



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
COMUNE DI DECIMOPUTZU
Provincia del Sud Sardegna (SU)



**PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO
AGROVOLTAICO AVANZATO DENOMINATO DECIMOPUTZU**

Loc. "Mitza Canna" e "Coddu Serra Gureu", Decimoputzu (SU) - 08020, Sardegna, Italia
Potenza Nominale: Impianto FV 18'589,22 kWp -- Sistema di accumulo 8,25 MW

	Committente - Sviluppo progetto FV: Apollo Decimoputzu S.r.l. Viale della Stazione n. 7 - 39100 Bolzano (BZ) P.IVA 03168500217, PEC: apollodecimoputzu@legalmail.it	Gruppo di lavoro - VIA (La SIA S.p.A.) Riccardo Sacconi - Ingegnere Civile Antonio Dedoni - Ingegnere Idraulico Alberto Mossa - Archeologo Simone Manconi - Geologo Francesco Paolo Pinchera - Biologo Progettazione Agronomica (La SIA S.p.A.) Agr. Franco Milito - Agronomo Agr. Rita Bosi - Agronomo Agr. Stefano Atzeni - Agronomo Progettazione Elettrica Ing. Silvio Matta - Ing. Elettrico
	Coordinamento Progettisti Innova Service S.r.l. Via Santa Margherita n. 4 - 09124 Cagliari (CA) P.IVA 03379940921, PEC: innovaserviceca@pec.it	
	Coordinamento gruppo di lavoro VIA La SIA S.p.a. Viale Luigi Schiavonetti n. 286 - Roma (RM) P.IVA 08207411003, PEC: direzione.lasia@pec.it	

Elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Codice elaborato REL_SP_GEO			Scala -	Formato A4
REV.	DATA	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
00	Gennaio 2024	Geol. Simone Manconi	Innova Service S.r.l.	Apollo Decimoputzu S.r.l.

Note

INDICE

1.	Premessa.....	3
2.	Analisi del quadro di riferimento progettuale.....	4
3.	Ubicazione dell'area in esame	6
4.	Inquadramento geologico	10
5.	Inquadramento Geomorfologico	13
6.	Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.....	19
7.	Inquadramento sismico dell'area	19
8.	Analisi geotecnica del sottosuolo.....	23
9.	Analisi stato deformativo sottosuolo fondazioni superficiali – Cabina di trasformazione.....	24
10.	Analisi dello stato deformativo del sottosuolo – fondazioni profonde.....	29
11.	Determinazione delle azioni di progetto – Pali porta pannelli.....	35
12.	Determinazione delle azioni di progetto – Cabina di trasformazione MT/BT.....	35
13.	Verifica geotecnica pali ad infissione	36
14.	Verifica geotecnica fondazioni superficiali – Fondazione continua cabina MT/BT	51
15.	Conclusioni	79

Allegato:

Indagini MASW

Indagini penetrometriche

1. Premessa

La presente relazione esamina le questioni di carattere geologico, geomorfologico e idrogeologico connesse con il progetto dei lavori di realizzazione di un impianto agrivoltaico avanzato e relative opere di connessione da realizzarsi in località “*Coddu Serra Gureu*” nella zona agricola del Comune di Decimoputzu (SU).

Il nuovo impianto verrà installato all’interno di un’area privata meglio distinta al N.C.T. del Comune di Decimoputzu al F.1 mappale 111e al F.2 Mappale 826

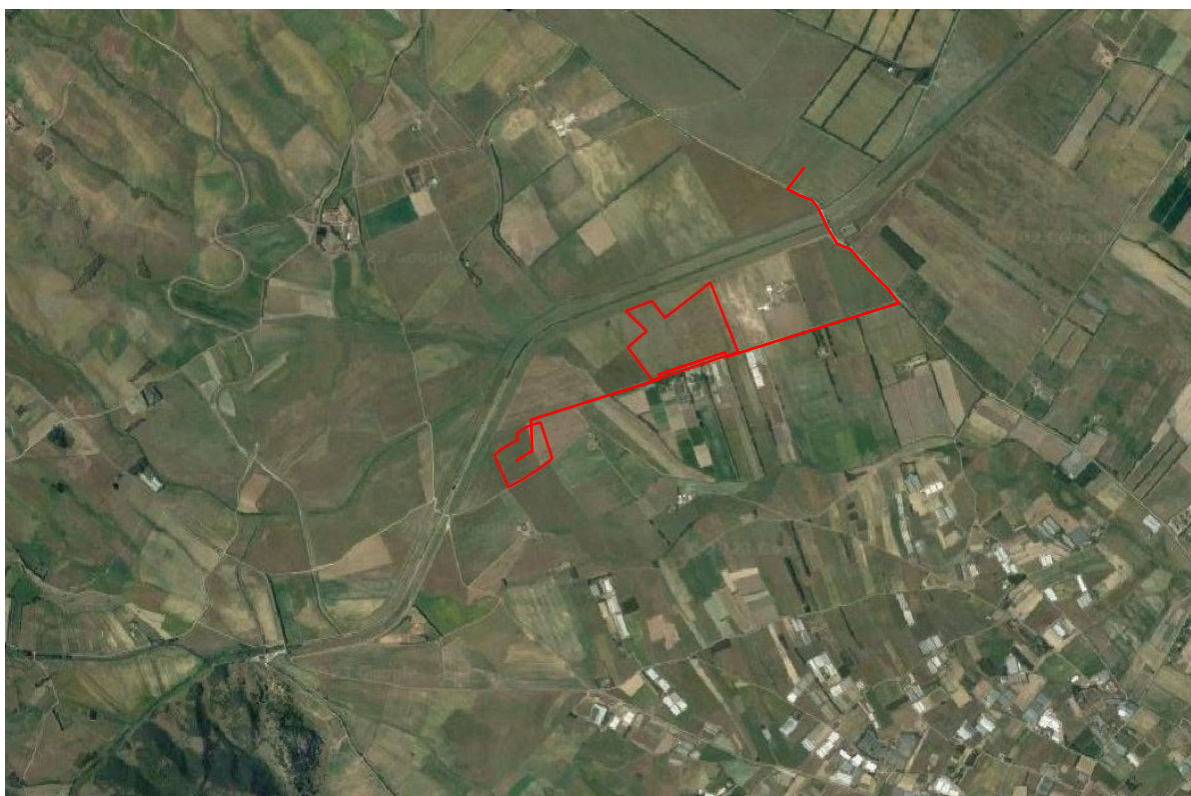


Fig. 1: Inquadramento aerofotogrammetrico dell’area d’indagine e ubicazione area intervento

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 dirette e indirette svolte all’interno del sito ed in aree contermini a quelle oggetto di intervento.

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 agrivoltaico avanzato della potenza nominale di 18589,22 kWp con sistema di accumulo di 8.25 MW e relative opere di connessione e collegamento, da realizzarsi all'interno della zona agricola del Comune di Decimoputzu, in località "Coddu Serra Gureu".

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, con estensione di 27.539 ha (275390 mq).

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 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 agrivoltaico avanzato 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-fotovoltaici;
- strutture di appoggio e supporto dei moduli agri-fotovoltaici;
- 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.
- Opere di connessione elettrica
- Sistemi di accumulo

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 agrivoltaico avanzato in oggetto.

L'unità di base del sistema agrivoltaico avanzato consiste in unità modulari denominate stringhe composte ciascuna da 26 moduli agri-fotovoltaici collegati in serie.

Le stringhe saranno convogliate alle cabine di conversione e trasformazione, dove verranno installati gli inverter (CC/CA) centrali e i trasformatori (BT/MT).

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

Il modulo agrivoltaico avanzato utilizzato è progettato appositamente per applicazioni di impianti di grande taglia collegati alla rete elettrica. I moduli agri-fotovoltaici verranno installati a terra su una struttura di sostegno fissa, a puntello in acciaio zincato a caldo infissi nel terreno a mezzo di battipalo. I moduli avranno un angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale (tilt) pari a 60° ed un angolo di rotazione rispetto al sud geografico (azimut) pari a 0°.

