

SCALA N.A.	SEDE PROGETTO CAGLIARI		FORMATO A4	
REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	02/10/2023	Ing. R. Sacconi	Innova Service S.r.l.	SKI 40 S.r.l.
DATA 02/10/2023	TIPO DI EMISSIONE Prima Emissione			
Proponente - Sviluppo progetto FV: SKI 40 S.r.l. Via Caradosso n. 9 - Milano (MI) P.IVA 11584400961 		Studio di progettazione: LA SIA S.p.A. Viale L. Schiavonetti, 28600173-Roma (RM) P.IVA 08207411003 		
PROGETTO Progetto Definitivo per la realizzazione di un impianto agrivoltaico denominato “Mogoro Agrisolare” della potenza di picco di 65.902,20 kW + BESS, ubicato nel comune di Mogoro (OR), e relative opere di connessione alla RTN				
TITOLO ELABORATO		RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA		
Coordinamento Progettisti: INNOVA SERVICE S.r.l. Via Santa Margherita, 4 - 09124 Cagliari (CA) P.IVA 03379940921, PEC: innovaserviceca@pec.it				
GRUPPO DI LAVORO: per INNOVA SERVICE S.r.l. Giorgio Roberto Porpiglia - Architetto Silvio Matta - Ingegnere Elettrico Aurora Melis - Geometra		per La SIA S.p.A. Riccardo Sacconi - Ingegnere Civile Antonio Dedoni - Ingegnere Idraulico Alberto Mossa - Archeologo Simone Manconi - Geologo Franco Milito - Agronomo Francesco Paolo Pinchera - Biologo Rita Bosi - Agronomo		
NOME ELABORATO REL_SP_GEO			REV 00	

Provincia di Oristano

COMUNE DI MOGORO

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO

AGRI-FOTOVOLTAICO

NEL COMUNE DI MOGORO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. ANALISI DEL QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE	4
3. UBICAZIONE DELL'AREA IN ESAME	7
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E TETTONICO DELL'AREA.....	10
5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	16
6. SCHEMA DELLA CIRCOLAZIONE IDRICA SUPERFICIALE E SOTTERRANEA	22
7. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	22
8. ANALISI GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	26
9. ANALISI STATO DEFORMATIVO DEL SOTTOSUOLO FONDAZIONI SUPERFICIALI	27
10. ANALISI STATO DEFORMATIVO DEL SOTTOSUOLO FONDAZIONI PROFONDE	31
11. CONCLUSIONI	77
12. BIBLIOGRAFIA E FONTE DELLE CONOSCENZE	81

1. PREMESSA

La presente relazione esamina le questioni di carattere geologico, geomorfologico e idrogeologico connesse con il progetto dei lavori di realizzazione di un campo agri-fotovoltaico e relative opere di connessione da realizzarsi in località “Perdiana” nella zona agricola del Comune di Mogoro (OR).



Fig. 1: Inquadramento aerofotogrammetrico dell'area d'indagine e ubicazione area intervento

Nell'ambito del quadro progettuale, l'obiettivo dello studio sarà quello di definire la compatibilità dell'intervento in funzione delle condizioni geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche dell'area, nonché il conseguente grado di pericolosità in conformità a quanto stabilito dalle NA del PAI.

L'analisi geologica e geomorfologica dei terreni interessati dall'intervento verrà eseguita attraverso degli approfondimenti, che verranno eseguiti in corrispondenza dell'area d'intervento ed in un suo congruo intorno per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio, anche facendo riferimento ad analisi eseguite in aree contermini sulla stessa successione litologica.

A tal fine, la Soc. LaSia Spa, affidataria dei servizi di progettazione, si è avvalsa del Geologo Dott. Simone Manconi, iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Sardegna al n. 513 in qualità di incaricato per la redazione dello studio geologico, geomorfologico e idrogeologico a supporto degli interventi progettuali previsti.

2. ANALISI DEL QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE

L'intervento in progetto consiste nella installazione di un nuovo parco agri-fotovoltaico della potenza nominale di 65.902,2 KW e relative opere di connessione e collegamento, da realizzarsi all'interno della zona agricola del Comune di Mogoro, in località "Perdiana" e delle relative opere di Connessione, ricadenti nel territorio dei comuni di Mogoro, Gonnostramatzza, Lunamatrona e Sanluri.

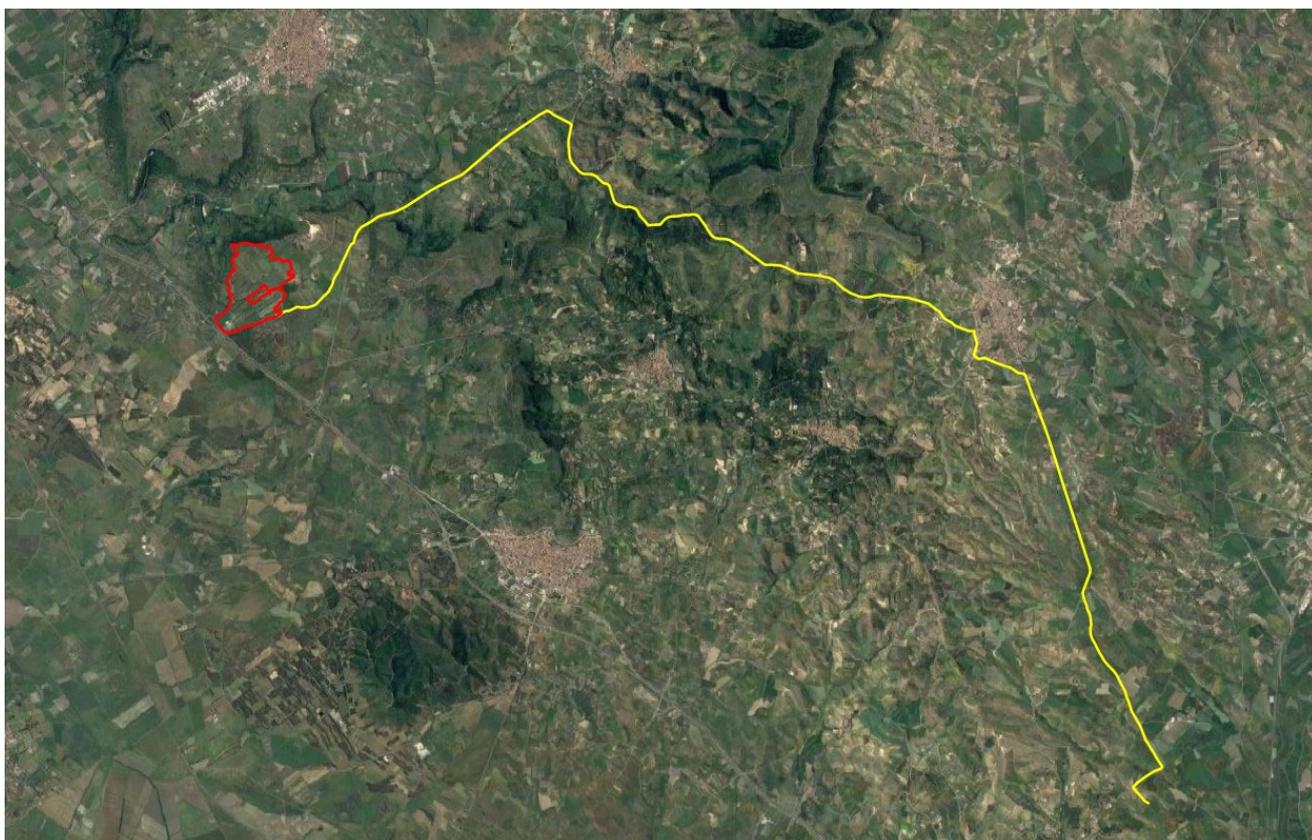


Fig. 2: Inquadramento aerofotogrammetrico dell'area d'indagine con sovrapposizione delle opere in progetto

Il progetto ricade parte nella zona agricola del PUC del comune di Mogoro, (superfici meglio identificate più avanti e negli elaborati di progetto), tenendo conto dei recenti indirizzi programmatici a livello nazionale in tema di energia, contenuti nella Strategia Energetica Nazionale (SEN) pubblicata a Novembre 2017, la Società ha ritenuto opportuno proporre un progetto innovativo che consenta di coniugare la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile con l'attività di coltivazione agricola, perseguendo due obiettivi prioritari fissati dalla SEN, ovvero il contenimento del consumo di suolo e la tutela del paesaggio.

L'area deputata all'installazione dell'impianto in oggetto risulta essere molto adatta allo scopo in quanto presenta un'esposizione ottimale ed è ben raggiungibile ed accessibile attraverso le vie di comunicazione esistenti. La superficie di installazione dell'impianto si presenta con pendenze da lievi a medie, tali caratteristiche risultano agevolare sia la soluzione di layout che gli interventi di futura manutenzione richiesti in esercizio.

Il progetto rientra nell'ambito degli indirizzi di politica energetica nazionale ed europea relativi alla produzione di energia elettrica da Fonti Energetiche Rinnovabili (FER) nell'ottica di una

progressiva sostituzione dei combustibili fossili quale fonte energetica e della riduzione di inquinanti atmosferici e gas clima-alteranti, secondo quanto previsto dagli accordi internazionali in materia (es. Protocollo di Kyoto). I criteri principali con cui è stato realizzato il progetto dell'impianto agri-fotovoltaico sono basati su:

- rispetto delle leggi e delle normative di buona tecnica attualmente vigenti;
- conseguimento delle massime economie di gestione e di manutenzione degli impianti progettati;
- ottimizzazione del rapporto costi/benefici ed impiego di materiali componenti di elevata qualità, efficienza, lunga durata e facilmente reperibili sul mercato;
- riduzione delle perdite energetiche connesse al funzionamento dell'impianto, al fine di massimizzare la quantità di energia elettrica immessa in rete.

I componenti dell'impianto in progetto sono così rappresentati:

- moduli agri-voltaici;
- strutture di appoggio e supporto dei moduli agri-voltaici;
- inverter per la conversione dell'energia elettrica da continua ad alternata;
- quadri elettrici;
- cabina elettrica di campo, con locale di trasformazione BT/MT;
- cabina elettrica di ricezione MT per immissione dell'energia elettrica prodotta nella rete
- impianto di terra.

La disposizione dell'impianto è stata valutata a seguito di un accurato studio delle ombre e minimizzando, ove possibile, l'effetto di ombreggiamento legato agli ostacoli presenti nell'area interessata. In tal modo verrà garantita una perdita pressoché nulla del rendimento annuo in termini di produttività dell'impianto agri-fotovoltaico in oggetto. L'unità di base del sistema agri-fotovoltaico consiste in unità modulari denominate stringhe composte ciascuna da 1545 strutture di tipo I (Moduli 2 x 28). 153 strutture di tipo II (Moduli 2x14) e 144 strutture di tipo III (Moduli 2 x 7). Le stringhe saranno convogliate alle cabine di conversione e trasformazione, dove verranno installati gli inverter (CC/CA) centrali e i trasformatori (BT/MT) previste in numero di 23.

L'energia elettrica sarà quindi convogliata mediante cavidotto alla Cabina di Consegna per l'immissione nella rete di distribuzione.

Il modulo agri-fotovoltaico utilizzato è progettato appositamente per applicazioni di impianti di grande taglia collegati alla rete elettrica. I moduli agri-voltaici verranno installati a terra su una struttura di sostegno fissa, a puntello in acciaio zincato a caldo infissi nel terreno a mezzo di battipalo previo preforo. I moduli avranno un angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale (tilt) pari a 20° ed un angolo di rotazione rispetto al sud geografico (azimut) pari a 0°. I profili avranno una sezione ed una profondità di interrimento idonei alla forma della struttura, alle sollecitazioni previste, nonché al tipo di terreno. Le strutture saranno disposte su filari distanziati fra di loro ad una distanza minima pari a 4,57 m in maniera da minimizzare l'ombreggiamento tra gli stessi. Il tipo di esposizione scelta permetterà di massimizzare la produzione di energia elettrica media giornaliera.

Nella fase progettuale si è scelto il dimensionamento di un blocco standard, il quale, duplicato all'interno dell'area, permette la definizione dei campi agri-voltaici e del generatore in generale.

Per semplicità di cablaggio si è scelto di realizzare blocchi costituiti da una singola stringa fotovoltaica.

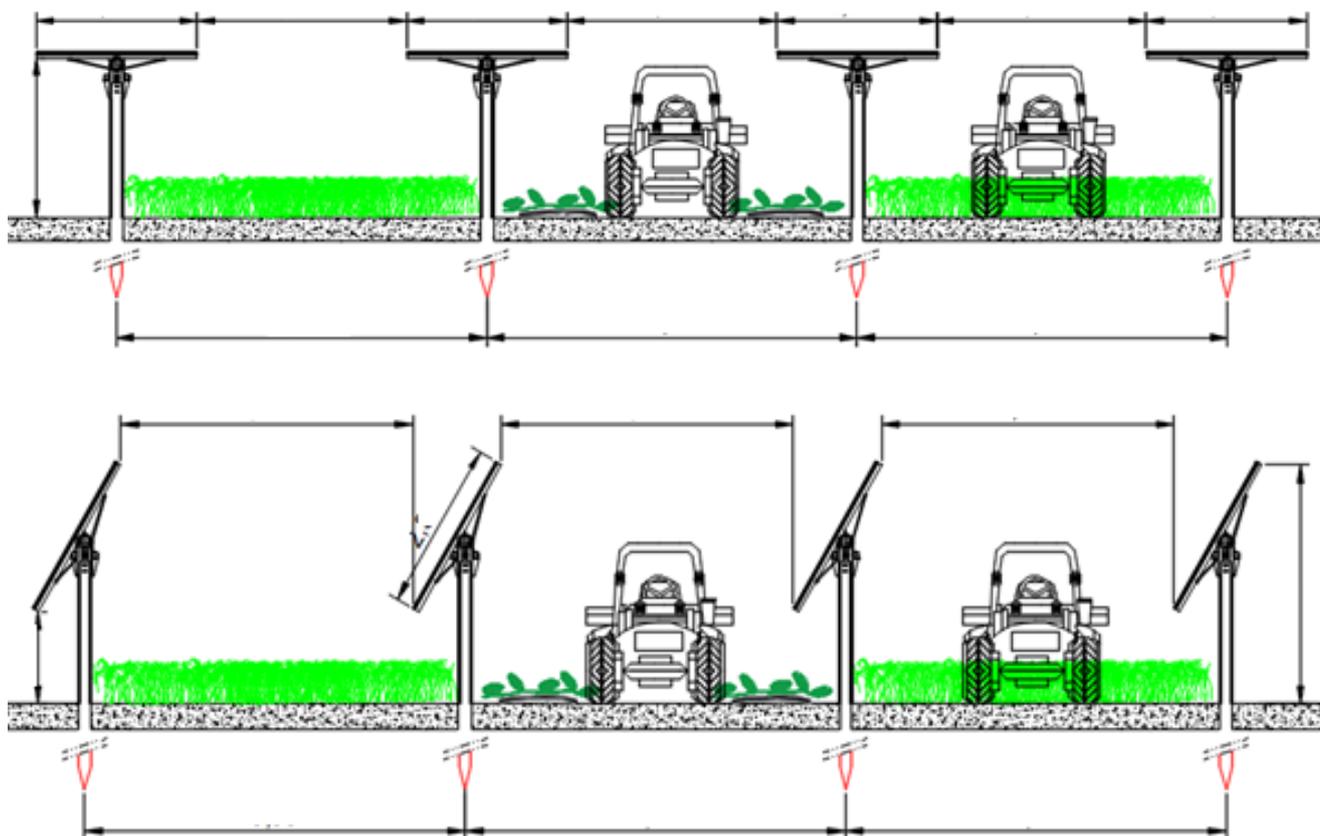


Fig.3: Rappresentazione della struttura di sostegno del modulo agri-fotovoltaico

A seguito della conformazione geomorfologica del substrato, da sub-affiorante ad affiorante, la struttura di sostegno scelta per l'impianto verrà infissa nel terreno successivamente alla realizzazione di un preforo, senza la necessità di sistemare fondazioni interrate in calcestruzzo armato; tale struttura permetterà:

- riduzione dei tempi di montaggio alla prima installazione;
- facilità di montaggio e smontaggio dei moduli agri-voltaici in caso di manutenzione;
- meccanizzazione della posa;
- ottimizzazione dei pesi;
- miglioramento della trasportabilità in sito;
- possibilità di utilizzo di bulloni anti furto.
- Possibilità di rimozione a fine vita della struttura.

