta è, infatti, penalizzata per il fatto che essa si mobilita solo a seguito di cedimenti elevati, dell'ordine del 10% del diametro del palo. Nel caso di pali di piccolo diametro, inoltre, la resistenza alla punta assume valori trascurabili per il basso rapporto fra la superficie della punta e quella laterale. Pertanto, trascurando la resistenza alla punta, il valore del carico limite verticale del palo di piccolo diametro è pari a quello della resistenza laterale.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

In aggiunta, considerando quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del DM. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato di  $Q_{lim}$  si ricava il valore caratteristico, dividendo tale valore per i coefficienti  $\zeta$  funzione del numero di verticali indagate, e per il coefficiente  $\gamma_R$  riportati nella tabella 6.4. Il precedente.

#### 9.4. Verifica del carico limite verticale di trazione

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ$$

dove  $\Phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\Phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .


#### 9.5. Resistenza laterale al fusto del palo

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo.

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) A_l f_w$$

- $A_l$  superficie laterale del palo;



	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

- $F_w$ , fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo
- $c$ , valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- $\sigma$  pressione efficace verticale del terreno;
- $K$  coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi:

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0,5	1
Calcestruzzo Prefabbricato	1	2
Legno	1	3


$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo, viene invece valutato come segue:

Per pali infissi:

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2,5 < c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1,00$
$5,0 < c < 10$	$\alpha = 0,70$
$10 < c < 15$	$\alpha = 0,5$
$15 < c < 20$	$\alpha = 0,40$
$c > 20$	$\alpha = 0,30$

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

## 9.6. Resistenza alla punta del palo

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$


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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

## 9.7. Capacità portante per carichi orizzontali

L'analisi del palo soggetto a forze orizzontali non risulta sicuramente più agevole del caso di palo soggetto a forze assiali. Trattasi di un problema d'interazione parzialmente risolto solo per casi più semplici ed adottando notevoli semplificazioni d'analisi.

In particolare sono stati analizzati da Broms il caso di palo in un mezzo omogeneo puramente coesivo ed in un mezzo omogeneo incoerente, nei casi in cui il palo sia libero di ruotare in testa o

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

sia incastrato. Le soluzioni ottenute da Broms si basano sull'utilizzo dei teoremi dell'analisi limite e sull'ipotesi che si verifichino alcuni meccanismi di rottura (meccanismo di palo corto, meccanismo di palo lungo, etc).

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo, ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