I profili avranno una sezione ed una profondità di interramento 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 5.50 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, moltiplicato all'interno dell'area, permette la definizione dei campi agri-agri-fotovoltaici e del generatore in generale. Per semplicità di cablaggio si è scelto di realizzare blocchi costituiti da una singola stringa fotovoltaica.

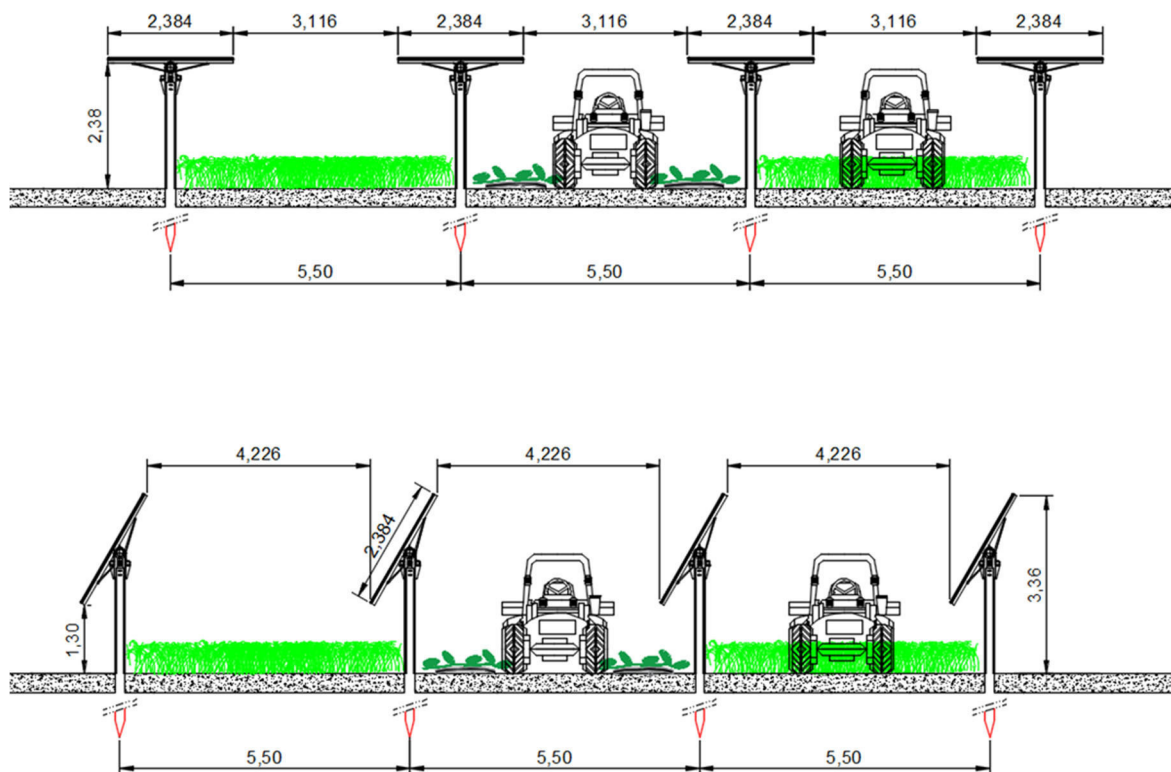


Fig.2: Rappresentazione della struttura di sostegno del modulo agrivoltaico avanzato

La struttura di sostegno scelta per l'impianto consente l'infissione nel terreno del palo di sostegno della struttura, senza la necessità di sistemare fondazioni interrato in calcestruzzo armato; tale struttura permette:

- riduzione dei tempi di montaggio alla prima installazione;
- facilità di montaggio e smontaggio dei moduli agri-fotovoltaici 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 sono 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.

Completano l'installazione il sistema inverter, i quadri elettrici di bassa tensione (BT), un locale di trasformazione BT/MT, una cabina di ricezione e quadro elettrico di media tensione (MT), cavi elettrici e sistema di terra, una recinzione perimetrale e una viabilità interna al campo FV.

3. Ubicazione dell'area in esame

Il sito oggetto di intervento è ubicato nella zona agricola del Comune di Decimoputzu (SU), in località "Coddu Serra Gureu", 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. 556 "Assemini", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 556, sez. I "Villasor", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 556 sez. 030 "Cantoniera sa Dodda", CTR (scala 1:10.000);
- Cartografia catastale (1:2.000);
- Ortofoto Digitali Georeferenziate (1:10.000);
- Piano di fabbricazione di Decimoputzu (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– 1° 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