Elettricamente le strutture verranno collegate alla terra di impianto per assicurare la protezione contro le sovratensioni indotte da fenomeni atmosferici. I materiali delle singole parti sono armonizzati tra loro per quanto riguarda la stabilità, la resistenza alla corrosione e la durata nel tempo.

3. UBICAZIONE DELL'AREA IN ESAME

Il sito oggetto di intervento è ubicato nella zona agricola del Comune di Mogoro (OR), in località "Perdiana", all'interno di un sito facilmente accessibile da qualunque mezzo di lavoro.

Nell'eseguire i lavori relativi all'ubicazione, alla caratterizzazione geologica, geomorfologica, geotecnica ed idrogeologica, si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 539 "Mogoro", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 539, sez. III "Mogoro", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 539 sez. 100 "Mogoro", CTR (scala 1:10.000);
- Foglio n. 539 sez. 140 "Sardara", CTR (scala 1:10.000);
- Cartografia catastale (1:2.000);
- Ortofoto Digitali Georeferenziate (1:10.000);
- PUC di Mogoro (1:10.000);
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna (Approvato con Decreto Presidente Regione Sardegna n. 67 del 10.07.2006 e s.m.i.);
- Piano Stralcio delle fasce Fluviali - Regione Sardegna (Approvato con Deliberazione Comitato Istituzionale n. 2 del 17.12.2015);
- Piano di gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A. 2017– I° Ciclo di pianificazione) - Regione Sardegna - Approvato con Deliberazione Comitato Istituzionale n. 2 del 15.03.2016 e s.m.i. e con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27/10/2016, pubblicato sulla Gazzetta ufficiale serie n. 30 del 06/02/2017 e s.m.i.
- Piano di Gestione del rischio alluvioni (P.G.R.A. 2019) – Regione Sardegna – Scenari di intervento strategico e coordinato;
- Piano di Gestione del rischio alluvioni (P.G.R.A. 2021 – II° ciclo di pianificazione) – Regione Sardegna- Deliberazione Comitato Istituzionale n° 1 del 14 del 21.12.2021;
- Reticolo idrografico regionale e fasce di prima tutela Art. 30 ter NA PAI;
- Elaborati progettuali

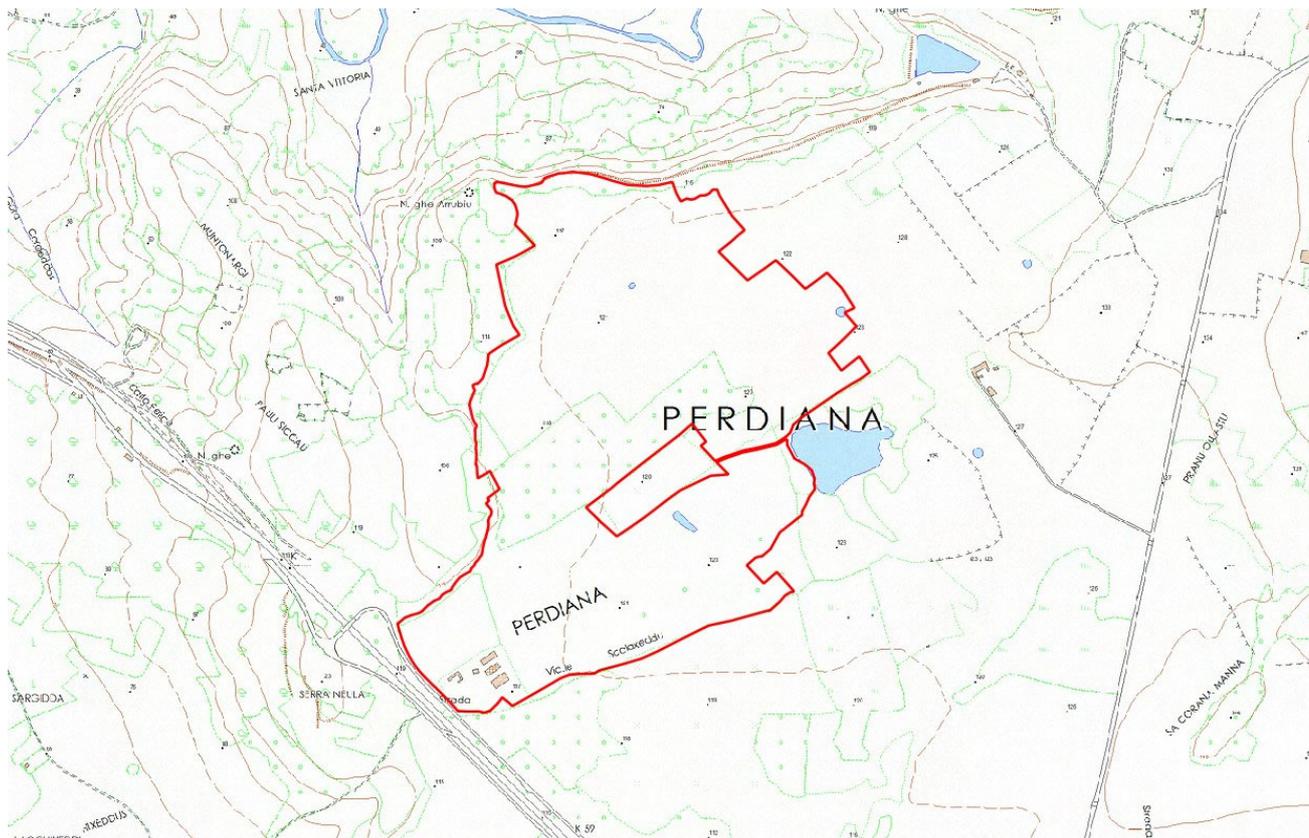


Fig.6: Inquadramento DBMP area intervento

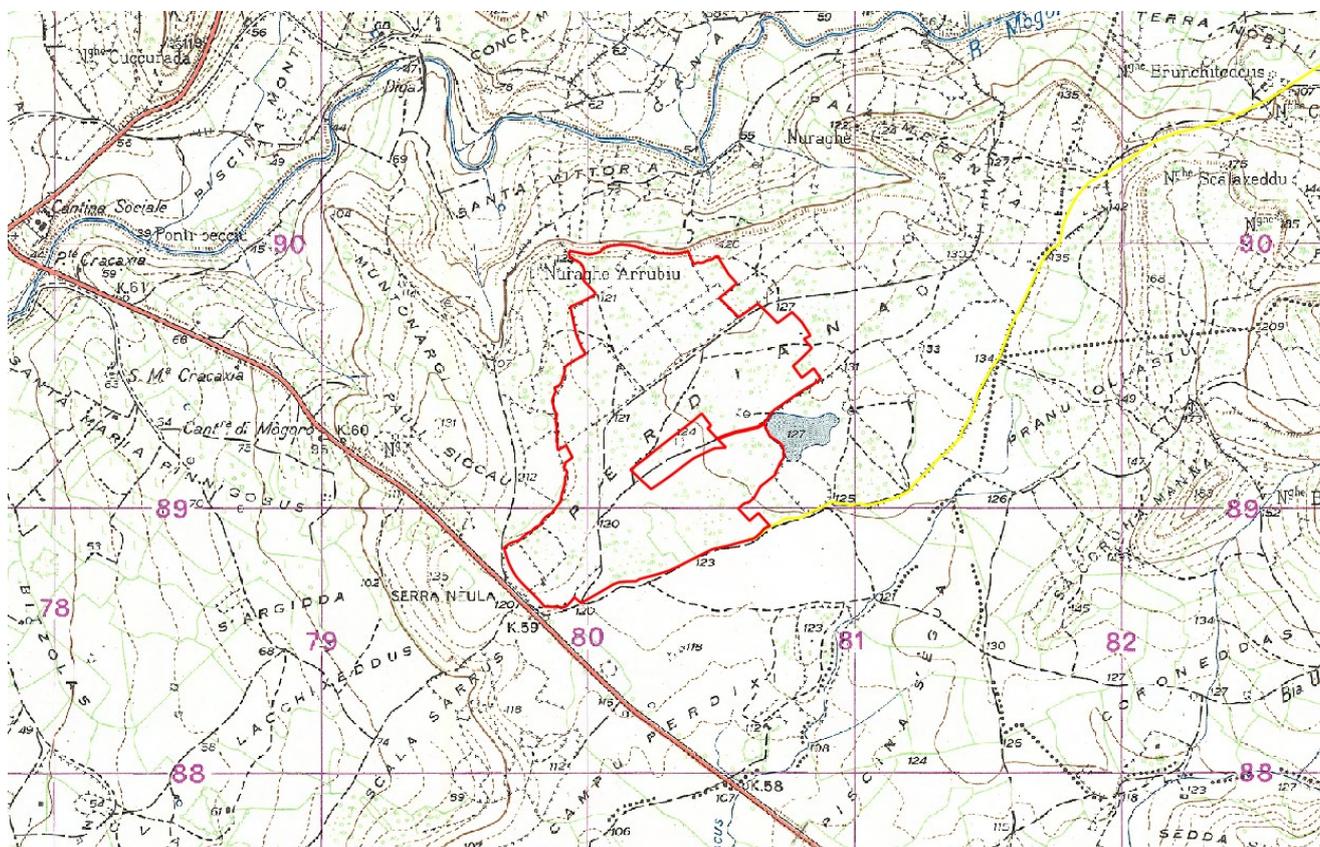


Fig.7: Inquadramento IGM serie 25V

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E TETTONICO DELL'AREA

L'attuale conformazione geologica e geomorfologica della zona d'indagine è riferibile inequivocabilmente al ciclo vulcano plio-pleistocenico riconducibile all'apparato vulcanico del Monte Arci, il quale rappresenta un massiccio vulcanico isolato di età Pliocenica, situato nella Sardegna centro-occidentale ad est del Golfo di Oristano.

L'apparato vulcanico del Monte Arci, ben visibile dalle fotografie aeree costituisce un rilievo di forma irregolare, allungato secondo una forma pseudo-ellittica secondo un asse N-S per una lunghezza di circa 30 Km e secondo un asse minore E-W per circa 10 Km.

Le cime più importanti sono rappresentate da dei Neck Basaltici, che rappresentano delle morfologie vulcaniche prodotte dalla solidificazione del magma all'interno del camino vulcanico, le quali vengono a giorno per erosione del camino vulcanico esterno.

Le vette più importanti corrispondono ai Neck di P.ta Sa Trebina Longa (812.00 m slm), P.ta Sa Trebina Lada (795.00 m slm) e P.ta Su Corongiu de Sioza (463.00 m slm).

L'acronimo "Trebina" deriva dal fatto che queste tre vette rocciose risultano disposte sotto forma di treppiede da qui deriva il nome locale di "Sa Trebina".

Da un punto di vista strutturale, il Monte Arci risulta sistemato nel margine Nord-Orientale della Fossa del campidano, e risulta allineato lungo le faglie normali che separano il Graben del Campidano dall'alto strutturale della Marmilla.