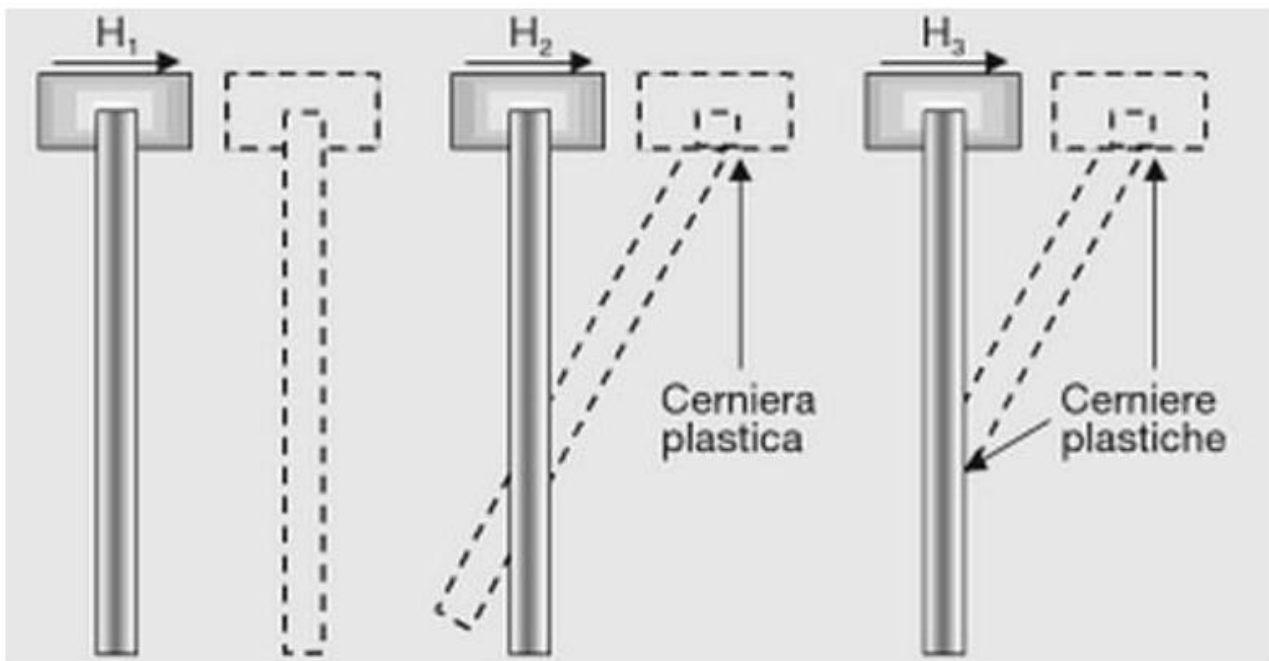



Immagine 9 – Teoria di Broms

Per la verifica dei pali nei riguardi del carico limite orizzontale, si è fatto riferimento al noto metodo proposto da Broms, per pali incastrati in testa.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

La trattazione si differenzia, inoltre, per pali corti, lunghi o di lunghezza intermedia. La classificazione è condotta nel modo seguente:

- nel caso di pali corti, la rottura del complesso "palo-terreno" è provocata dalla traslazione rigida del palo; il valore del carico limite dipende, quindi, solo dalla geometria del palo e dalla resistenza del terreno. Il momento massimo si verifica in testa al palo ed è inferiore al momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione retta del palo;
- nel caso di pali lunghi, si raggiunge la rottura del complesso "palo-terreno" a causa della formazione di due cerniere plastiche, in corrispondenza delle quali il momento raggiunge il valore di plasticizzazione  $M_y$ . La prima cerniera si forma nella sezione di incastro, la seconda in una sezione intermedia. Il valore del carico limite dipende, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche dalla resistenza propria del palo.
- nel caso di pali di lunghezza intermedia, si raggiungono le condizioni di rottura del complesso "palo-terreno" prima della formazione della seconda cerniera plastica. Il momento di incastro è, quindi, pari ad  $M_y$  mentre il momento massimo lungo il palo è inferiore ad  $M_y$ .

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$


con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

- $c_u$  = Coesione non drenata,
- B = Diametro del palo
- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.


Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

- $p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- $K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;
- $\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;
- $z$  = Profondità;
- $B$  = Diametro del palo.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

## 10. CABINA DI RACCOLTA

La cabina di raccolta verrà posizionata nei pressi del campo fotovoltaico prospiciente la strada provinciale su cui si svilupperà il cavidotto MT di collegamento il campo fotovoltaico con la Stazione di Elevazione utente. Essa sarà composta dal vano locale **utente** dotato di porta di accesso e di griglie di aereazione in vetroresina oltre l'impianto elettrico di servizio realizzato in tubazione di PVC rigido come da normative attuali. Intorno a detto box sarà presente una fascia di terreno di 2 mt mantenuta libera da altre strutture funzionali all'esercizio dell'impianto.

Nel locale **utente** saranno alloggiati le seguenti apparecchiature:

- modulo di risalita cavi;
- modulo protezione impianto;

Il box sarà realizzato in modo da assicurare un grado di protezione verso l'esterno, secondo norme CEI 70-1.

Nella **cabina** è prevista una **fondazione prefabbricata** in c.a.v. interrata.


### 10.1. Fondazione cabina di raccolta

Relativamente ai calcoli preliminari delle strutture si è calcolata la piastra che riporta il carico maggiore, individuata nella Cabina di raccolta dell'impianto. La piastra riporta dimensioni esterne in pianta pari a (13,00x5,00) m e spessore parti a 0,50m.