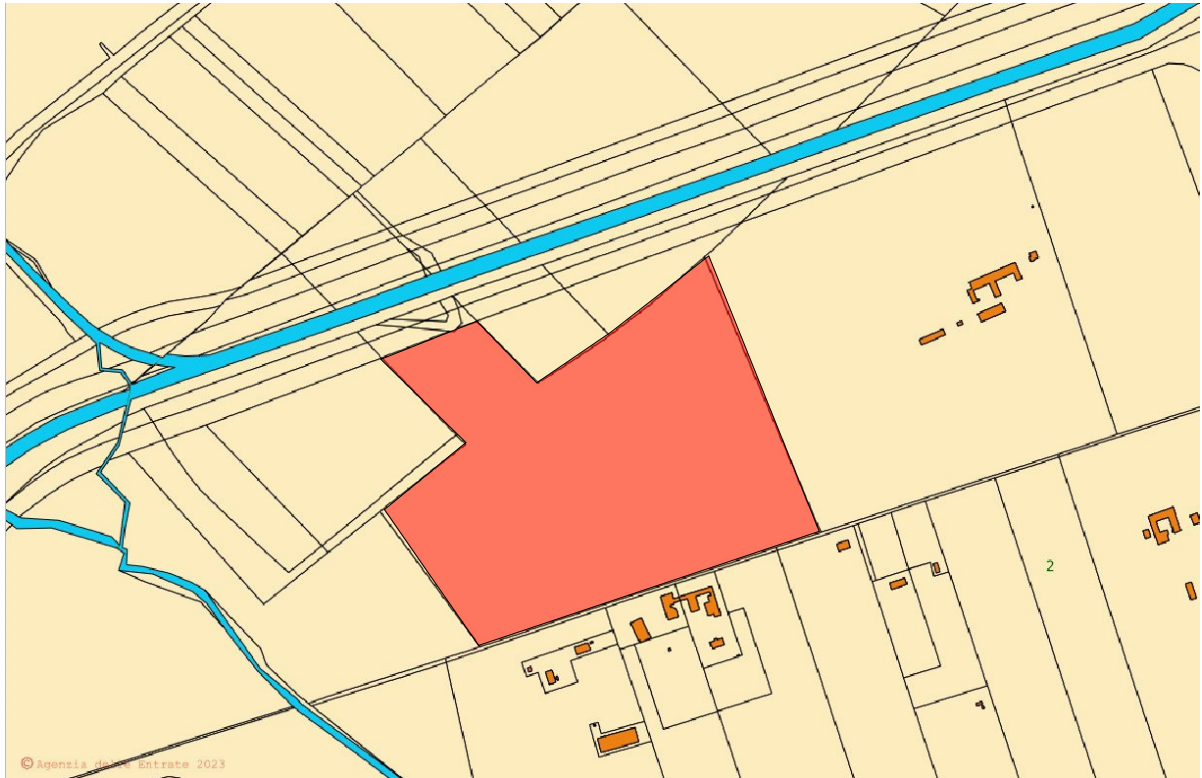


Fig.3: Inquadramento catastale area intervento – F. 2 mappale 826

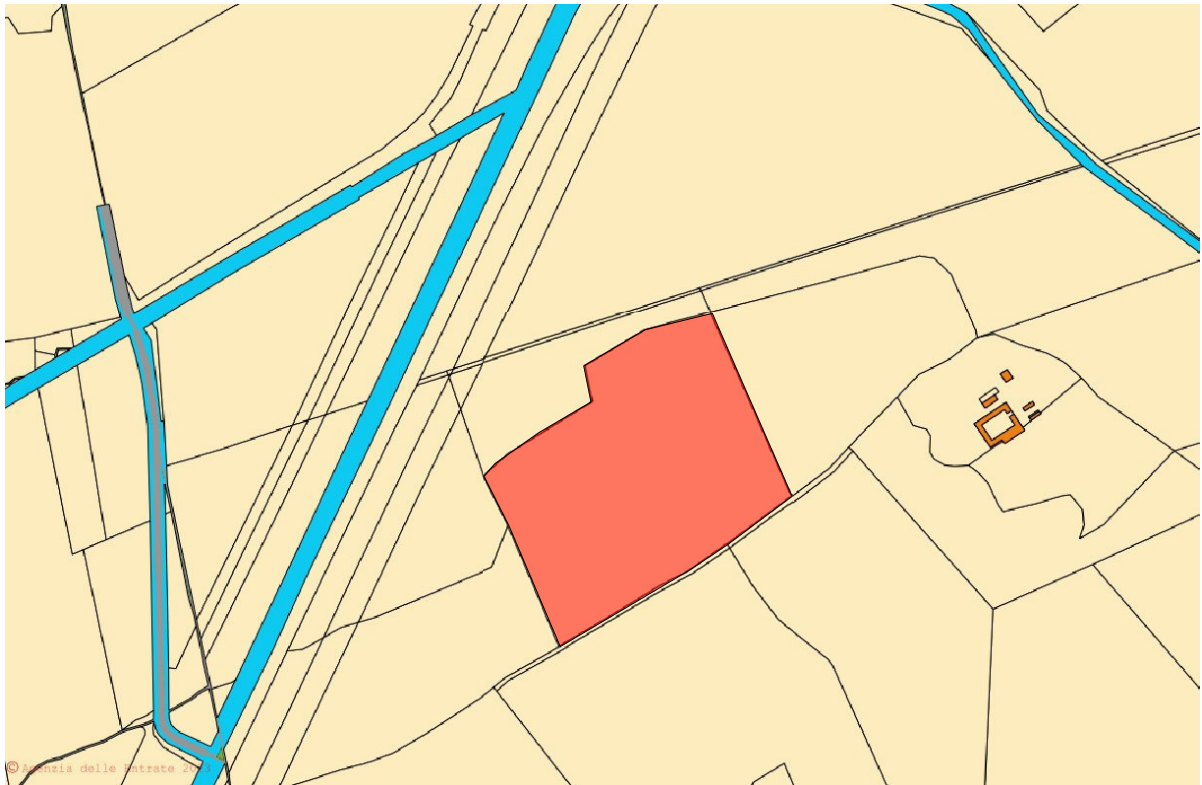


Fig.4: Inquadramento catastale area intervento – F. 1 mappale 111

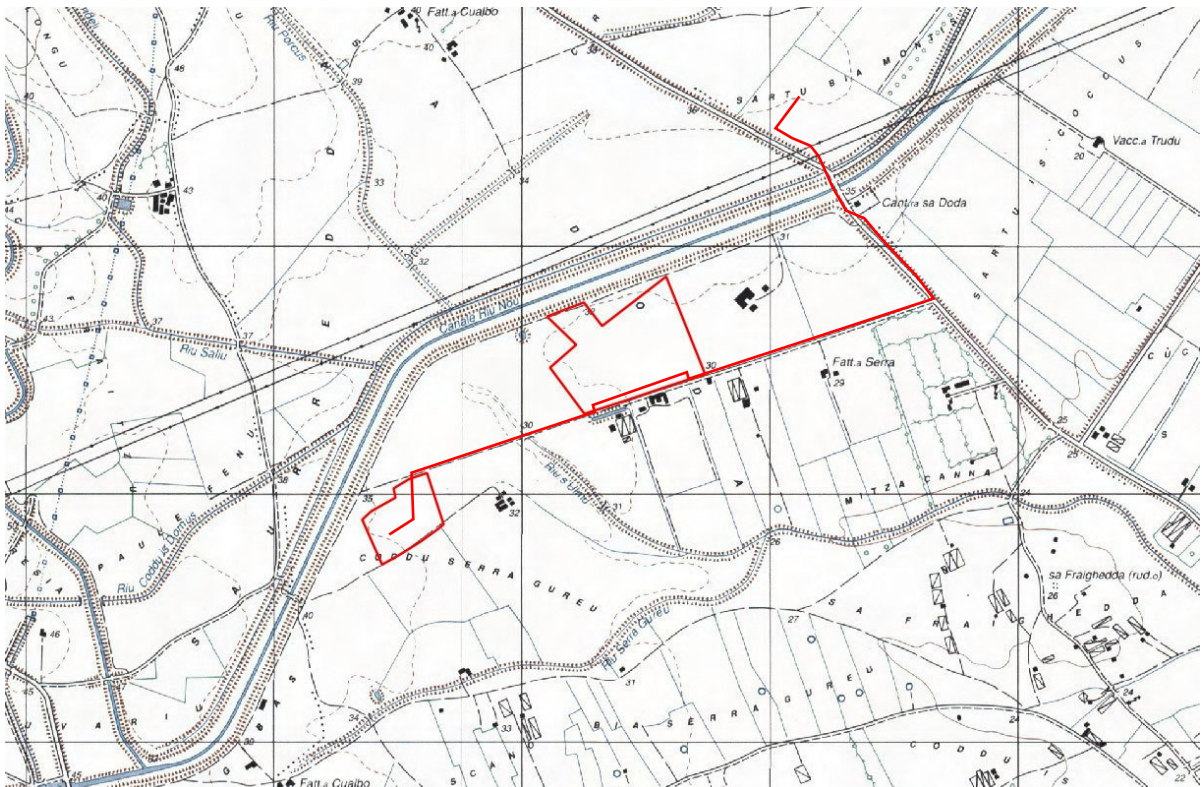


Fig.5: Inquadramento cartografia IGM 25000

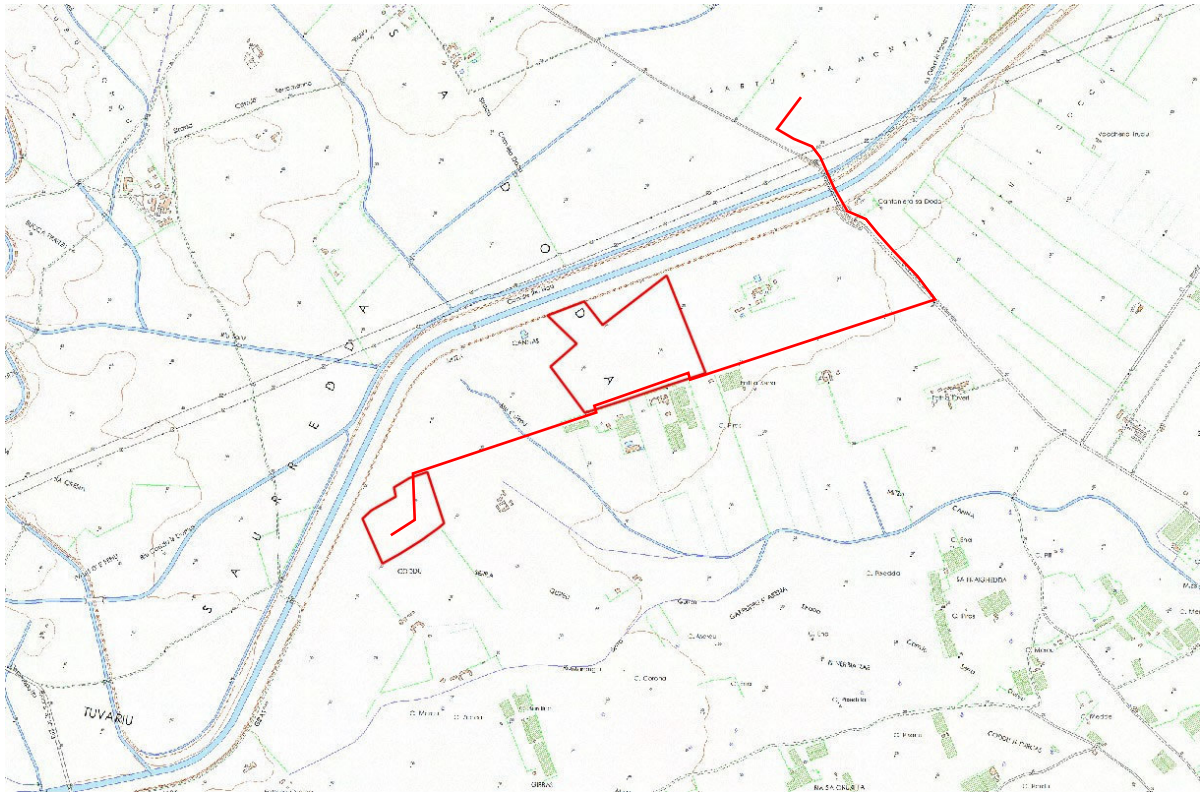


Fig.6: Inquadramento cartografia DBMP 10000

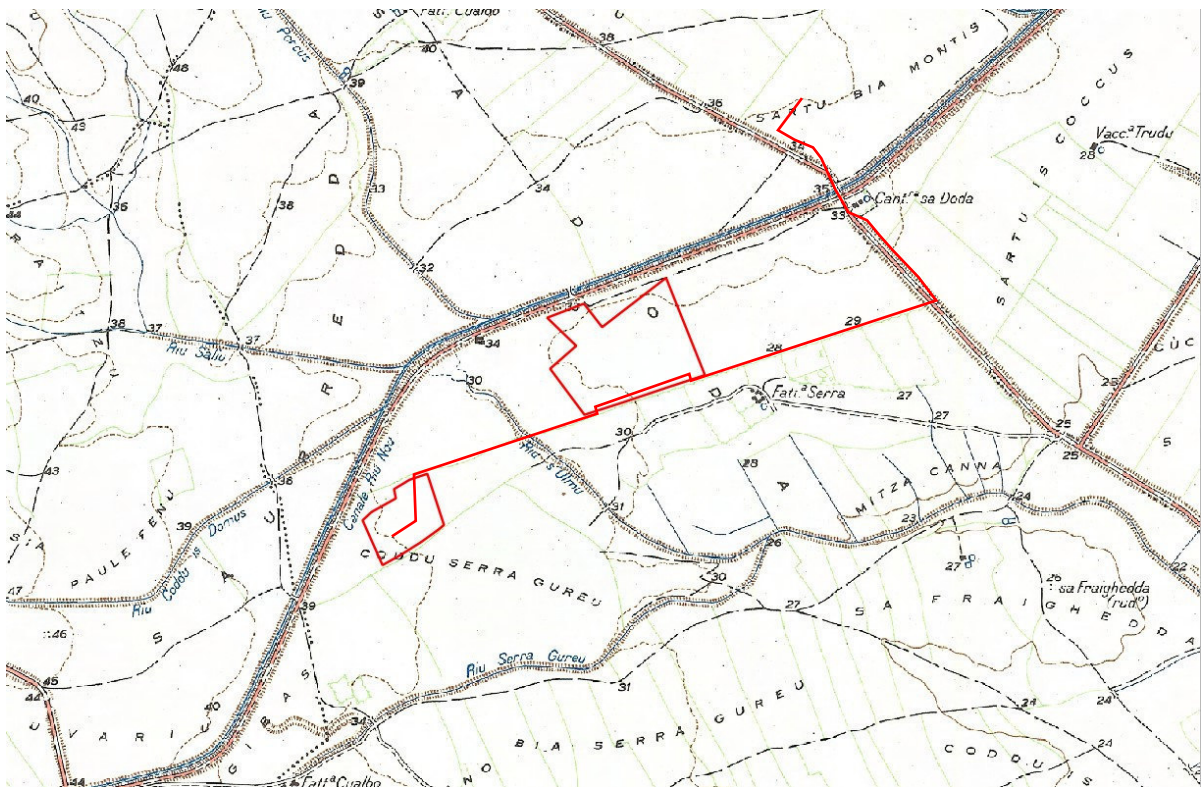


Fig.7: Inquadramento IGM serie 25V

4. Inquadramento geologico

L'area d'intervento costituisce si inserisce all'interno di una zona caratterizzata dalla presenza di una fitta rete di corsi d'acqua, in un contesto geologico e geomorfologico di tipo alluvionale, caratterizzato dalla prevalenza di litotipi incoerenti prevalentemente limoso-sabbiosi con interclusi ciottoli millimetrici, talora centimetrici e abbondante matrice argillosa.

In particolare le litologie si presentano con tessitura di tipo sabbioso-ghiaiosa con presenza di molto scheletro costituito da ciottoli silico-clastici prevalentemente centimetrici, talora decimetrici in matrice limo-argillosa da mediamente a molto compatta.