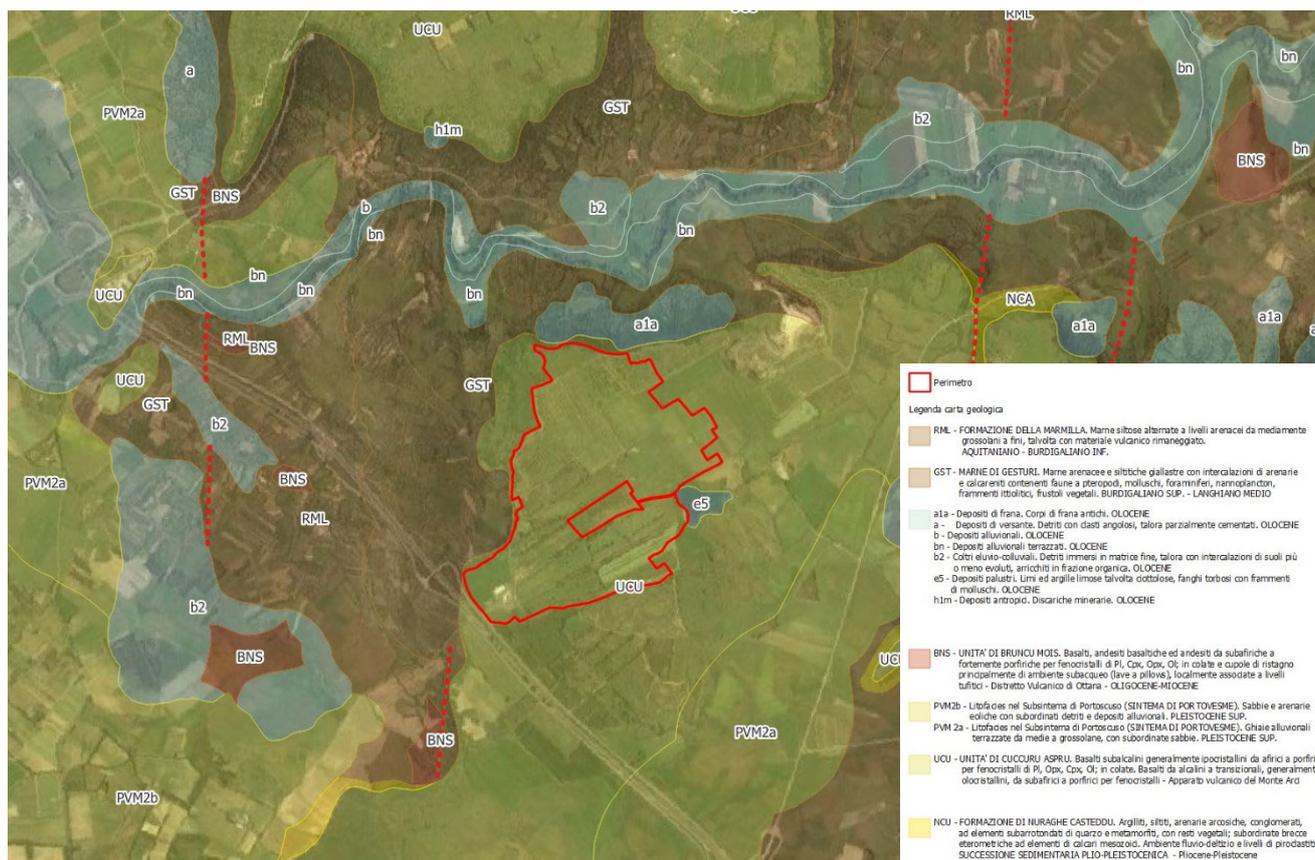


Fig.8: Inquadramento geologico area impianto (S.I.T. Sardegna Geoportale – Carta Nazionale CARG)

Il Monte Arci, così come tutti gli apparati vulcanici del Plio-Quaternario si riallacciano a movimenti tettonici transtensivi riconducibili alla formazione del Graben del Campidano e in linea generale dall'apertura del mar Tirreno.

I prodotti vulcanici del Monte Arci poggiano su lave basaltiche a pillow, prodotte in ambiente subacqueo, intercalati a sedimenti marini (prevalente mente argille e sabbie) riferibili al Miocene Inferiore (Acquitaniense e Burdigaliano), sui quali poggiano breccie epiclastiche depositate in ambiente poco profondo.

L'allineamento del Monte Arci rispetto al Graben del Campidano e la sua collocazione lungo una delle faglie dirette che bordano il Campidano Nord-Orientale suggeriscono la presenza di un sistema di alimentazione che sfrutta la faglia come sistema preferenziale per la risalita del magma. Nonostante il magma possa essersi sviluppato lungo un allineamento preferenziale dovuto alla presenza di faglie, indubbiamente il modello di alimentazione del Monte Arci è stato di tipo policentrico, cioè il prodotto dell'impilamento di prodotti vulcanici emessi da centri eruttivi distinti, ciascuno di essi caratterizzato da attività centrale, dove questa attività si contrappone all'attività fissurale, caratterizzata invece dall'emissione di prodotti lungo una direzione preferenziale di faglia.

La morfologia del Monte Arci tuttavia risulta essere completamente diversa tra il lato occidentale e il lato orientale del massiccio vulcanico.

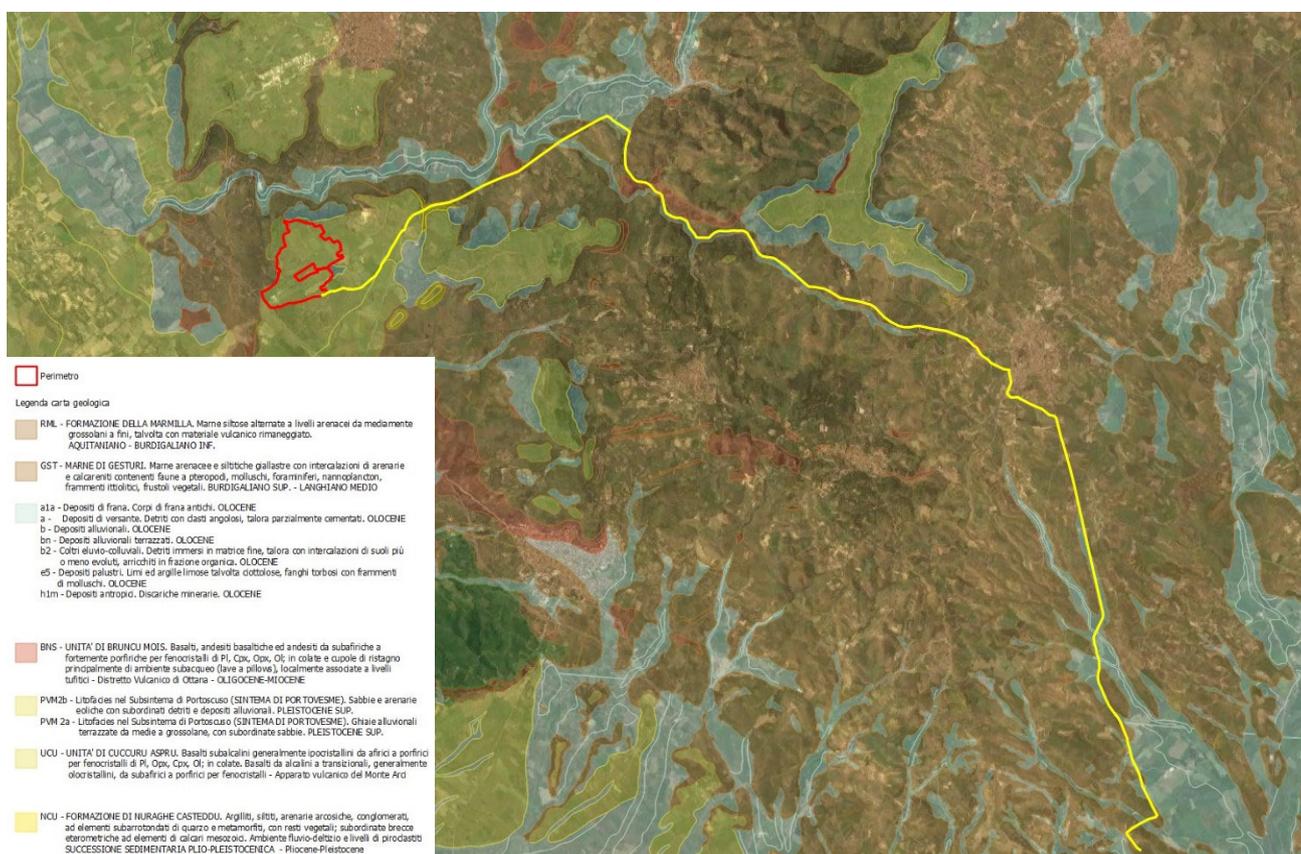


Fig.9: Inquadramento geologico area intervento e della rete di connessione (S.I.T. Sardegna Geoportale – Carta Nazionale CARG)

Il limite occidentale dell'area di intervento corrisponde con la principale rottura di pendio alla base del vulcano, laddove i depositi vulcanici di raccordano con la piana del Campidano ad una quota di circa 100.00 m slm. Il limite orientale è rappresentato dalla scarpata morfologica determinata dall'erosione selettiva delle vulcaniti e le sottostanti rocce sedimentarie mioceniche, dando luogo ad un profilo a gradoni. In tutto il massiccio vulcanico sono stati riconosciuti diversi sistemi di faglie, aventi direzione NE-SW. ENE-WSW ed E-W, diffusi soprattutto nel settore

centro-orientale.

Il risultato del vulcanismo del Monte Arci è costituito da prodotti effusivi prevalenti e in minor parte da prodotti piroclastici. Per la gran parte, tutti i prodotti effusivi del monte Arci risultano sistemati lungo la piana del campidano, al di sotto dei sedimenti alluvionali plio-quadernari e attuali.

Gli elementi più particolari che contraddistinguono il Monte Arci oltre le trebine, sono rappresentati dalle colate laviche ossidiane e i giacimenti di perlite.

I prodotti vulcanici che costituiscono l'edificio del monte Arci sono a carattere prevalentemente acido e intermedio ad affinità alcalina (rioliti e daciti compresi prodotti intermedi tra i due) e in minor parte da magmi basici e trachiti. La composizione dei magmi prodotti dal Monte Arci rappresenta un'eccezione nel quadro del vulcanismo plio-pleistoceno della Sardegna, laddove prevalgono i magmi basici ad affinità alcalina (Basalti e Trachibasalti).

Nel complesso, la petrogenesi dell'apparato vulcanico del Monte Arci può essere suddivisa in quattro fasi distinte caratterizzate da prodotti chimicamente e petrograficamente differenti: una prima fase caratterizzata dall'emissione di lave riolitiche, affioranti prevalentemente nel settore centro-occidentale, una seconda fase caratterizzata dall'emissione di colate laviche andesitiche e dacitiche, affioranti principalmente nel settore settentrionale e lungo le scarpate che costituiscono il limite orientale dell'edificio, una terza fase caratterizzata dall'emissione di colate laviche e prodotti piroclastici a composizione trachitica affioranti nel settore centro-meridionale e infine un'ultima fase caratterizzata dall'emissione di lave basaltiche ad affinità alcalina e subalcalina e di andesiti basaltiche.

Nella fattispecie l'area d'intervento risulta costituita da un substrato sub-affiorante di rocce vulcaniche effusive dell'apparato vulcanico del Monte Arci. Trattasi di rocce basaltiche subalcaline, dell'unità di Cuccuru Aspru, ricoperte da una coltre di terreno avente spessore metrico, generalmente limo-argilloso di colore bruno scuro, con interclusi clasti e ciottoli di rocce basaltiche in forma di blocchi e trovanti decimetrici, talora metrici.



Fig.10: blocchi di basalto rilevati durante le attività di escavo eseguite in aree contermini (Impianto FV ESPE)

In particolare, questa coltre detritica si sviluppa soprattutto nella parte bassa dell'area, a ridosso della S.S. 131, laddove l'accumulo sedimentario e il trasporto gravitativo ha permesso la formazione di queste litologie.

E' pertanto ovvio che a quote più elevate, questo spessore diminuisca fino a sparire del tutto, con presenza del substrato basaltico affiorante.

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area e in funzione dei dati rilevati in sito la successione litologica interessata può essere così rappresentata dall'alto verso il basso:

- Livello pedogenizzato superficiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari ciottoli millimetrici, molto consistente (0.00 m – 0.15 m) (Olocene);
- Materiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari ciottoli millimetrici, con interclusi blocchi eterometrici di roccia basaltica (0.15 m – 0.50 m) (Pleistocene-Olocene);
- Substrato roccioso vulcanico basaltico compreso livello di alterazione superficiale (> 30 m) (Pliocene-Pleistocene);

Di seguito vengono riportate le stratigrafie di due pozzi eseguiti in corrispondenza dell'area d'intervento con la successione litologica riportata fino ad una profondità di 130 m dal p.d.c, dalla quale si evince che lo spessore complessivo della sequenza vulcanica effusiva basaltica.

In merito all'analisi strutturale e tettonica relativamente alle faglie attive e capaci si precisa che la Regione Sardegna risulta classificata in zona sismica 4 per tutto il territorio regionale (Classe a bassa sismicità), pertanto nel territorio non risultano censite faglie attive e capaci.

Stampa

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 196831 Regione: SARDEGNA Provincia: ORISTANO Comune: MOGORO Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 130,00 Quota pc slm (m): 120,00 Anno realizzazione: 2005 Numero diametri: 2 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): ND Portata esercizio (l/s): ND Numero falde: 2 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 0 Stratigrafia: SI Certificazione(*): SI Numero strati: 5 Longitudine WGS84 (dd): 8,770967 Latitudine WGS84 (dd): 39,649561 Longitudine WGS84 (dms): 8° 46' 15.49" E Latitudine WGS84 (dms): 39° 38' 58.43" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia	

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	90,00	90,00	273
2	90,00	130,00	40,00	220

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	40,00	40,00	0,00
2	90,00	90,00	0,00

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	90,00	115,00	25,00	180

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,50	1,50		SUOLO ARGILLOSO
2	1,50	18,00	16,50		BASALTO/I IN COLATA + - ALTERATO/I
3	18,00	40,00	22,00		KUTTING ARGILLOSO
4	40,00	85,00	45,00		TRACCE DI UMIDITA' C.S.
5	85,00	130,00	45,00		ACQUIFERO MARNE ARGILLOSE

Fig.11: Stratigrafia area intervento – Zona a ridosso S.S. 131 (Fonte Dati: ISPRA L.464/84)

Stampa

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 196898 Regione: SARDEGNA Provincia: ORISTANO Comune: MOGORO Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 80,00 Quota pc slm (m): 130,00 Anno realizzazione: 1990 Numero diametri: 1 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): 2,000 Portata esercizio (l/s): 2,000 Numero falde: 3 Numero filtri: 0 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 3 Longitudine WGS84 (dd): 8,779022 Latitudine WGS84 (dd): 39,652619 Longitudine WGS84 (dms): 8° 46' 44.49" E Latitudine WGS84 (dms): 39° 39' 09.43" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia	

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	80,00	80,00	250

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	24,50	25,00	0,50
2	45,50	46,00	0,50
3	49,50	50,00	0,50

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
giu/1990	60,00	62,00	2,00	2,000

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	46,00	46,00		BASALTO
2	46,00	52,00	6,00		SABBIA CON CIOTTOLI
3	52,00	80,00	28,00		ARGILLA

Fig.12: Stratigrafia area intervento – Zona a ridosso Cava Perdiana (Fonte Dati: ISPRA L.464/84)

5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Relativamente agli aspetti geomorfologici, l'area d'intervento si imposta in corrispondenza della zona collinare e pedemontana di raccordo tra la piana del Campidano e il tavolato basaltico di Mogoro con quota di ~ 121 m.s.l.m. Tutta l'area si presenta allo stato naturale con terreni un tempo un tempo utilizzati per scopi agricoli, nei quali attualmente non si osservano fenomenologie di dissesto strutturale riconducibili a criticità geologiche – geomorfologiche – idrogeologiche. Relativamente alla potenzialità dei dissesti, è stata eseguita un'analisi molto dettagliata delle condizioni di pericolosità idrogeologica, dovuta sia a fenomenologie riconducibili a criticità di tipo idrauliche (pericolosità Idraulica Hi) sia a fenomenologie riconducibili a criticità di tipo geo-morfologiche (Pericolosità per Frana Hg). In particolare, limitatamente all'area del campo agri-fotovoltaico, l'area risulta essere così classificata:

- Pericolosità PAI Hi: Zona non classificata
- Pericolosità PAI Hg: 98% Zona Hg1 – 2% Zona Hg2
- Pericolosità Ciclone Cleopatra: Zona non classificata
- Pericolosità PSFF: Zona non classificata
- Pericolosità PGRA 2017 (I° ciclo di pianificazione): Zona non classificata
- Pericolosità PGRA 2019 (SISC): Zona non classificata
- Pericolosità PGRA 2021 (II° ciclo di pianificazione): Zona non classificata
- Pericolosità Art.30 ter: Zona parzialmente classificata

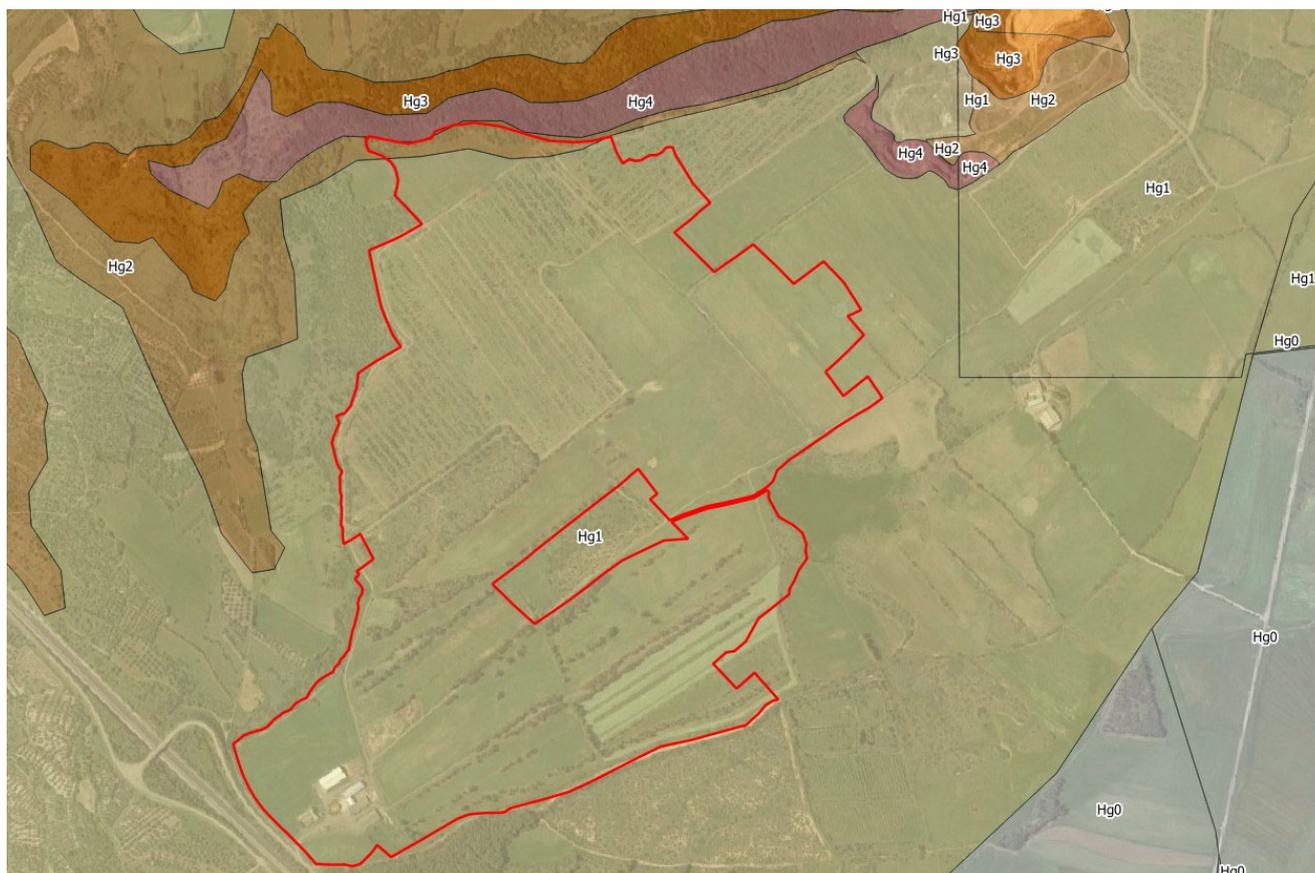


Fig.13: Pericolosità da frana esistente per l'area d'intervento (area impianto) (PAI Regione Sardegna)

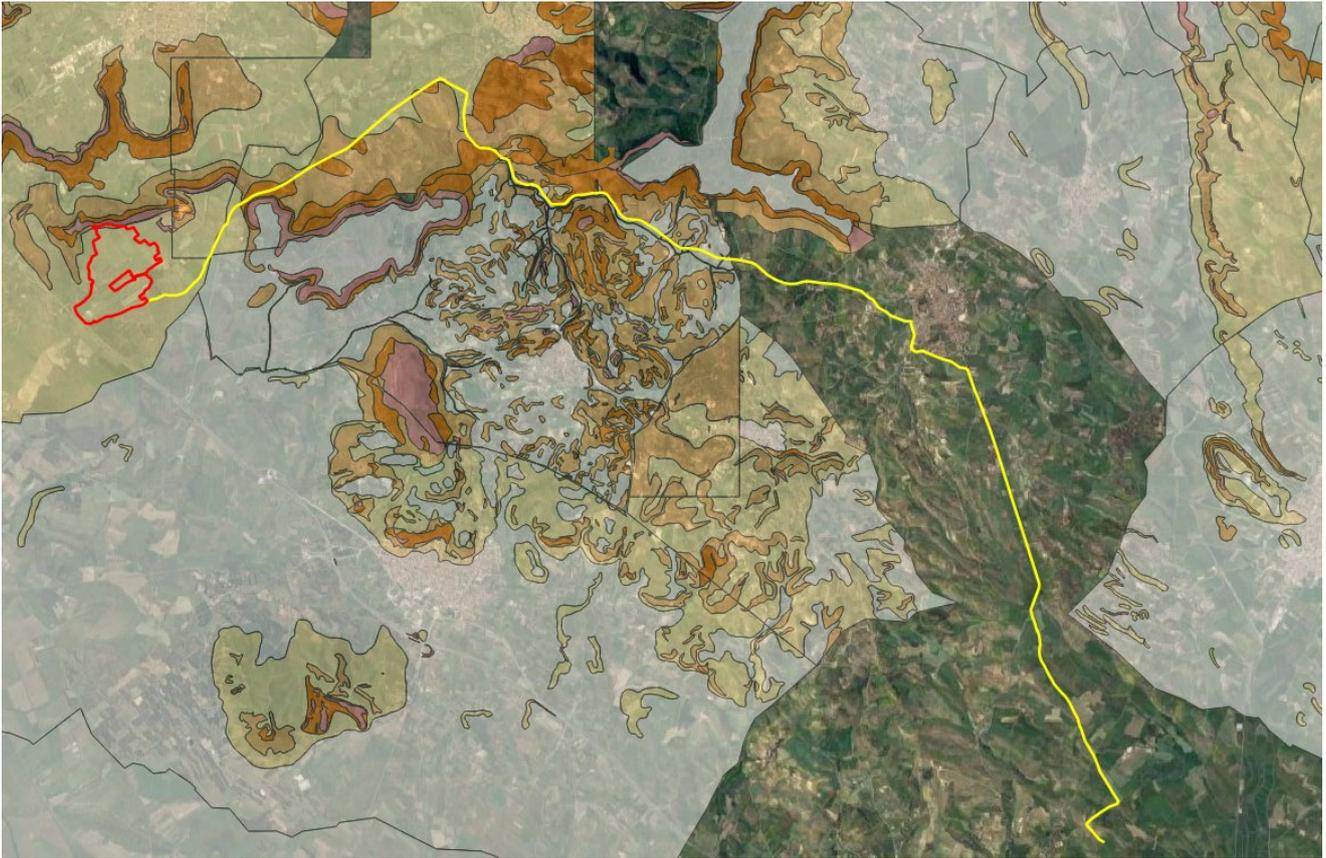


Fig.14: Pericolosità da frana esistente per l'area d'intervento (area impianto + opere di connessione) (PAI Regione Sardegna)

Limitatamente al tracciato delle opere di connessione, l'area risulta essere così classificata:

- Pericolosità PAI Hi: Zona classificata Hi4-Hi3-Hi2-Hi1
- Pericolosità PAI Hg: Zona Classificata Hg3-Hg2-Hg1
- Pericolosità Ciclone Cleopatra: Zona non classificata
- Pericolosità PSFF: Zona non classificata
- Pericolosità PGRA 2017 (I° ciclo di pianificazione): Zona classificata P3-P2-P1
- Pericolosità PGRA 2019 (SISC): Zona non classificata
- Pericolosità PGRA 2021 (II° ciclo di pianificazione): Zona classificata P3-P2-P1
- Pericolosità Art.30 ter: Zona classificata

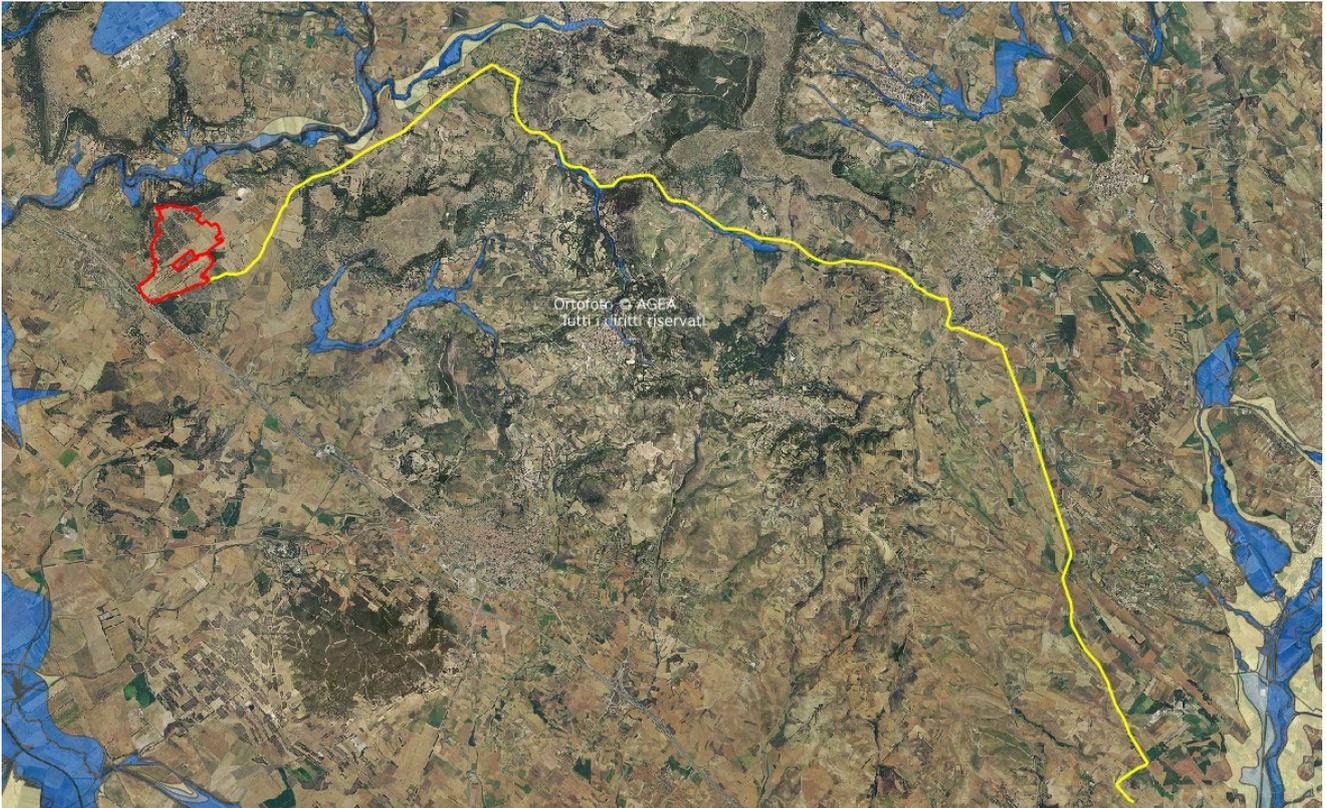


Fig. 15: Inquadramento PAI Rev.2022 – Zona Classificata Hi4) Pericolosità Studio Art.8 c.2 Comune di Collinas)