Le piastre di fondazione delle altre strutture in elevazione avranno il medesimo spessore e saranno armate con la stessa quantità di armatura al metro.

### Metodologie di calcolo

L'analisi della piastra di fondazione è stata eseguita utilizzando una modellazione con il metodo degli elementi finiti (FEM). Il modello strutturale analizzato è rappresentato nella seguente figura.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

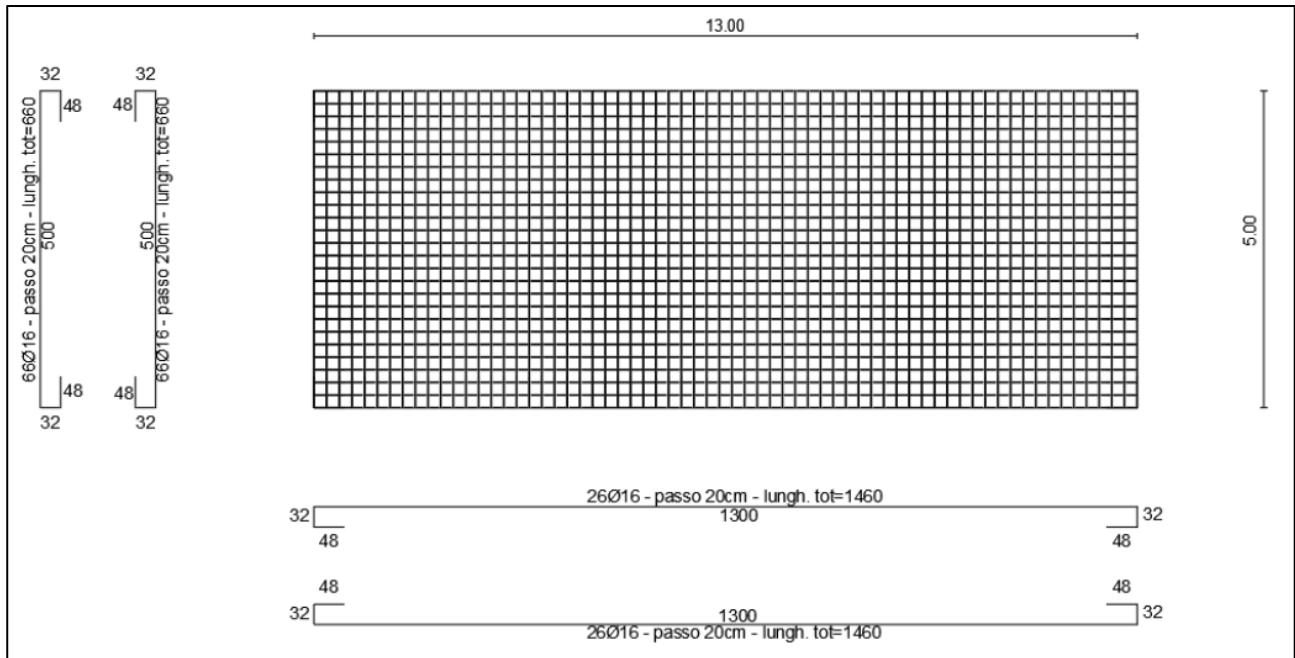



Immagine 10 – Armature piastra di fondazione

### Definizione delle azioni elementari

I pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate considerati ai fini del calcolo sono riassunti nella seguente tabella.

Carico restanti apparecchiature	50000	kg
Carico accidentale variabile	200	kg/m <sup>2</sup>
Peso proprio struttura	60000	kg

Inoltre è stato considerato anche un sovraccarico accidentale, valutato come aree ad uso industriale (E2) e quantificato in 200 kg/m<sup>2</sup>.