Queste litologie, di facies tipicamente alluvionale, sono riconducibili alle sequenze deposizionali del Pleistocene -Olocene che caratterizzano nel Complesso tutta la piana alluvionale del Rio Mannu e dei relativi affluenti minori.

La presenza di termini sabbioso – ghiaiosi con abbondanti ciottoli deriva dal fatto che in corrispondenza di questa specifica zona, i processi deposizionali sono avvenuti con tenori di energia fluviale piuttosto alti, collegati per lo più a condizioni di trasporto solido.

Questi terreni si presentano con interdigitazioni di altre litologie a tessitura diversa, corrispondenti alle condizioni di deflusso del reticolo minore, che in questa zona si presenta piuttosto variegato, con diversi elementi idrici che si intersecano tra di loro, a formare un vero e proprio reticolo di canali.

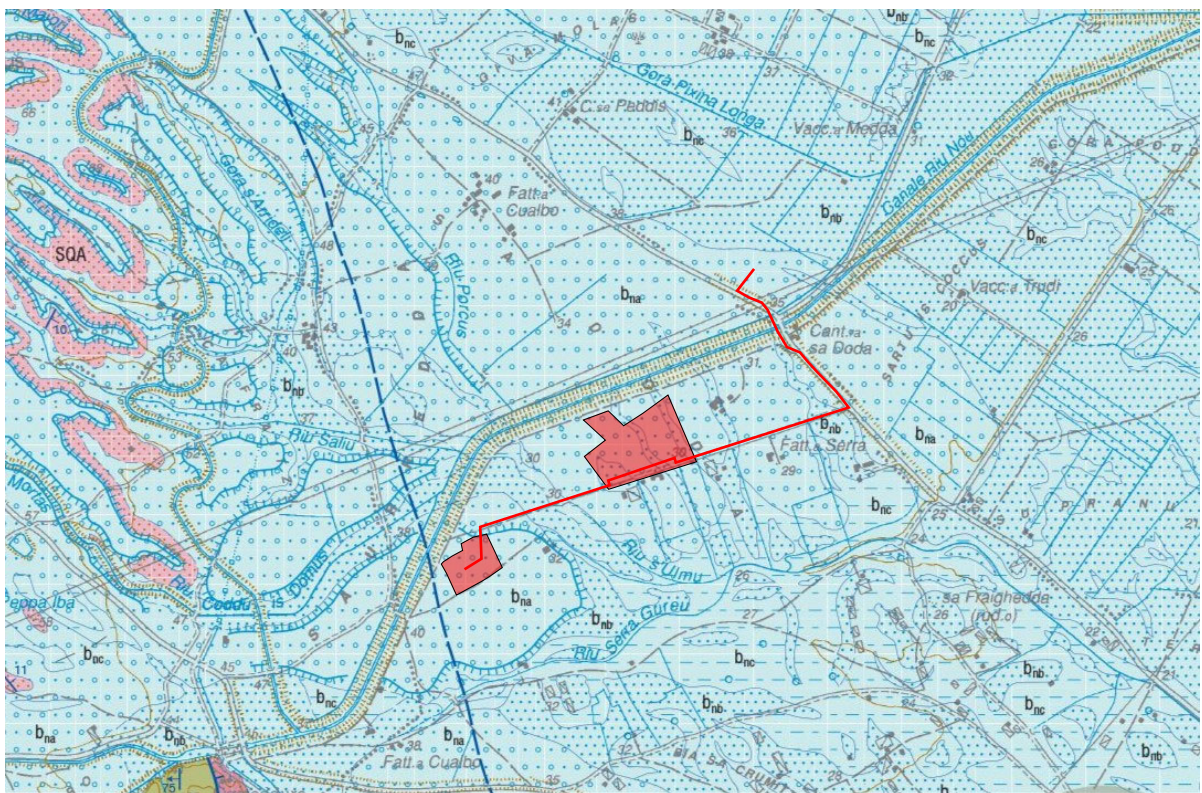


Fig.8: Inquadramento geologico area intervento

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:

- Sequenza deposizionale di depositi alluvionali recenti, debolmente pedogenizzata in superficie, costituita da depositi caotici di sabbie ghiaiose prevalenti in matrice argilloso – limosa, con interclusi ciottoli prevalentemente silico-clastici eterometrici più o meno abbondanti, da mediamente a molto consistente (0.00 m – 2.80 m) (Olocene);
- Sequenza deposizionale di depositi alluvionali antichi, costituita da depositi caotici di sabbie ghiaiose prevalenti in matrice argilloso – limosa molto consistente, con interclusi ciottoli prevalentemente silico-clastici eterometrici più o meno abbondanti, (2.80 m – 11.50 m) (Pleistocene);
- Sequenza deposizionale alluvionale antica costituita da alternanze di livelli conglomeratici, sabbiosi e argillosi avente uno spessore di circa 125 m (Pleistocene);

Per l'analisi degli aspetti stratigrafici si è fatto espresso riferimento alle indagini MASW e alle prove sismiche eseguite all'interno dell'area di intervento a cui si rimanda nei rispettivi allegati.

Inoltre, per ulteriore verifica si è fatto riferimento anche ai dati ISPRA di cui alla L. 464/84 nella quale viene riportata la stratigrafia di un pozzo eseguito in corrispondenza dell'area d'intervento con la successione litologica riportata fino a una profondità di 140 m dal p.d.c, dalla quale si evince che lo spessore complessivo della successione deposizionale alluvionale supera i 125 m di spessore complessivo.

Nel data base ISPRA viene indicata la presenza di una falda acquifera che pertanto potrà certamente essere sfruttata per lo sviluppo delle colture previste.

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 183478 Regione: SARDEGNA Provincia: CAGLIARI Comune: DECIMOPUTZU Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 140,00 Quota pc slm (m): 29,00 Anno realizzazione: 1996 Numero diametri: 2 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): 13,000 Portata esercizio (l/s): 10,000 Numero falde: 3 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 8 Longitudine WGS84 (dd): 8,867353 Latitudine WGS84 (dd): 39,367061 Longitudine WGS84 (dms): 8° 52' 02.48" E Latitudine WGS84 (dms): 39° 22' 01.43" 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	50,00	50,00	500
2	50,00	140,00	90,00	420

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	34,00	35,00	1,00
2	124,00	125,00	1,00
3	132,00	138,00	6,00

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	140,00	140,00	250

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
ott/1996	2,00	20,00	18,00	13,000

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	2,00	2,00		TERRENO VEGETALE
2	2,00	34,00	32,00		AGGREGAZIONI IMP.
3	34,00	35,00	1,00		SABBIA E GHIAIA
4	35,00	124,00	89,00		AGGREGAZIONI POLIGENICHE IMP.
5	124,00	125,00	1,00		SABBIA E GHIAIA
6	125,00	132,00	7,00		MARNA ARGILLOSA
7	132,00	138,00	6,00		SABBIA E GHIAIA
8	138,00	140,00	2,00		ARGILLA

Fig.9: Stratigrafia area intervento

5. Inquadramento Geomorfológico

Relativamente agli aspetti geomorfologici, l'area d'intervento si imposta in corrispondenza della zona arginale del Rio Flumini Mannu e del reticolo minore con quota di ~ 30 m.s.l.m.

Da un'analisi delle condizioni orografiche e morfologiche, si rileva che tutta la zona rappresenta una zona di espansione del corso d'acqua sopraccitato e del suo sistema di elementi idrici su di esso confluenti e pertanto risulta inquadrabile come zona di piana alluvionale.

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.

Gli unici aspetti degni di nota si rilevano in corrispondenza del piede delle arginature del Canale Rio Nou, le quali, in alcuni punti del canale risentono di fenomeni di filtrazione sotterranea con conseguente fenomenologie di ristagni di pozze d'acqua.

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, l'area d'intervento risulta essere così classificata:

- Pericolosità PAI Hi: Zona non classificata
- Pericolosità PAI Hg: Zona non classificata
- 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 PGRA 2021 (II° ciclo di pianificazione): Zona non classificata
- Pericolosità Art30 ter: Zona parzialmente classificata
- Studio Art.8 c.2 Hi Comune di Decimoputzu: Zona non studiata
- Studio Art.8 c.2 Hi Comune di Decimoputzu: Zona non studiata
- Studio Art.37 c.3 lettera b) Hi Comune di Decimoputzu: Zona non studiata
- Studio Art.37 c.3 lettera b) Hg Comune di Decimoputzu: Zona non studiata



Fig. 10: Inquadramento PAI Rev.59 – Zona non classificata



Fig. 11: Inquadramento aree Ciclone Cleopatra – Zona non classificata



Fig. 12: Inquadramento PSFF – Zona non classificata

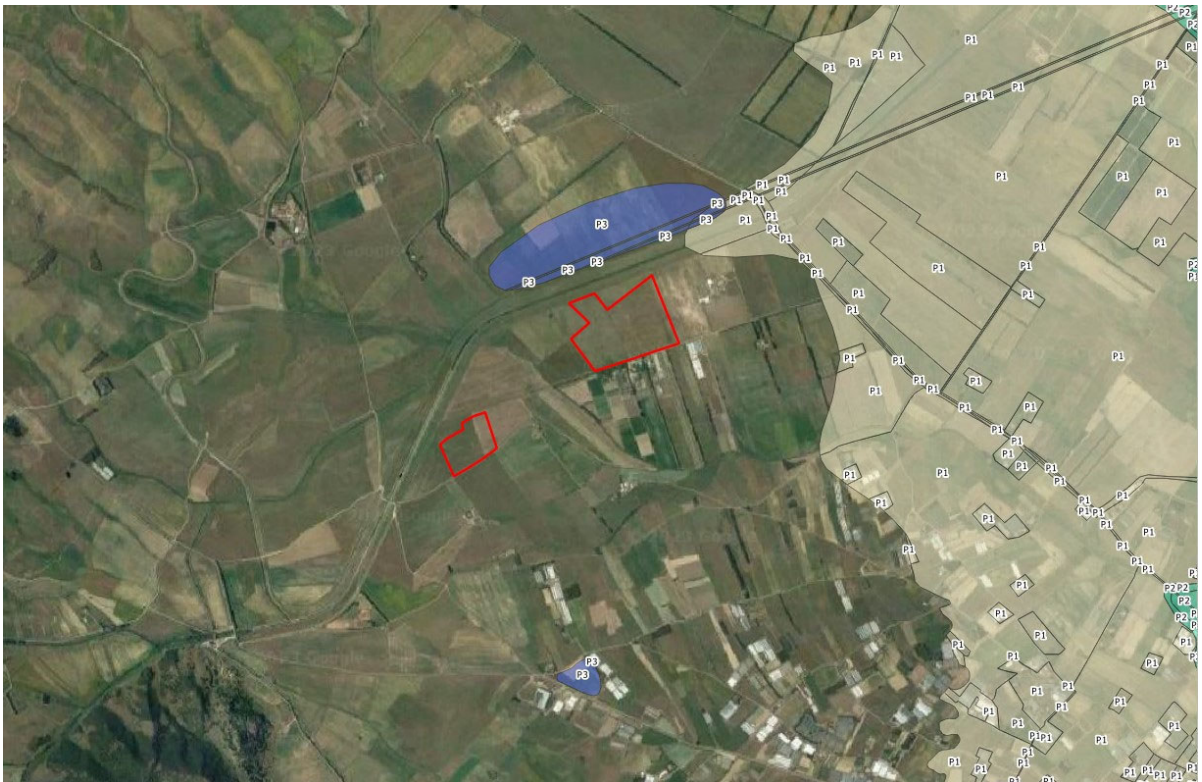


Fig. 13: Inquadramento PGRA 2017 – Zona non classificata



Fig. 14: Inquadramento PGRA 2021 – Zona non classificata



Fig. 15: Inquadramento pericolosità da frana PAI Rev. Dic 2022 – 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