Fig. 16: Inquadramento aree Ciclone Cleopatra – Zona non classificata

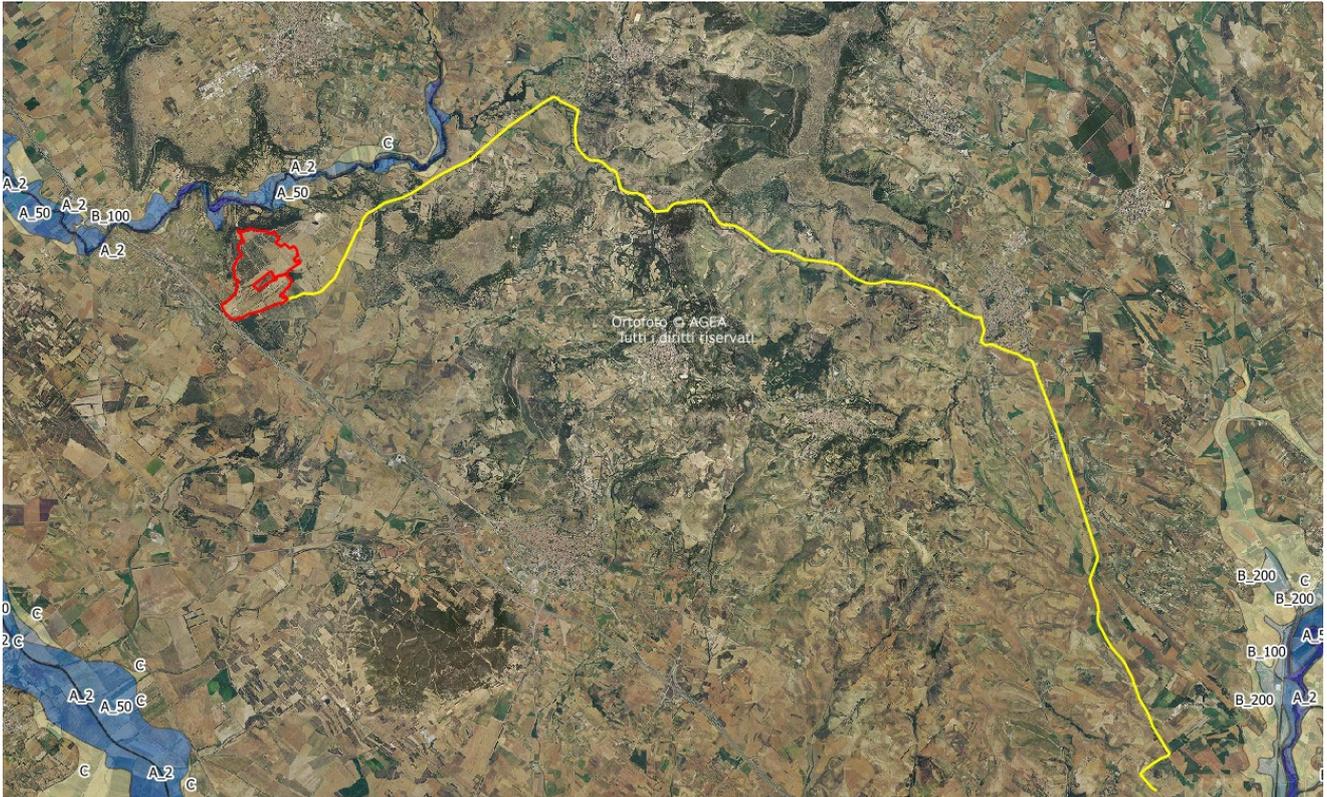


Fig. 17: Inquadramento PSFF – Zona non classificata

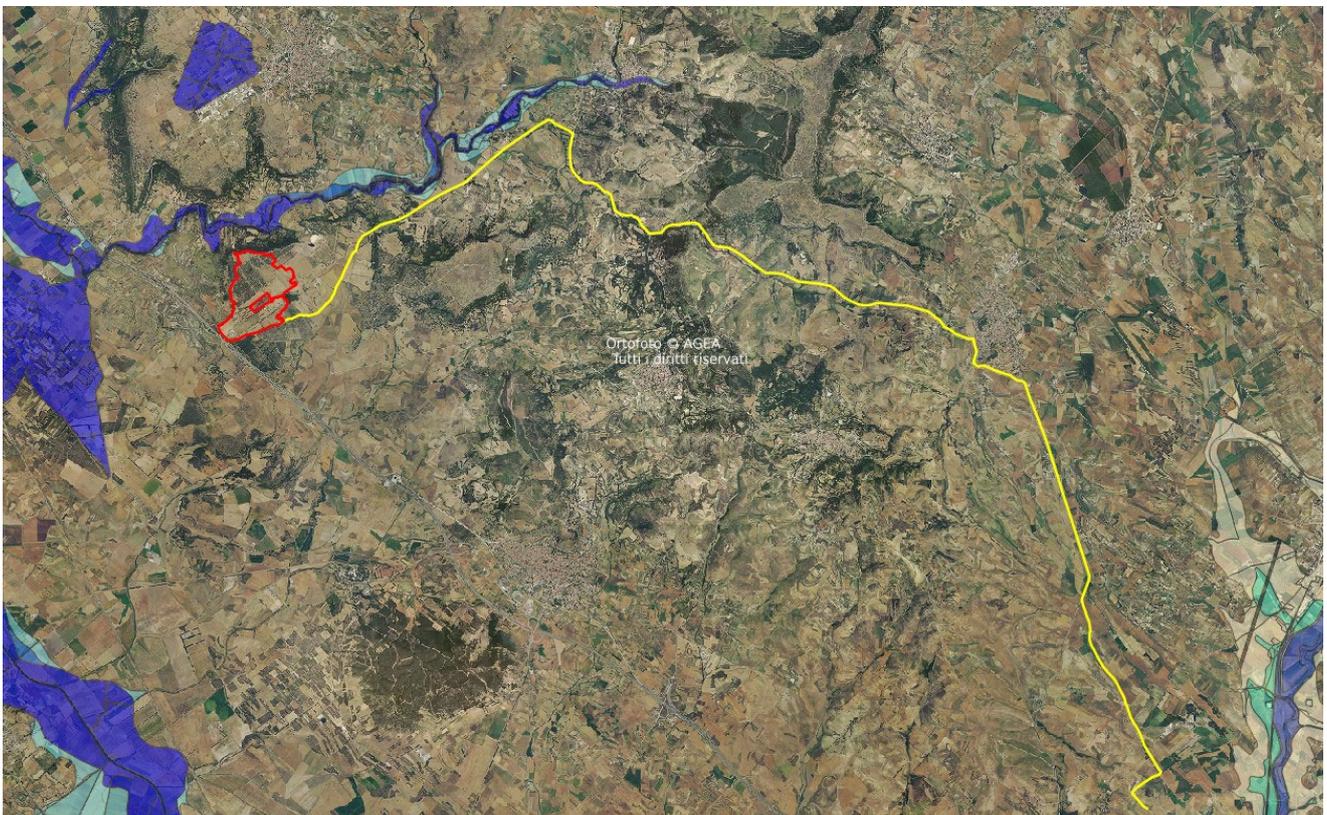


Fig. 18 Inquadramento PGRA 2017 – Zona non classificata



Fig. 19: Inquadramento PGRA 2021 – Zona non classificata

Con Decreto del Presidente della Regione Sardegna n°128 del 14.11.2019, pubblicate sul B.U.R.A.S. n°50 Parte I e II del 21.11.2019, sono state istituite delle “Fasce di Prima Tutela” ai sensi dell’Art. 30 ter delle N.A. del PAI.

L’Art.30 ter comma 1 delle N.A. del PAI stabilisce chiaramente che: per i singoli tratti dei corsi d’acqua appartenenti al reticolo idrografico dell’intero territorio regionale per i quali non siano state ancora determinate le aree di pericolosità idraulica, con esclusione dei tratti le cui aree di esondazione sono state determinate con il solo criterio geomorfologico di cui all’articolo 30 bis, quale misura di prima salvaguardia finalizzata alla tutela della pubblica incolumità, è istituita una fascia su entrambi i lati a partire dall’asse, di profondità L variabile in funzione dell’ordine gerarchico del singolo tratto.

ORDINE GERARCHICO (Numero di Horton-Strahler)	PROFONDITA' L (Metri)
1	10
2	25
3	50
4	75
5	100
6	150
7	250
8	400

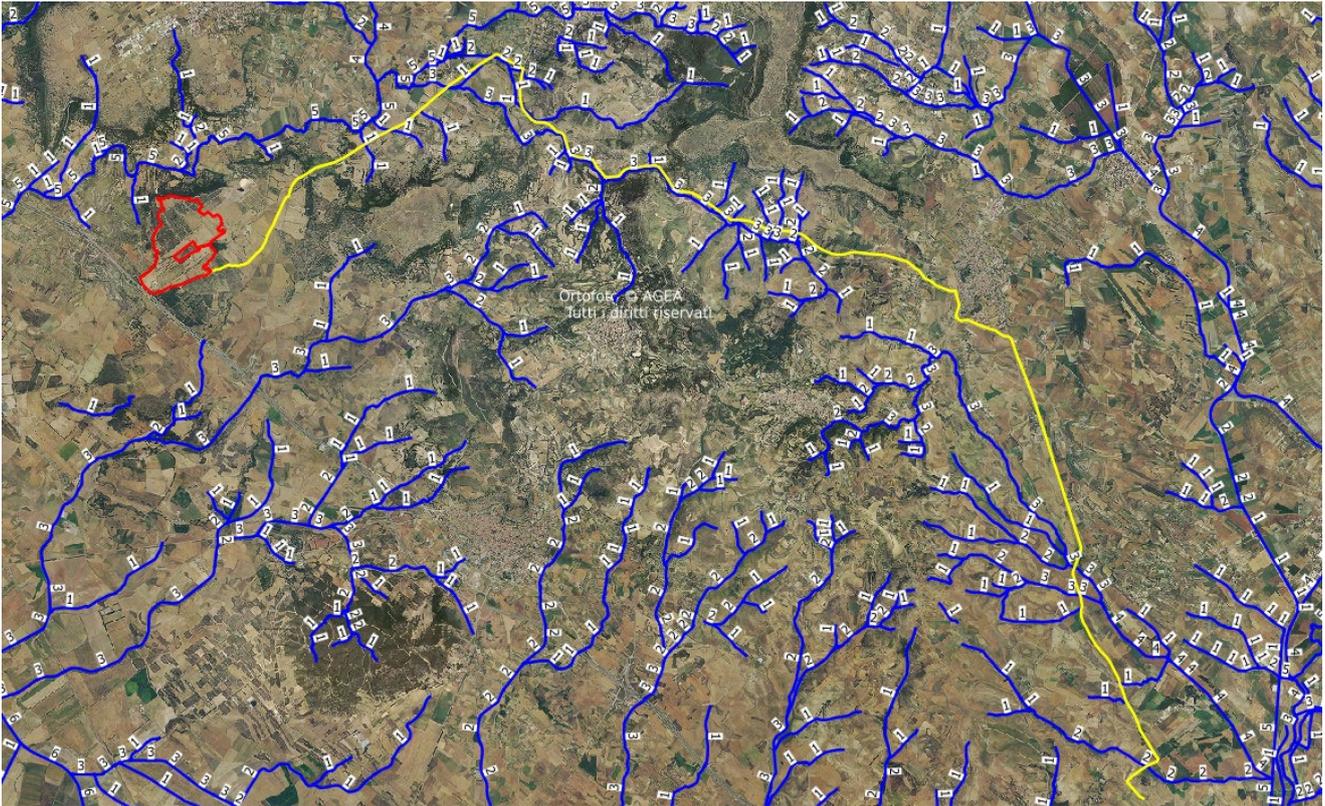


Fig. 20: Inquadramento Art.30 ter

Le norme di attuazione del PAI hanno stabilito che per gli elementi appartenenti al reticolo idrografico regionale, nelle aree perimetrare dal PAI come aree di pericolosità idraulica di qualunque classe gli strumenti di pianificazione di cui ai commi 2bis, 2ter e 6 regolano e istituiscono, ciascuno secondo la propria competenza, fasce di tutela dei corpi idrici superficiali:

- a) lungo i corsi d'acqua non arginati e nei tratti degli stessi soggetti a tombatura, degli stagni e delle aree lagunari per una profondità di cinquanta metri dalle linee di sponda o, se esistente, dal limite esterno dell'area golenale;
- b) lungo il corso dei canali artificiali e dei torrenti arginati, per una profondità di venticinque metri dagli argini;
- c) lungo i corsi d'acqua all'interno dei centri edificati, per una profondità di dieci metri dagli argini dei corsi d'acqua o per una profondità di venticinque metri in mancanza di argini e in caso di tratti tombati;
- d) La profondità delle fasce di tutela non può comunque eccedere la perimetrazione dell'area di pericolosità corrispondente al tempo di ritorno di 50 anni.

Con l'aggiornamento delle N.A. del PAI è stato inserito un nuovo comma dell'Art. 8 (comma 8 bis) il quale specifica ulteriormente che la profondità delle fasce di tutela non può comunque eccedere la perimetrazione dell'area di pericolosità corrispondente al tempo di ritorno dei 50 anni.

Relativamente a quanto stabilito dalla L.64/74 l'area d'intervento non fa parte di quei Comuni dichiarati da consolidare a spese dello stato.

Considerando l'involuppo delle zone a pericolosità idraulica (Hi) e da frana (Hg), per l'area d'intervento si riscontrano allo stato attuale condizioni di pericolosità idraulica e da frana molto

elevate (limitatamente alle opere di connessione).

Contrariamente alle opere di connessione, l'area di impianto ricade esclusivamente in zona a pericolosità moderata da frana (Hg1).

Secondo quanto stabilito dall'Art.34 comma 1 delle N.A. del PAI, fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 25, nelle aree di pericolosità moderata da frana compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi.

Pertanto, limitatamente alla realizzazione del campo agri-fotovoltaico, non sussiste l'obbligo di predisposizione di uno studio di compatibilità geologica-geotecnica da allegare alla pratica edilizia, in quanto non espressamente richiesto dalle N.A. del PAI.

Relativamente alle condizioni topografiche, l'area d'intervento è inquadrabile in categoria T1, ovvero *"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$ "*.

Per quanto attiene la definizione delle categorie di sottosuolo, ai sensi del D.M. 17/01/2018, l'area d'intervento corrisponde a quei settori ove il substrato roccioso risulta essere sub-affiorante, ma comunque con una consistenza coesiva (non lapidea) riconducibile quindi ad un categoria di sottosuolo prevalente di tipo "B" ovvero: *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s"*.

6. SCHEMA DELLA CIRCOLAZIONE IDRICA SUPERFICIALE E SOTTERRANEA

L'idrografia superficiale è direttamente connessa con le caratteristiche idrogeologiche degli elementi idrici presenti nell'area.

Rispetto a quanto riportato negli elaborati cartografici si può certamente confermare che l'area di futura occupazione dell'impianto non interferisce con linee di deflusso superficiale dei corsi d'acqua.

Diversamente, le linee di connessione, si intersecano con il reticolo idrografico motivo per cui dovrà essere garantito un attraversamento in subalveo tramite T.O.C. oppure in scavo aperto, con due pozzetti in linea e quota del cavidotto a profondità di -1.60 m dal fondo alveo.

Limitatamente alla falda sotterranea, si ritiene che le opere in progetto non interferiscano con le falde idriche presenti nella zona, (è stata confermata la presenza di una falda profonda sistemata ad un livello piezometrico di circa 60 m dal p.d.c.)

7. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA

L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di un nuovo impianto agrifotovoltaico, pertanto in ragione della tipologia d'opera e secondo quanto disciplinato dalle NTC 2018 e s.m.i., si è provveduto alla determinazione dei parametri sismici dell'area di sedime, in considerazione del fatto che l'opera prevista in progetto è riconducibile ad una infrastruttura ricadente in classe di utilizzo II: *"Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per"*

l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza".

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è invece convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di Vita Nominale (V_N) da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I.

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

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

Fig.21 - Tabella 2.4.I – Valori minimi di vita nominale V_n per i diversi tipi di costruzioni (NTC 2018)

Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo. Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni.