	Relazione geotecnica per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_023_DEF_RS_04
	Progettazione di un impianto agrofotovoltaico di potenza complessiva <b>19.021 KW</b> e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nel comune di Sessa Aurunca.	Data: 11/2021

## 11. TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato “Tabulati di calcolo” costituente parte integrante della presente relazione ed allegato in cascata alla presente.



---

## PALI DI FONDAZIONE

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**NTC2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

**NTC2008** - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

### Resistenza unitaria alla punta

#### *Formula di Terzaghi*

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

### **Metodo di Berezantzev**

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto  $D/B$ ; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di  $D/B$ .

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

*Avendo indicato con:*

$\gamma$  peso unità di volume del terreno;

$L$  lunghezza del palo;

$N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

### **Metodo di Vesic**

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

<b>TERRENO</b>	<b><math>I_r</math></b>
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

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

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

### **Metodo di Janbu**

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $\phi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

## Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen} \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati:**

*Caquot – Kerisel*

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

*Meyerhof – Murdock (1963)*

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

*Whitaker – Cooke (1966)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

*Woodward (1961)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

**Pali infissi**

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$

$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

### Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

### Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indefornabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa

la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie  $i$  per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

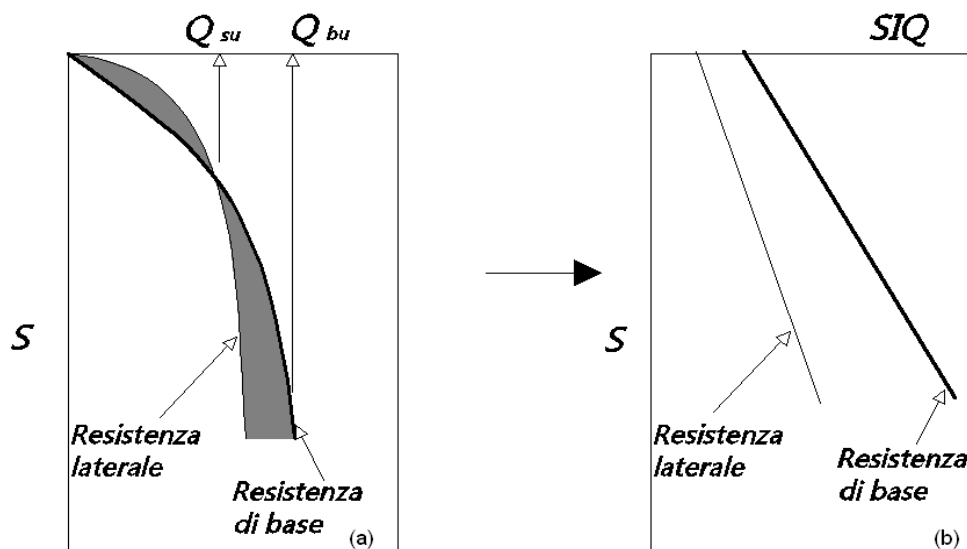
$B$  = Diametro del palo

$I_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree

### Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* ( $Q_{su}$ ) e la *resistenza di base ultima* ( $Q_{bu}$ ) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità  $S/Q$  rispetto allo spostamento  $S$  (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.



Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato  $Q$  in rapporto all'attrito laterale ultimo  $Q_{su}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{su}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_s = \frac{4Q(L_o + K_s L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_s = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_s)]$$

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c=26 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup> per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm<sup>2</sup> e il valore di  $E_c=40 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup> per calcestruzzo da 40 N/mm<sup>2</sup>.
- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_s$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.
- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s=S_b$  e considerando il carico totale applicato  $Q$  si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $E_b$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $E_b$  da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

## CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di

plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$  = Coesione non drenata,

$B$  = Diametro del palo

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

$K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;

$\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;

$z$  = Profondità;

$B$  = Diametro del palo.

### **Palo in condizioni d'esercizio**

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice  $\mathbf{B}$  è dimostrato essere la trasposta della matrice  $\mathbf{A}$ .