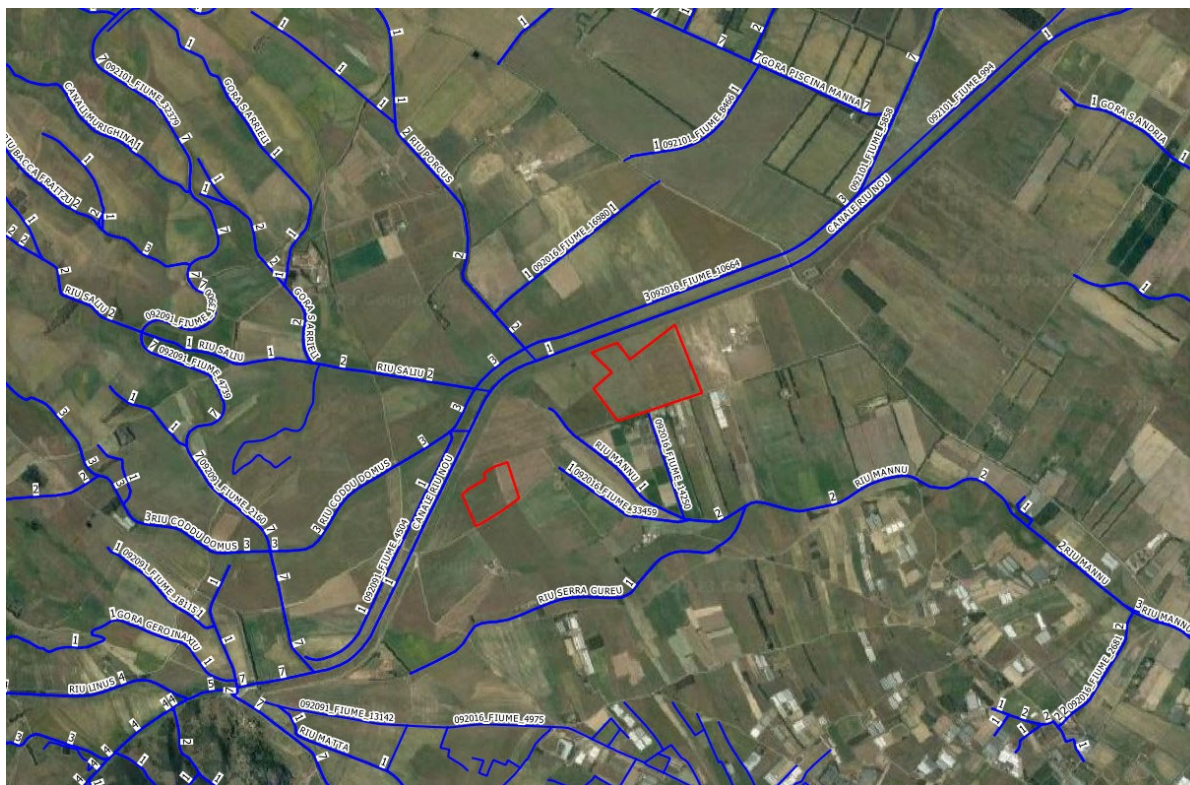


Fig. 16: Inquadramento geologico dell’area d’intervento

Come si evince dalla Fig.16, l'area d'intervento risulta essere interessata da un reticolo molto fitto di elementi idrici la cui disposizione porterà certamente d una richiesta di modellazione idrologica e idraulica dell'area, considerato che questi elementi idrici non risultano mai essere stati studiati.

A tal fine, si rimanda allo studio di compatibilità idraulica appositamente predisposto per il caso specifico.

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.

Nel complesso, per l'area d'intervento non si riscontrano allo stato attuale condizioni di pericolosità idrogeologica, tuttavia si ritiene necessario eseguire predisporre uno studio di compatibilità idraulica ai sensi delle N.A. del PAI per la definizione delle reali condizioni di pericolosità rispetto a quanto definito dalle fasce di prima tutela del reticolo di Horton -Strahler.

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 sistemato a profondità maggiore di 30 m con successione litologica costituita da ghiaie e sabbie, riconducibile quindi ad un categoria di sottosuolo prevalente di tipo "**C**" ovvero: *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."*

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. Limitatamente alla falda sotterranea, si ritiene che le opere in progetto non interferiscano con le falde idriche presenti nella zona, nonostante sia stata confermata la presenza di una falda acquifera superficiale. In particolare, da un'analisi del data base ISPRA emerge che l'area d'intervento presenta una falda acquifera con quota piezometrica (livello statico) sistemata ad una profondità di circa 2.00 m dal p.d.c., tenendo presente che questo livello tende a variare risentendo dei caratteri di stagionalità, pertanto non sono da escludersi fenomenologie di risalita della falda durante le stagioni più piovose. Trattandosi di opere infrastrutturali fissate con fondazioni profonde (pali) e superficiali sul piano di campagna, vista la tipologia di materiali presenti, si ritiene che la risalita della falda sia da ritenersi ininfluenza con la tipologia di opere previste in progetto.

7. Inquadramento sismico dell'area

L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di un nuovo campo agrivoltaico avanzato, riconducibile a nuove opere infrastrutturali di pubblico interesse, come meglio descritto negli elaborati progettuali.

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 le opere previste in progetto ricadono 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

Tabella 2.4.I – Valori minimi di vita nominale V_n per i diversi tipi di costruzioni

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

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 sismica, 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: (anni)

VITA DI RIFERIMENTO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: %

LATITUDINE:

CLASSE DI UTILIZZO:

SPETTRO:

PERIODO DI RITORNO: (anni)

LONGITUDINE:

RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.05	2.88	0.34

Fig. 17: Tabella parametri sismici SLV per il Sito d'indagine

Regione	R =	Sardegna
Comune	C =	Decimoputzu
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 =	475 anni
Latitudine	N =	39.36593
Longitudine	E =	8.86471
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

+
-

[]

VITA NOMINALE: (anni)

VITA DI RIFERIMENTO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: %

LATITUDINE:

CLASSE DI UTILIZZO:

SPETTRO:

PERIODO DI RITORNO: (anni)

LONGITUDINE:

RISULTATI:

AG/G:	0.0235	FO:	2.67	TC:	0.3
-------	--------	-----	------	-----	-----

Fig. 18: Tabella parametri sismici SLD per il Sito d'indagine

Regione	R =	Sardegna
Comune	C =	Decimoputzu
Zona Sismica	Zs =	4
Spettro Sismico		SLD
Vita nominale	Vn =	50 anni
Vita di riferimento	VR =	50 anni
Classe di utilizzo	Cu =	II
Tempo di ritorno	Tr =	50 anni
Latitudine	N =	39.36593
Longitudine	E =	8.86471
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

Per ciò che concerne le condizioni topografiche il sito è classificabile come "T1", ossia: "Superficie pianeggiante, pendii e 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 corrisponde a quei settori ove il substrato roccioso risulta sistemato a profondità maggiore di 30 m con successione litologica costituita da ghiaie e sabbie, riconducibile quindi ad un categoria di sottosuolo prevalente di tipo "C" ovvero: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati

da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”

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.

<p>Determinazione della capacità portante del sottosuolo e determinazione dei cedimenti</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 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, la sequenza stratigrafica presente nel sito è la seguente (dalla superficie):

- *Coltre deposizionale alluvionale, mediamente pedogenizzata in superficie, costituita da sabbie e ghiaie in matrice limo argillosa, frammiste ad elementi ciottolosi millimetrici, talora decimetrici, in matrice sabbiosa – limosa da mediamente a molto consistente (0,00 ÷ 11,50 metri dal piano di campagna):*

Peso di Volume naturale γ_n : 2490 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2520 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 48.00°

Coesione **C**: 0,20 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica **E_y**: 220.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica **E_d**: 180 Kg/cm²

- *Sequenza deposizionale conglomeratica costituita da alternanze di sabbie, ghiaie ed argille, riconducibili al Pleistocene (alluvioni antiche terrazzate) (11,50 ÷ 30.00 metri dal piano di campagna):*

Peso di Volume naturale γ : 2500 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ : 2550 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 48.00°

Coesione C: 0,20 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica E_y : 300.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica E_d : 320.00 Kg/cm²

I dati geotecnici di cui sopra corrispondono alle indagini eseguite in sito (a cui si rimanda) da cui emerge chiaramente che da una profondità di circa 40 cm dal p.d.c. le litologie presenti sono caratterizzate da materiali molto addensati che hanno portato al rifiuto strumentale per numero di colpi > 50 con punta conica di 5 cm² (adatta per terreni incoerenti prevalentemente ghiaiosi).