Considerato che l'opera in progetto è riconducibile ad una costruzione con livelli di prestazioni ordinari, il Valore minimo di V_n (espresso in anni) risulta essere pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

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

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

Fig.22 - Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

Per quanto concerne la tipologia d'intervento, risulta evidente che il valore del coefficiente d'uso C_U risulta essere uguale a 1.0, pertanto il valore del periodo di riferimento V_R risulta essere il seguente:

$$V_R = 50 \cdot 1 = \geq 50 \text{ Anni}$$

Pertanto, il valore della vita di riferimento sarà certamente maggiore o al più uguale a 50 anni. In merito all'analisi simica, questa viene effettuata secondo i seguenti indici:

- Tipologia di opera;
- Periodo di Ritorno
- Latitudine Nord
- Longitudine Est
- Spettro
- Probabilità di superamento della Vita di Riferimento
- Vita Nominale
- Classe di Utilizzo
- Vita di Riferimento

CERCA

VITA NOMINALE:	CLASSE DI UTILIZZO:
<input style="width: 40px;" type="text" value="50"/> (anni)	<input style="width: 60px;" type="text" value="Classe II"/>
VITA DI RIFERIMENTO:	SPETTRO:
<input style="width: 40px;" type="text" value="50"/>	<input style="width: 60px;" type="text" value="SLV 10%"/>
PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO:	PERIODO DI RITORNO
<input style="width: 40px;" type="text" value="10"/> %	<input style="width: 60px;" type="text" value="475"/> (anni)
LATITUDINE:	LONGITUDINE:
<input style="width: 100px;" type="text" value="39.65217"/>	<input style="width: 100px;" type="text" value="8.76849"/>

RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.05	2.88	0.34

Fig. 21: Tabella parametri sismici SLV per il Sito d'indagine

- | | |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ▪ Regione ▪ Comune ▪ Zona Sismica ▪ Spettro Sismico | <p>R = Sardegna</p> <p>C = Mogoro</p> <p>Zs = 4</p> <p>SLV</p> |
|--|--|

- | | |
|---|---------------|
| ▪ Vita nominale | Vn = 50 anni |
| ▪ Vita di riferimento | VR = 50 anni |
| ▪ Classe di utilizzo | Cu = II |
| ▪ Tempo di ritorno | Tr = 475 anni |
| ▪ Latitudine | N = 39.65217 |
| ▪ Longitudine | E = 8.76849 |
| ▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock, | ag/g = 0.05 |
| ▪ Fattore di amplificazione spettrale massima | FO = 2.88 |
| ▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost. | TC = 0.34 |

CERCA

<p>VITA NOMINALE: <input style="width: 40px;" type="text" value="50"/> (anni)</p>	<p>CLASSE DI UTILIZZO: <input style="width: 100px;" type="text" value="Classe II"/></p>
<p>VITA DI RIFERIMENTO: <input style="width: 40px;" type="text" value="50"/></p>	<p>SPETTRO: <input style="width: 100px;" type="text" value="SLD 63%"/></p>
<p>PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: <input style="width: 40px;" type="text" value="63"/> %</p>	<p>PERIODO DI RITORNO <input style="width: 40px;" type="text" value="50"/> (anni)</p>
<p>LATITUDINE: <input style="width: 100px;" type="text" value="39.65217"/></p>	<p>LONGITUDINE: <input style="width: 100px;" type="text" value="8.76849"/></p>

RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.0235	2.67	0.3

Fig. 22: Tabella parametri sismici SLU per il Sito d'indagine

- | | |
|-----------------------|--------------|
| ▪ Regione | R = Sardegna |
| ▪ Comune | C = Mogoro |
| ▪ Zona Sismica | Zs = 4 |
| ▪ Spettro Sismico | SLV |
| ▪ Vita nominale | Vn = 50 anni |
| ▪ Vita di riferimento | VR = 50 anni |
| ▪ Classe di utilizzo | Cu = II |

- | | |
|---|---------------|
| ▪ Tempo di ritorno | Tr = 50 anni |
| ▪ Latitudine | N = 39.65217 |
| ▪ Longitudine | E = 8.76849 |
| ▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock, | ag/g = 0.0235 |
| ▪ Fattore di amplificazione spettrale massima | FO = 2.67 |
| ▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost. | TC = 0.30 |

Dalle indagini sismiche fin qui eseguite si evince come l'area d'intervento sia costituita da una coltre di materiale eluvio-detritico di spessore decimetrico sistemata al di sopra del substrato geologico basaltico di riferimento, da affiorante a sub-affiorante.

Per questa ragione, si ritiene che la tipologia di sottosuolo presente all'interno dell'area d'intervento sia riconducibile ad una categoria di tipo 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"*.

Limitatamente alle condizioni topografiche, trattandosi di un sito caratterizzato da condizioni altimetriche da complanari a pendenza medio-scarso, l'area d'intervento è riconducibile ad una condizione topografica di tipo T1 *"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "*.

8. ANALISI GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

L'insieme delle verifiche eseguite si sono rese necessarie per definire l'interazione delle opere in progetto con il contesto geologico ed in particolare:

- Definire il profilo geotecnico dei terreni interessati dalle opere.
- Determinare i parametri geotecnici necessari a definire l'interazione opera-terreno.

Determinazione della capacità portante del sottosuolo e determinazione dei cedimenti ed in modo specifico:

- Angolo d'attrito
- Coesione
- Contenuto d'acqua
- Peso specifico
- Modulo edometrico
- Classificazione del terreno
- Resistenza di progetto del Terreno

Nell'ambito della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni si fa sempre riferimento a quello che viene comunemente definito "volume significativo del terreno" ossia quella porzione di suolo e di sottosuolo che viene influenzato direttamente o indirettamente dall'azione di progetto trasmessa dal manufatto. In effetti, come tutti i materiali, anche nei terreni, la risposta alle sollecitazioni varia in funzione delle proprietà meccaniche di resistenza e dello sforzo a cui sono soggetti.

Nel complesso, il modello geotecnico generale presente nell'area in cui prevista la realizzazione

dell'impianto agri-fotovoltaico fa riferimento a delle indagini svolte direttamente dallo scrivente in aree contermini sulla stessa tipologia di sequenza stratigrafica e può essere così rappresentato:

Livello pedogenizzato superficiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari ciottoli millimetrici, molto consistente (0.00 m-0.15 m);

Peso di Volume naturale γ_d : 1940 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2050 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 23,99°

Coesione C: 0.38 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica Ed: 181.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica Ey: 450.00 Kg/cm²

Materiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari ciottoli millimetrici, con interclusi blocchi eterometrici di roccia basaltica (0.15 m-0.30 m);

Peso di Volume naturale γ_d : 1930 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2050 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 24,29°

Coesione C: 0.38 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica Ed: 234.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica Ey: 570.00 Kg/cm²

Substrato roccioso vulcanico basaltico (> 0.30 m);

Peso di Volume naturale γ_d : 2480 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2560 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 45,00°

Coesione C: 1.0 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica Ed: 1000.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica Ey: 1000.00 Kg/cm²

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, in ragione delle dimensioni delle strutture di fondazione e delle azioni di progetto previste (Ed), si procederà alla verifica della resistenza di progetto (Rd) dei terreni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2018 e s.m.i.

9. ANALISI STATO DEFORMATIVO DEL SOTTOSUOLO FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per quanto concerne la realizzazione delle nuove opere, trattasi sostanzialmente di un sistema strutturale che si basa sull'infissione di un profilato in acciaio direttamente sul terreno di sedime (previo preforo per la presenza di blocchi di roccia basaltica), il quale pertanto è soggetto sia a sforzi deformativi assiali, sia a sforzi di taglio, ma soprattutto azioni dovute al momento flettente prodotto principalmente dall'azione del vento.

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, in considerazione delle azioni di progetto alla base della struttura di fondazione, si procederà alla verifica della resistenza di progetto dei terreni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2018.

Dalle risultanze delle verifiche fatte, si avrà modo di verificare se la struttura di fondazione

prevista in progetto risulta adeguata alle prestazioni attese. Nell'ambito della definizione degli SLU, si possono effettuare diverse verifiche:

EQU: (S.L. "di Equilibrio") perdita di equilibrio statico della struttura o del terreno.

UPL: (S.L. "di Sollevamento") perdita di equilibrio dovuta al sollevamento causato dalla pressione dell'acqua o da altre azioni verticali.

HYD: (S.L. "per Gradienti Idraulici") collasso dovuto a gradienti idraulici.

STR:(S.L. "Strutturale") collasso o eccessiva deformazione degli elementi strutturali.

GEO: (S.L. "Geotecnico") collasso o eccessiva deformazione del terreno.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 .

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni seguenti:

$$E_d = E \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle formule sopra riportate, rispettivamente in funzione delle azioni di progetto γF_k , dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d .

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci

progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi, nell'ambito della progettazione geotecnica si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

APPROCCIO 1 (DA1) **Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)**
Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)

Le *Combinazioni* sono formate da gruppi di coefficienti parziali con:

A = Azioni γF

M = resistenza dei materiali (terreno) γM

R = Resistenza globale del sistema γR

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

-Tabella 6.2.1 - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni -

$\gamma G1$ = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

$\gamma G2$ = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γQi = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Per quanto concerne il valore della resistenza R_d può essere calcolato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

-Tabella 6.2.II - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio \mathbf{X}_R un coefficiente parziale $\mathbf{X}_{tr} = 1,0$ (M1) e $\mathbf{X}_{tr} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

Le opere geotecniche devono anche essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Dove:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

-Tabella 6.2.III - coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti degli stati limite al sollevamento

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

Relativamente alle fondazioni superficiali, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali 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.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale (fondazione su pendio)

SLU di tipo strutturale (STR)

- collasso per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata obbligatoriamente secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite di fondazioni superficiali

10. ANALISI STATO DEFORMATIVO DEL SOTTOSUOLO FONDAZIONI PROFONDE

Il progetto di una fondazione su fondazioni profonde (pali) deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e

delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali nel caso di materiali argillosi saturi.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2

Verifiche Agli Stati Limite Ultimi (Slu)

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.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] 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 palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

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 i parametri geotecnici, e nella Tab. 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.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

- Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	5
E1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
E2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- b. Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione E riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione E per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	10
E3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
E4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti E in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- c. Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione E riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione E per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	2	5	10	15	20
E5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
E6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Nel caso di palificata, la verifica della condizione $E_d \leq R_d$ dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

Per il calcolo della resistenza di progetto di pali soggetti a carichi trasversali, per la determinazione del valore di progetto R_{trd} della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni precedenti, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1.3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione $E_d \leq C_d$. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste 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.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, 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 i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione $E_d \leq R_d$ sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale per tutti gli elementi della fondazione (struttura di collegamento e pali) e delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione $E_d \leq R_d$ può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso, la verifica deve essere svolta anche per stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista, sia a breve sia a lungo termine, ottenendo la resistenza di progetto R_d dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, determinate come al § 6.4.3.1, e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella Tab. 6.4.I (§ 6.4.2.1).

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione [6.2.7].

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

Aspetto costruttivi e prove di carico

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità strutturale, sulla durabilità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di refluitamento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno nel caso di pali infissi, gli effetti della falda o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento. La durabilità dei pali di fondazione deve essere valutata in relazione ai materiali posti in opera ed alle specifiche condizioni ambientali del sito di progetto.

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove

le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% e tale da restituire un palo ancora di grande diametro ($d \geq 80$ cm); il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

RIEPILOGO AZIONI DI PROGETTO PALO AGRI-FOTOVOLTAICO	
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLU	
SFORZO NORMALE NEGATIVO (ESTRAZIONE)	- 104.79 Kg/m ²
SFORZO NORMALE POSITIVO (COMPRESSIONE)	66.55 Kg/m ²
SFORZO DI TAGLIO	44.05 Kg/m ²

Verifica geotecnica pali

Lo studio geologico dell'area in oggetto ha condotto alla progettazione di strutture di fondazione da realizzarsi con micropali in acciaio, infissi previo preforo con diametro ϕ 0.12 m e altezza $H=1$ m.

Ogni struttura, è caratterizzata da 2 pali di fondazione con diametro esterno ϕ 0.12 m su cui verranno inseriti due tubolari in acciaio ϕ 60.3 mm Sp. 2mm a sostegno della struttura in elevazione.

Per le verifiche geotecniche, oggetto del presente elaborato, si è adottato il software MP della casa produttrice Geostru.

La normativa attualmente cogente per la verifica geotecnica dei pali di fondazione è rappresentata dalle seguenti norme:

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

- **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:

$$\begin{aligned} \phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10 && \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{nei pali trivellati} \end{aligned}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ 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:

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

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 γD , 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 (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

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

Avendo indicato con:

γ 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 ϵ_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 ϵ_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r / E'$

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

TERRENO	I_r
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 ψ 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 α , 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);

s = 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

$$K = 1 - \sin \phi$$

d = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

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

Per pali trivellati

$$d = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

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

Caquot – Kerisel

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)

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

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

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

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

Woodward (1961)

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

$a = 0.6$ per $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.5$ per $8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.20$ per $c > 20 \text{ t/m}^2$

Pali infissi

Coefficiente α 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° 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 Q_{lim} .

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 (indeformabile) 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:

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

Avendo indicato con:

t_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

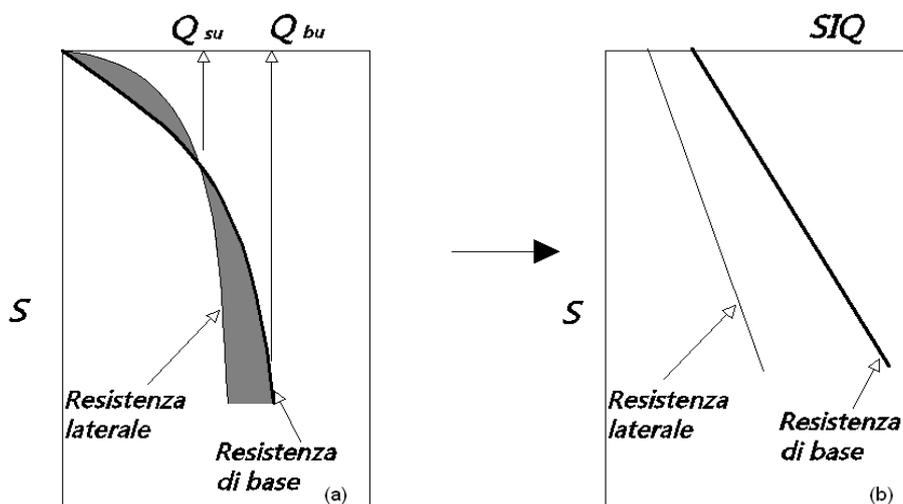
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = 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:

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

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:

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

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 $E_c = 26 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c = 2610 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : 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 mobiliti 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:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

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:

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

avendo indicato con:

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

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = 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 \mathbf{P} la matrice delle forze nodali esterne, con \mathbf{F} quella delle forze interne e con \mathbf{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 \mathbf{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 F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A SA^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

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

La matrice $A SA^T$ è nota come matrice di rigidezza 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:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z_n = C(\gamma N_q Z^1)$$

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 sovrastruttura 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:

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

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$;

a_{max} accelerazione sismica;

ρ_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.