D'altra parte, le forze interne  $\mathbf{F}$  sono legate agli spostamenti interni  $\mathbf{e}$  dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice  $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$  si ricava l'espressione degli spostamenti esterni  $\mathbf{X}$ :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti  $\mathbf{X}$  è possibile ricavare le forze interne  $\mathbf{F}$  necessarie per il progetto della struttura.

La matrice  $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$  è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_S$  con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale  $Z$  è la profondità e  $B$  è il diametro del palo.

I valori di  $A_S$  e  $B_S Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_i$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma)$$

$$BsZ_n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

### Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui  $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$ ;  $a_{max}$  accelerazione sismica,  $\rho_1$  densità del terreno,  $H_1$  spessore dello strato,  $V_{s1}$  e  $V_{s2}$ , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati;  $E_1$  è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno,  $E_p$  modulo di elasticità del palo,  $d$  diametro del palo,  $L$  lunghezza del palo.

### Dati generali...

Diametro punta	0,30 m
Lunghezza	3,00 m
Tipo	Infisso
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1,10 m
<b>SISMA</b>	
Accelerazione sismica	0,039
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0078

Coefficiente di intensità sismico [Kv] 0,0039

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe II  
 Vita nominale: 50,0 [anni]  
 Vita di riferimento: 50,0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A  
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,38	2,51	0,28
S.L.D.	50,0	0,47	2,49	0,32
S.L.V.	475,0	0,97	2,68	0,45
S.L.C.	975,0	1,22	2,7	0,52

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,38	0,2	0,0078	0,0039
S.L.D.	0,47	0,2	0,0096	0,0048
S.L.V.	0,97	0,2	0,0198	0,0099
S.L.C.	1,22	0,29	0,0361	0,018

#### Archivio materiali

##### Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ec [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fck [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fcd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fctd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fctm [Kg/cm <sup>2</sup> ]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

##### Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fyk [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fyd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	ftk [Kg/cm <sup>2</sup> ]	ftd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

#### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

##### Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m <sup>3</sup> ]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m <sup>3</sup> ]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm <sup>2</sup> ]	Vs [m/s]	Descrizio ne litologica
1	2,00	1580,00	1850,00	0,06	25,00	No	0,75	25,00	242	
2	5,00	1750,00	1880,00	0,12	26,00	No	0,75	33,00	330	
3	14,00	1860,00	1950,00	0,00	31,00	No	0,75	242,00	375	

#### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	19,57	34,92	28/0,12	1590,43	10679,69	3757,03	12846,29	--	2743,84 [Medio]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:			
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,00
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,00
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	10679,69	10679,69	10679,69
Laterale	3757,03	3757,03	3757,03
Totale=Base+Laterale-Peso palo	12846,29	12846,29	12846,29
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1,15
Laterale			1,15
Resistenza di progetto base			9286,69 kg
Resistenza di progetto laterale			3266,99 kg
Resistenza di progetto			10963,24 kg
Azioni di progetto			6020,00 kg
Fattore sicurezza verticale			1,82

### Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:			
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,00
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,00
Momento plasticizzazione			2093,15 kgm
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
	2743,839	2743,839	2743,839
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			1,3
Resistenza di progetto			2110,65 kg
Azioni di progetto			-978,00 kg
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,00

### Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	7995,00 kg
Coefficiente influenza	0,14
Cedimento	1,35 cm

### Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	2,50 m
Diametro testa	0,30 m
Diametro punta	0,30 m
Tratto attrito laterale nullo	0,00 m
Modulo elastico sezione	2,06E+08 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	7,95 kN
Carico limite laterale	27,79 kN
Carico limite di punta	34,68 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	1,37E+03 kN/mq

---

Accorciamento elastico	0,00 mm
Cedimento rigido	0,12 mm
Cedimento totale	0,12 mm

**Ing. Riccardo Mai**



---

**Indice**

1.Stratigrafia	11
2.Carico limite verticale	11
3.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI	11
4.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI TRASVERSALI	12
5.Verifiche sezioni	12
Indice	14