Sostanzialmente si conferma l'assetto lito-stratigrafico riportato in precedenza, correlato con le analisi sismiche.

Per la tipologia di materiale rilevato e per esperienze analoghe sulle stesse litologie, si ritiene che l'infissione a battipalo in questa tipologia di terreni sia da ritenersi poco efficace proprio per l'altissima resistenza offerta dai livelli conglomeratici addensati la cui consistenza è da ritenersi molto simile ad una roccia poco alterata. Pertanto, si raccomanda l'esecuzione di prefori mediante sondaggio a rotopercussione prima dell'infissione dei pali porta pannello.

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, in ragione delle dimensioni delle strutture di fondazione e delle azioni di progetto previste (E_d), si procederà alla verifica della resistenza di progetto (R_d) 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 sottosuolo fondazioni superficiali – Cabina di trasformazione

Per quanto concerne la realizzazione delle nuove opere, trattasi sostanzialmente di un sistema strutturale molto semplice, con struttura di fondazione continua a piastra, soggetto sia a sforzi deformativi assiali, sia a sforzi di taglio, e limitatamente anche ad azioni di momento flettente prodotto principalmente dall'azione del vento.

Pertanto, relativamente a tali opere, in considerazione delle azioni di progetto determinate dal progettista nella relazione di calcolo al, 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 le condizioni di sicurezza dei terreni come stabilito dalle NTC 2018 e s.m.i.

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 γ_F 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 $\gamma_F F_k$, 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 y F

M = resistenza dei materiali (terreno) y M

R = Resistenza globale del sistema y R

	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 $G_2^{(1)}$	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

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

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = 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;

- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei para-grafi 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 γ_R un coefficiente parziale $\gamma_{\tau r} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{\tau r} = 1,25$ (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 $G_2^{(d)}$	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:

- 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 ic diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle a-azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- 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 dello stato deformativo del sottosuolo – Pali infissi

Per quanto concerne la realizzazione delle opere di fondazione delle stringhe fotovoltaiche, trattasi sostanzialmente di un sistema strutturale che si basa sull'infissione di un profilato in acciaio direttamente sul terreno di sedime (Previo Preforo), 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.

Per tale ragione, verrà eseguita una verifica geotecnica schematizzando l'asta di infissione come una fondazione profonda. In questo schema deve essere rappresentata 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 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	y_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	y	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	y_{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 E 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
E_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
E_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- 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:

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

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

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
E_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
E_4	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 geo- tecnico 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
E_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
E_6	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 refluento 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.

11. Determinazione delle azioni di progetto – Pali porta pannelli

Per quanto concerne le azioni di progetto alla base delle strutture dei pali porta pannelli, è stato riportato il valore massimo di involuppo sul palo più sollecitato, rappresentato nello schema seguente:

RIEPILOGO AZIONI DI PROGETTO PALO AGRIVOLTAICO AVANZATO (Newton)	
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLU	
SFORZO NORMALE MASSIMO FONDAZIONE SUD	+ 5845 N
SFORZO DI TAGLIO MASSIMO FONDAZIONE SUD	- 5360 N
SFORZO NORMALE MASSIMO FONDAZIONE NORD	+ 5845 N
SFORZO DI TAGLIO MASSIMO FONDAZIONE SUD	- 6946 N
RIEPILOGO AZIONI DI PROGETTO PALO AGRIVOLTAICO AVANZATO (Kg)	
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLU	
SFORZO NORMALE MASSIMO FONDAZIONE SUD	+ 596 Kg
SFORZO DI TAGLIO MASSIMO FONDAZIONE SUD	- 547 Kg
SFORZO NORMALE MASSIMO FONDAZIONE NORD	+ 596 Kg
SFORZO DI TAGLIO MASSIMO FONDAZIONE SUD	- 708 Kg

12. Determinazione delle azioni di progetto – Cabina di trasformazione MT/BT

La cabina di trasformazione è costituita da elementi prefabbricati da assemblare, tra i quali è prevista una vasca costituita da un elemento monolitico di larghezza 2.48 m e lunghezza fino a 7.48 m. Il fondo della vasca ha spessore di 8 cm, mentre le pareti perimetrali hanno spessore variabile da 15 cm alla base a 12 cm in sommità e sono alte 70 cm.

Per quanto concerne le azioni di progetto sui terreni di fondazione provenienti dalla cabina di trasformazione MT/BT è stato determinato il valore massimo di inviluppo.

RIEPILOGO AZIONI DI PROGETTO CABINA MT/BT	
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLU	
INVILUPPO AZIONI PROGETTO	1.320 Kg/cm ²

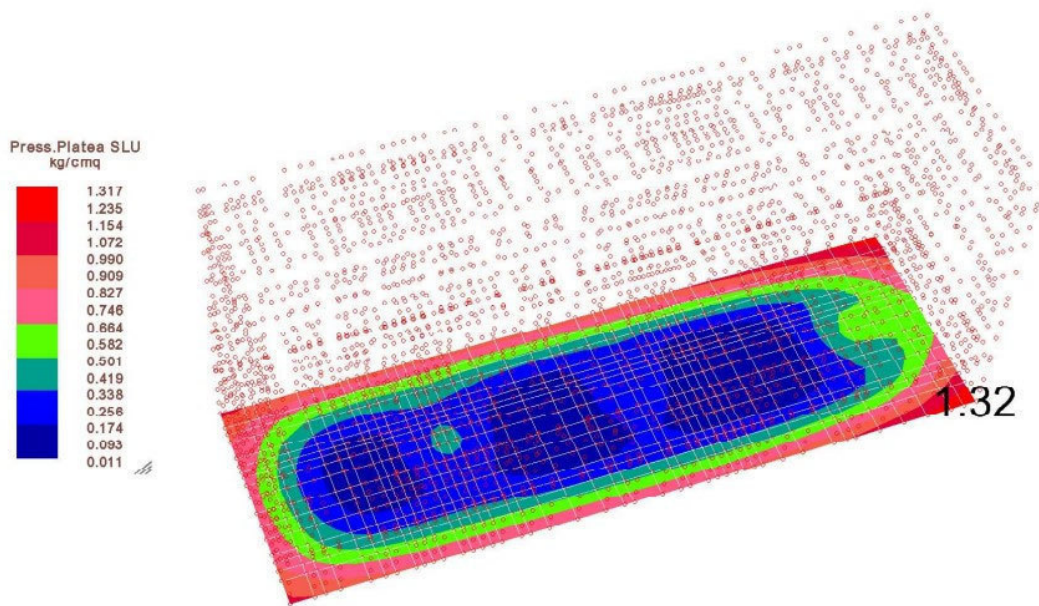


Fig.19: Schema azioni di progetto – Inviluppo pressioni sul terreno SLU

13. Verifica geotecnica pali ad infissione

Lo studio geologico dell'area in oggetto ha condotto alla progettazione di strutture di fondazione da realizzarsi con micropali in acciaio, infissi o trivellati con lunghezza di $\cong 3.00$ m

I micropali oggetto di verifica, sono da realizzarsi con tubolari in acciaio S 235 diametro 60.3 mm infissi preferibilmente con sistema a battipalo.

Sulla base delle indagini geognostiche eseguite è stato preso come riferimento un unico modello geotecnico di riferimento.

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

In funzione delle stratigrafie rilevate e delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi verrà eseguito un preforo e inserimento a percussione del palo (infisso) all'interno di un foro con diametro leggermente più piccolo del diametro del palo.

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:

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

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

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:

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

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

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

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

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 qD , 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 rigidità ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ϵ_v .