VERIFICA GEOTECNICA PALO TRIVELLATO

Descrizione	Palo
Armatura	Tubolare
Lunghezza palo	3.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata	Berezantzev

STRATIGRAFIA

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	F_i (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]
1	0.15	1940.00	2050.00	0.38	23.99	No	1.00	450.00
2	0.15	1930.00	2050.00	0.38	24.29	No	1.00	570.00
3	30.00	2480.00	2560.00	1.00	45.00	No	1.00	1000.00

Legenda:

Nr.: Numero dello strato.

Hs: Spessore dello strato.

Fi: Angolo di attrito.

c: Coesione

Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale.

Vs: Velocità onde di taglio.

CARICO LIMITE

Metodo	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/kg/cm ²	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzonta le [kg]
A1+M1+R3	248.75	258.62	43.75/1.00	30.24	12369.73	344.46	12683.25	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

=====

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:A1 + M1 + R3

=====

Numero verticali di indagine 3

Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.70

Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.70

Resistenza	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	12339.69	12339.69	12339.69
Laterale	922.88	922.88	922.88
Totale	13208.14	13208.14	13208.14

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3

Base 1.35

Laterale 1.15

Resistenza di progetto base 5726.73 kg

Resistenza di progetto laterale 187.21 kg

Resistenza di progetto 5883.69 kg

Azioni di progetto 1000.00 kg

Fattore sicurezza verticale **5.88**

CEDIMENTO (FLEMING 1992)

=====

Lunghezza palo 1.00

Diametro testa 0.12 m

Diametro punta 0.12 m

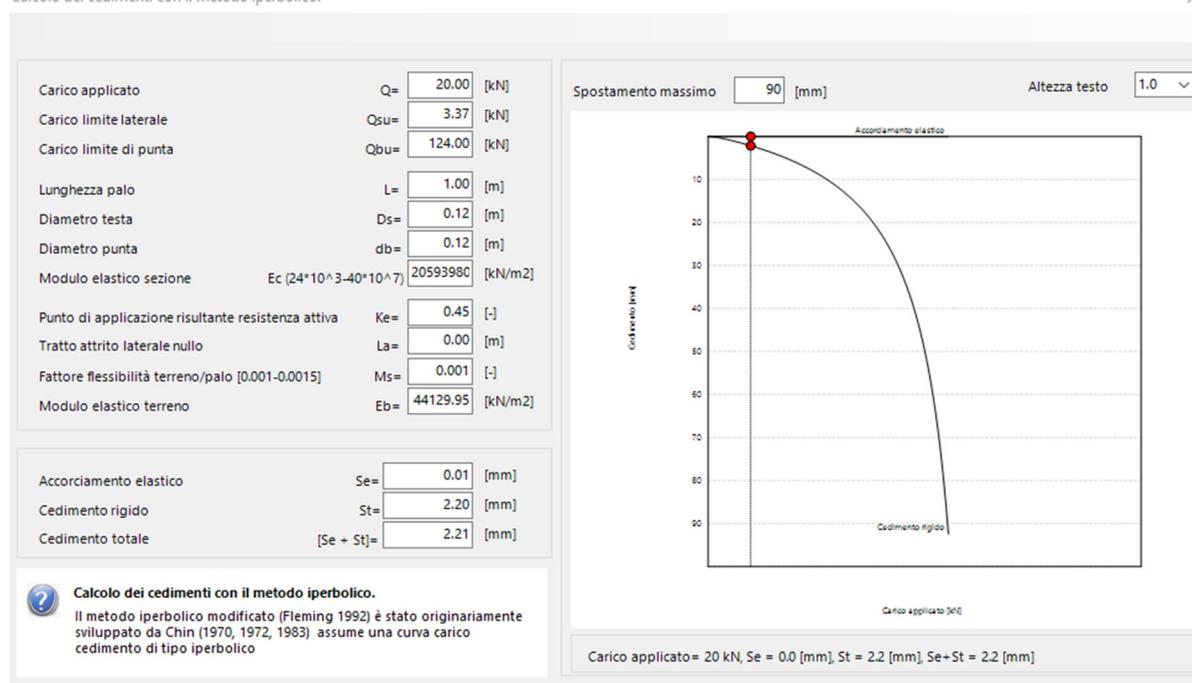
Tratto attrito laterale nullo 0.00 m

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	10.00	kN
Carico limite laterale	3.37	kN
Carico limite di punta	124.00	kN
Modulo elastico terreno corrispondente	4.41E+04	kN/mq
Accorciamento elastico	0.01	mm
Cedimento rigido	2.20	mm
Cedimento totale	2.21	mm

Calcolo dei cedimenti con il metodo iperbolico.



Come si evince dall'analisi eseguita, la resistenza di progetto è decisamente superiore rispetto all'azione di progetto secondo la relazione

$$Ed < Rd$$

Verifica geotecnica fondazioni superficiali

Considerato che l'intervento previsto in progetto prevede anche la realizzazione di opere accessorie costituite principalmente da cabine elettriche di trasformazione aventi fondazioni superficiali, è stata eseguita anche la verifica geotecnica dei terreni di sedime di tali manufatti, in riferimento a quanto disposto dal D.M. 17/01/2018.

Secondo quanto disciplinato dalle NTC 2018, gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per carico limite nei terreni di fondazione;
- scorrimento sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per carico limite e per

scorrimento si deve fare riferimento all'approccio 2.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1 + M1 + R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

C_d = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E_k , E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare

gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali g_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i g_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente g_R di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente g_R può essere ridotto a 1.8.**

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali **che** intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente g_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali g_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del

precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi). Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \phi \text{ valida anche per i terreni.}$$

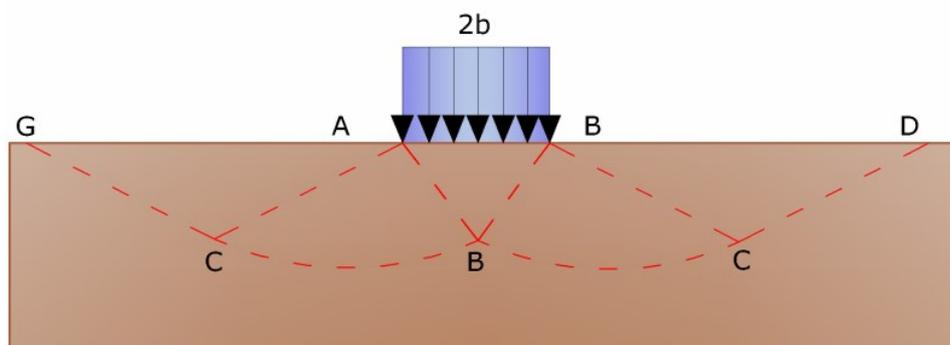
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido – plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \phi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \phi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \phi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito ϕ del terreno.

$$B = \cot g \phi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)} - 1 \right]$$

Per $\phi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente. Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia

di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\phi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza. Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione Ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di Ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito; b è la semi-larghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico);

la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale). In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \phi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_j e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_{\gamma} = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

dove:

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

ϕ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di b_j che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g per terreno in pendenza.

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 di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

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:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

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

$s_c = 1$ per fondazioni nastriformi

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

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

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \varphi'$ per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano

essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato.

Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ($c = 0$) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1).

Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn .

Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in figura seguente.

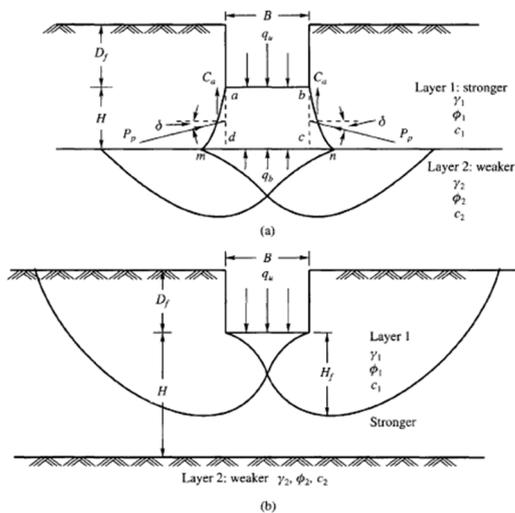


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2}$$

Dove:

N_{c1} , $N_{\gamma 1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio γ_1

N_{c2} , $N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio γ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se q_1 è molto maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

q_b = carico limite nello strato 2

P_p = spinta passiva

C_a = adesione

δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno).

La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

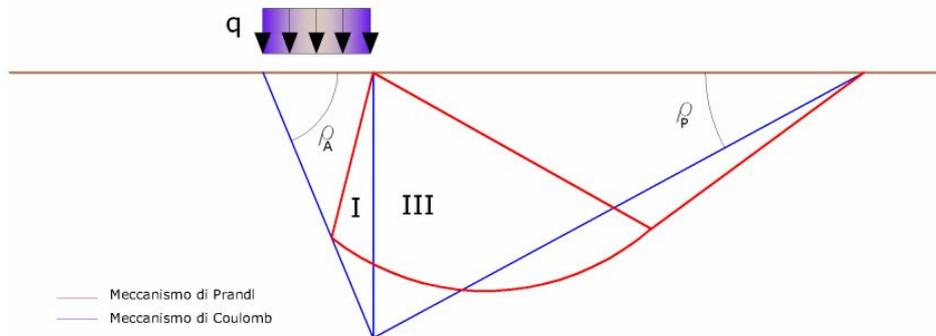
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli \$\rho_A\$ e \$\rho_P\$ che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva \$K_A\$ e \$K_P\$ in funzione dell'angolo di attrito interno \$f\$ del terreno e dell'angolo di attrito \$d\$ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo \$\delta=0.5\varphi\$,

conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di p_a e p_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come p_{AE} e p_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$p_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$p_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli p_{AE} e p_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \square = 30^\circ \quad \square = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\Phi=30^\circ$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente diseuguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d - pressioni agenti alla base della fondazione

R_d - capacità portante di calcolo

γ_{RV} - coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d -azione normale di progetto

$A_{ef} = BR \cdot L'$ -area ridotta

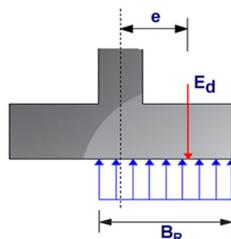
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $BR = B - 2e$.



Dove:

$e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

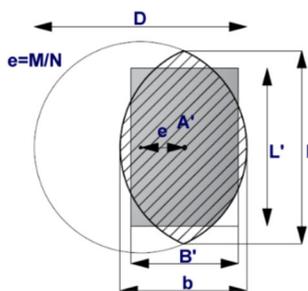
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l, si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentri

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale.

Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \phi + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, ϕ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10.

Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_1 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente IS:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
2. la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$). Se invece il terreno è normal-consolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H₀ spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame. L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

1. la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
2. la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
3. il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di 2B, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità 4B, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$ per fondazione circolare o quadrata
- B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT. Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello

spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa. L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

Per la verifica geotecnica dei terreni di sedime, si è assunta come riferimento un'azione di progetto massima $E_d \cong 0.50 \text{ Kg/cm}^2$. Questa condizione risulta essere correlata alle tipologie di manufatti previsti in progetto (cabine di trasformazione), le quali verranno realizzate con fondazioni continue a piastra, anche in ragione della presenza di materiali limo-argillosi superficiali.

DATI GENERALI VERIFICA GEOTECNICA FONDAZIONI SUPERFICIALI

Larghezza fondazione	1.00 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Altezza fondazione	0.30 m
Profondità piano di posa (da p.d.c.)	0.30 m
Altezza di incastro	0.30 m

AZIONE SISMICA

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido **0.0333 m/sec²**

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo **B**
 Categoria topografica **T1**

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica **1.0**
 Amplificazione topografica **1.0**
 Accelerazione orizzontale massima attesa al sito **0.0393 m/sec²**
 Coefficiente sismico orizzontale Khk **0.00786**
 Coefficiente sismico verticale Khi **0.00393**

STRATIGRAFIA

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
0.15	1940.0	2050.0	23.99	0.38	450.0	181.00
0.15	1930.0	2050.0	24.29	0.38	570.0	234.00
30.00	2480.0	2560.0	45.00	1.00	1000.0	1000.0

Legenda:

DH: Spessore dello strato;
 Gam: Peso unità di volume;
 Gams: Peso unità di volume saturo;
 Fi: Angolo di attrito;
 c: Coesione;
 Ey: Modulo Elastico;
 Ed: Modulo Edometrico;
 Ni: Coefficiente di Poisson;

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R3 (GEO)	0.50	-	-	-	-	-	Progetto

SISMA + COEFF. PARZIALI PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO + RESISTENZE

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE 2°APPROCCO COMB. UNICA (A1+M1+R3) SLU

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 1940.0 Kg/m³
 Peso unità di volume saturo 2050.0 Kg/m³
 Angolo di attrito 23.99 °
 Coesione 0.38 Kg/cm²

Fattore [Nq] 9.59
 Fattore [Nc] 19.31
 Fattore [Ng] 5.74
 Fattore forma [Sc] 1.5
 Fattore profondità [Dc] 1.12
 Fattore inclinazione carichi [lc] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
 Fattore forma [Sq] 1.45
 Fattore profondità [Dq] 1.09
 Fattore inclinazione carichi [lq] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	13.52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.51 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1940.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.99 °
Coesione	0.38 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	11.39
Fattore [Nc]	23.34
Fattore [Ng]	8.57
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	10.36 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.45 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1940.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.99 °
Coesione	0.38 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	9.59
Fattore [Nc]	19.31

Fattore [Ng]	5.71
Fattore forma [Sc]	1.47
Fattore profondità [Dc]	1.09
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.24
Fattore profondità [Dq]	1.05
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.24
Fattore profondità [Dg]	1.05
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	13.25 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.42 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed ≤ Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1940.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.99 °
Coesione	0.38 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	9.59
Fattore [Nc]	19.31
Fattore [Ng]	9.43
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.1
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.45
Fattore profondità [Dq]	1.09
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
Carico limite 13.57 Kg/cm²

Resistenza di progetto 4.52 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
Peso unità di volume 1940.0 Kg/m³

Peso unità di volume saturo 2050.0 Kg/m³

Angolo di attrito 23.99 °

Coesione 0.38 Kg/cm²

=====
Fattore [Nq] 9.59

Fattore [Nc] 19.31

Fattore [Ng] 7.65

Fattore forma [Sc] 1.45

Fattore profondità [Dc] 1.1

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq] 1.41

Fattore profondità [Dq] 1.09

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0

Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore forma [Sg] 0.7

Fattore profondità [Dg] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0

Fattore inclinazione base [Bg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
Carico limite 13.17 Kg/cm²

Resistenza di progetto 4.39 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
Peso unità di volume 1940.0 Kg/m³

Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.99 °
Coesione	0.38 Kg/cm ²

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	9.59
Fattore [Nc]	19.31
Fattore [Ng]	1.83
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	9.9
Fattore [Nc]	19.72
Fattore [Ng]	1.91
Carico limite strato 2 (qb)	14.88 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	11.77 Kg/cm ²
Incremento carico limite strato 1	1.6 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.7
Rapporto (q1/q2)	1.02

=====

Carico limite	11.77 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.92 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed ≤ Rd]	Verificata

=====

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)

=====

k	4.15 Kg/cm³
----------	-------------------------------

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto	0.5 Kg/cm²
Spessore strato	2.8 m
Profondità substrato roccioso	2.8 m
Modulo Elastico	450.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.4

=====

Coefficiente di influenza I1	0.45
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.46

=====

Cedimento al centro della fondazione 0.65 mm

=====

Coefficiente di influenza I1	0.35
Coefficiente di influenza I2	0.05
Coefficiente di influenza Is	0.37
Cedimento al bordo	0.26 mm

=====

CEDIMENTI EDOMETRICI

=====

Pressione normale di progetto	0.50 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15
Distanza	0.02 m
Angolo	292.15 °
Cedimento totale	0.21 cm

=====

TABELLA CEDIMENTI EDOMETRICI PER STRATO

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0.9	0.175	0.268	Edometri co	0.1775	--	0.1775
2	2.15	0.416	0.055	Edometri co	0.0305	--	0.0305
3	17.8	4.232	0.001	Edometri co	0.0021	--	0.0021

Legenda:

Z: Profondità media dello strato;

Dp: Incremento di tensione;

Wc: Cedimento di consolidazione;

Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi);

Wt: Cedimento totale.

Come si evince dalle risultanze del calcolo effettuato secondo il metodo dell'approccio n. 2 combinazione unica (A1+M1+R3), risulta verificata la condizione per cui l'azione di progetto Ed è inferiore alla resistenza di progetto Rd.

Più specificatamente, il valore di resistenza di progetto agli stati limite ultimi, ottenuto secondo la formula di Terzaghi è di 3.45 Kg/cm², contro un'azione di progetto di 0.50 Kg/cm² allo SLU.

11. CONCLUSIONI

La presente relazione ha avuto modo di illustrare le questioni di carattere geologico, geomorfologico e idrogeologico a supporto del progetto dei lavori di realizzazione di un campo agri-fotovoltaico e relative opere di connessione da realizzarsi in località "Perdiana" nella zona agricola del Comune di Mogoro (SU).

L'intervento in progetto consiste nella installazione di un nuovo parco agri-fotovoltaico della potenza nominale di 65.902,2 KW e relative opere di connessione e collegamento, da realizzarsi all'interno della zona agricola del Comune di Mogoro, in località "Perdiana" e delle relative opere di connessione, ricadenti nel territorio dei comuni di Mogoro, Gonnostamatza, Lunamatrona e Sanluri.

L'area deputata all'installazione dell'impianto in oggetto risulta essere molto adatta allo scopo in quanto presenta un'esposizione ottimale ed è ben raggiungibile ed accessibile attraverso le vie di comunicazione esistenti.

La superficie di installazione dell'impianto si presenta con pendenze pressoché nulle o lievi, tali caratteristiche risultano agevolare sia la soluzione di layout che gli interventi di futura manutenzione.

I criteri principali con cui è stato realizzato il progetto dell'impianto agri-fotovoltaico sono basati su:

- rispetto delle leggi e delle normative di buona tecnica attualmente vigenti;
- conseguimento delle massime economie di gestione e di manutenzione degli impianti progettati;
- ottimizzazione del rapporto costi/benefici ed impiego di materiali componenti di elevata qualità, efficienza, lunga durata e facilmente reperibili sul mercato;
- riduzione delle perdite energetiche connesse al funzionamento dell'impianto, al fine di massimizzare la quantità di energia elettrica immessa in rete.

I componenti dell'impianto in progetto sono così rappresentati:

- moduli agri-voltaici;
- strutture di appoggio e supporto dei moduli agri-voltaici;
- inverter per la conversione dell'energia elettrica da continua ad alternata;
- quadri elettrici;
- cabina elettrica di campo, con locale di trasformazione BT/MT;
- cabina elettrica di ricezione MT per immissione dell'energia elettrica prodotta nella rete
- impianto di terra.

Sulla base del quadro di riferimento progettuale, è stato redatto il presente studio che ha avuto l'obiettivo di definire le condizioni geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche dei terreni interessati dall'intervento.

Queste attività in sito si sono rese necessarie per definire l'interazione delle opere in progetto con il contesto geologico ed in particolare:

- Definire il profilo geologico dei terreni interessati dalle opere;
- Analizzare le condizioni di pericolosità geomorfologica e idrogeologica dell'area;
- Determinare la presenza della falda acquifera superficiale.

Il modello geologico rilevato nel sito è descrivibile come un'area caratterizzata da una coltre di copertura di spessore decimetrico di terreni pleistocenici-olocenici costituiti da limi ed argille prevalenti con interclusi clasti e ciottoli, talora con blocchi eterometrici di roccia basaltica e substrato roccioso basaltico sub-affiorante dell'unità di Cuccuru Aspru (Pliocene).

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area e in funzione dei dati rilevati in sito la successione litologica interessata dalle opere risulta essere così costituita dall'alto verso il basso:

- Livello pedogenizzato superficiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari

ciottoli millimetrici, molto consistente (0.00 m – 0.15 m) (Olocene);

- Materiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari ciottoli millimetrici, con interclusi blocchi eterometrici di roccia basaltica (0.15 m – 0.50 m) (Pleistocene-Olocene);
- Substrato roccioso vulcanico basaltico compreso livello di alterazione superficiale (> 30 m) (Pliocene-Pleistocene);

Relativamente alle condizioni topografiche come definite dal D.M. 17/01/2018, l'area d'intervento è inquadrabile in categoria T1, ovvero *"Pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "*

Per quanto attiene la definizione delle categorie di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018, l'area d'intervento è caratterizzata dalla presenza del substrato roccioso basaltico sub affiorante corrispondente ad una categoria di sottosuolo di tipo "B" ovvero: *"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."*

In considerazione del fatto che il Comune di Mogoro risulta inserito nell'ambito della mappatura del rischio idrogeologico per criticità idrauliche definite dal PAI e dal PSFF e in linea generale dal P.G.R.A., è stata eseguita una dettagliata analisi con sovrapposizione cartografica in G.I.S. al fine di stabilire se l'area prescelta risulta o meno a rischio idrogeologico.

Sulla base delle perimetrazioni attualmente cogenti, si evince che l'area destinata all'impianto agri-fotovoltaico ricade in zona a pericolosità moderata da frana per quasi la totalità della sua superficie (98%) mentre circa il 2 % ricade in zona a pericolosità media da frana (Hg2).

Nel complesso, considerato che la zona di impianto insisterà esclusivamente nella porzione ricadente in zona Hg1, per tali zone occorre rifarsi all'Art. 34 delle N.A. del PAI il quale, al comma 1 specifica esattamente che fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 25, nelle aree di pericolosità moderata da frana compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi.

Limitatamente alle opere di connessione, considerando l'involuppo di pericolosità massima, si evince che le stesse ricadono in zona a pericolosità idraulica molto elevata (Hi4) e in zona a pericolosità da frana elevata (Hg3).

Pertanto, limitatamente alle opere di connessione sussiste l'esigenza di predisporre una relazione tecnica asseverata coerentemente a quanto disposto dalle N.A. del PAI, trattandosi di opere infrastrutturali.

Nell'ambito della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni si fa sempre riferimento a quello che viene comunemente definito "volume significativo del terreno" ossia quella porzione di suolo e di sottosuolo che viene influenzato direttamente o indirettamente dall'azione di progetto trasmessa dal manufatto. In effetti, come tutti i materiali, anche nei terreni, la risposta alle sollecitazioni varia in funzione delle proprietà meccaniche di resistenza e dello sforzo a cui sono soggetti.

Come meglio precisato nella relazione, le verifiche geotecniche preliminari sono avvenute a seguito di conoscenze già disponibili della zona. Nello specifico, le indicazioni dei parametri

geotecnici derivano da studi, indagini e analisi eseguite direttamente dallo scrivente in aree contermini, le quali presentano la stessa successione litologica rilevata nella zona (Area vulcanica di Monte Arci). Trattasi esattamente di due campi agri-voltaici ubicati nella zona pedemontana del Monte Arci, in località Telas.

Dall'insieme dei dati acquisiti in sito, anche durante l'esecuzione delle opere, il modello geotecnico generale presente nell'area in cui prevista la realizzazione dell'impianto agri-fotovoltaico può essere così rappresentato:

Livello pedogenizzato superficiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari ciottoli millimetrici, molto consistente (0.00 m-0.15 m);

Peso di Volume naturale γ_d : 1940 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2050 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 23,99°

Coesione C: 0.38 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica Ed: 181.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica Ey: 450.00 Kg/cm²

Materiale a forte componente limo-argillosa con interclusi rari ciottoli millimetrici, con interclusi blocchi eterometrici di roccia basaltica (0.15 m-0.30 m);

Peso di Volume naturale γ_d : 1930 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2050 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 24,29°

Coesione C: 0.38 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica Ed: 234.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica Ey: 570.00 Kg/cm²

Substrato roccioso vulcanico basaltico (> 0.30 m);

Peso di Volume naturale γ_d : 2480 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2560 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 45,00°

Coesione C: 1.0 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica Ed: 1000.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica Ey: 1000.00 Kg/cm²

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, in ragione delle dimensioni delle strutture di fondazione e delle azioni di progetto previste (Ed), si procederà alla verifica della resistenza di progetto (Rd) dei terreni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2018 e s.m.i.

Per quanto concerne le verifiche geotecniche, per la modellazione del sistema di fissaggio dei pannelli agri-voltaici, è stata ipotizzata l'infissione di un palo in acciaio previa esecuzione di un preforo data la presenza del substrato geologico basaltico da affiorante a sub-affiorante.

Nel complesso, si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2018.

Dalle verifiche eseguite è emerso che l'azione di progetto (Ed) è sempre inferiore rispetto alla

resistenza di progetto dei terreni secondo la relazione $E_d \leq R_d$ con un coefficiente di sicurezza ≥ 1

Considerato che l'intervento previsto in progetto prevede anche la realizzazione di opere accessorie costituite principalmente da cabine elettriche di trasformazione aventi fondazioni superficiali, è stata eseguita anche la verifica geotecnica dei terreni di sedime di tali manufatti, in riferimento a quanto disposto dal D.M. 17/01/2018.

Per tali opere, si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto dei terreni allo stato limite ultimo (SLU) ed allo stato limite di esercizio (SLE) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2018.

Per la verifica geotecnica dei terreni di sedime, si è assunta come riferimento un'azione di progetto massima $E_d \approx 0.50 \text{ Kg/cm}^2$ come da indicazione progettuale. Questa condizione risulta essere correlata alle tipologie di manufatti previsti in progetto (cabine di trasformazione), le quali verranno realizzate con fondazioni continue a piastra, anche in ragione della presenza di materiali limo-argillosi superficiali.

Dalle verifiche eseguite si rileva che il valore di resistenza minima di progetto dei terreni di fondazione ottenuto secondo la formula di Terzaghi è di 3.45 Kg/cm^2 .

Esaminata la natura e le caratteristiche geolitologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, e geotecniche dell'area, si ritiene di aver dimostrato con la presente che l'intervento di realizzazione del nuovo campo agri-fotovoltaico è stato progettato rispettando la condizione di verifica di sicurezza di cui alle NTC 2018 e s.m.i.

12. BIBLIOGRAFIA E FONTE DELLE CONOSCENZE

- Carta geologica della Sardegna – Scala 1:100.000 Foglio 216-217
- Carta geologica della Sardegna – Scala 1:100.000 Foglio 2125
- Carta geomorfologica della Sardegna – Scala 1:500.000
- Carta Geologica CARG – Scala 1:50.000
- Carta Geopedologica della Sardegna – Scala 1:250.000
- Carta stratigrafico-strutturale della Sardegna – Scala 1:500.000
- Cartografia Piano Assetto Idrogeologico (PAI)
- Cartografia Piano Stralcio Fasce Fluviali (PSFF)
- Cartografia Piano di gestione Rischio Alluvioni (PGRA)
- Relazione Geologica Geotecnica e Sismica *“Progetto esecutivo per la realizzazione di un parco agri-fotovoltaico ad inseguimento mono-assiale della potenza nominale di 999,32 kwp e relative opere di connessione, da realizzare nella zona artigianale P.I.P. del comune di Uras, in località Telas – 2019*
- Relazione Geologica Geotecnica e Sismica *“Progetto esecutivo per la realizzazione di un parco agri-fotovoltaico ad inseguimento mono-assiale della potenza nominale di 997,88 kwp e relative opere di connessione, da realizzare nella zona industriale del comune di Uras, in contrada Perdosu– 2019*

- Relazione Geologica Geotecnica e Sismica *“Progetto esecutivo per la realizzazione di un parco agri-fotovoltaico e relative opere di connessione, da realizzare nella zona artigianale P.I.P. del comune di Uras, in località Telas – “ex cava”*
- Cartografia tematica PUC di Mogoro;
- Cartografia tematica PUC di Gonnostramatzia;
- Cartografia tematica PUC di Sanluri;
- Cartografia tematica PUC di Lunamatrona;
- Database idrogeologico ISPRA – L.464/84;
- Cartografia IFFI;