L'indice di rigidità 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' 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

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

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:

Caquot – Kerisel

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

Meyerhof – Murdock (1963)

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

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

Whitaker – Cooke (1966)

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

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

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

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

Woodward (1961)

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

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

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

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

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

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:

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

Avendo indicato con:

t_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

B = Diametro del palo

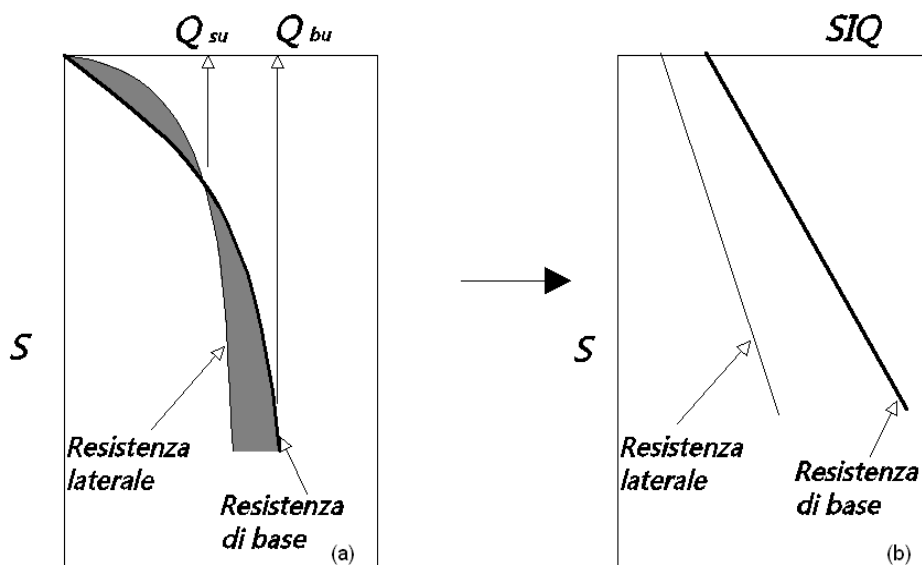
$l_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

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:

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

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:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$

- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

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

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

Carico Limite Orizzontale

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

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione. Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

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

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:

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

avendo indicato con:

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

Kp = 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 **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

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

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

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

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

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

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

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

e quindi

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

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

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

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 rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come

condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

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

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

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

$$k_s = A_s + B_s n^{-1}(Z/B)$$

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:

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

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

amax accelerazione sismica;
 ρ1 densità del terreno;
 H1 spessore dello strato;
 Vs1 e Vs2, rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati;
 E1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno;
 Ep modulo di elasticità del palo,
 d diametro del palo;
 L lunghezza del palo.

VERIFICA GEOTECNICA PALO INFISSO – H = 3.00 M

STRATIGRAFIA

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]
2	11.50	2490.0	2520.0	0.20	48.00	No	1.60	220.00

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/cm²	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	298.95	287.74	φ=46/c=0.20	15.21	8020.91	4471.27	12476.96	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

=====

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

=====

Numero verticali di indagine

8

Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.40
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.21

Resistenza	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	8020.91	8020.91	8020.91
Laterale	4471.27	4471.27	4471.27
Totale	12476.96	12476.96	12476.96

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1.15
 Laterale 1.15
 Resistenza di progetto base 4981.93 kg
 Resistenza di progetto laterale 2777.19 kg
 Resistenza di progetto 7743.91 kg
 Azioni di progetto 2000.00 kg
 Fattore sicurezza verticale 3.87

CEDIMENTO (FLEMING 1992)

```
=====
```

Lunghezza	3.00	m
Diametro testa	0.06	m
Diametro punta	0.06	m
Tratto attrito laterale nullo	0.00	m
Modulo elastico sezione	2.40E+06	kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45	
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03	
Carico applicato	5.84	kN
Carico limite laterale	13.37	kN
Carico limite di punta	16.32	kN
Modulo elastico terreno corrispondente	1.01E+04	kN/mq
Accorciamento elastico	1.55	mm
Cedimento rigido	0.05	mm
Cedimento totale	1.60	mm

```
=====
```

14. Verifica geotecnica fondazioni superficiali – Fondazione continua cabina MT/BT

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 gR 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

(Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

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

Cd = 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:

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

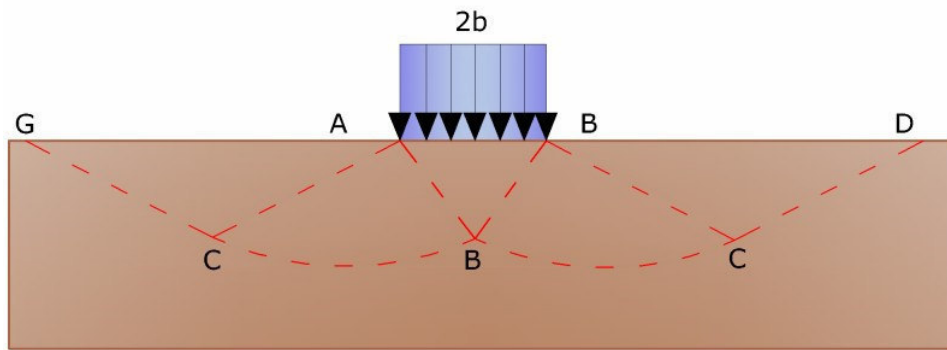
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido – plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $T = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- 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 $45^\circ + \varphi/2$ 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 $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ 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 $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito ϕ del terreno.

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

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

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:

$$\tan \varphi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} c$$

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

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

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

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

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

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

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

fattore di forma:

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

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

fattore di profondità:

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

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

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

inclinazione

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

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

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

dove:

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

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i 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 $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \tan \varphi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \varphi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

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

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

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

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.

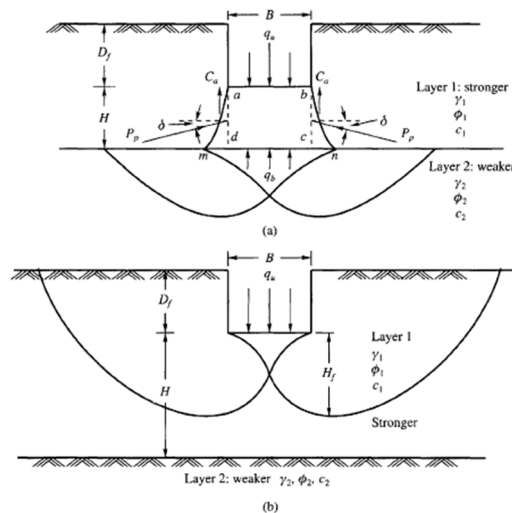


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma 1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1

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

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

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

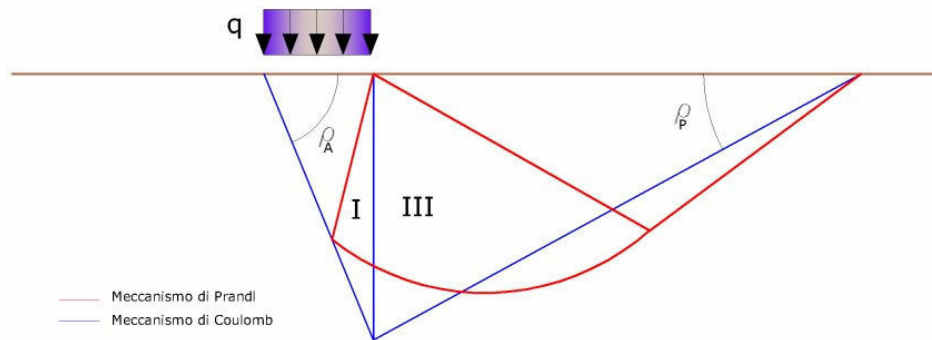
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 $\varphi=0.5 \delta$, 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 ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

I valori di N_q e N_y sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{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:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	Ny	Nc
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 disequaglianza:

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

Dove:

Ed- pressioni agenti alla base della fondazione

Rd- 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:

Nd-azione normale di progetto

Aef = BR·L'-area ridotta

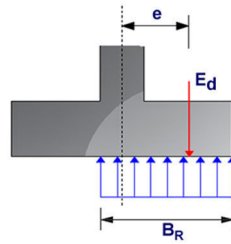
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta Aef=B'× 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:

$e = Nd / Md$ - eccentricità dei carichi

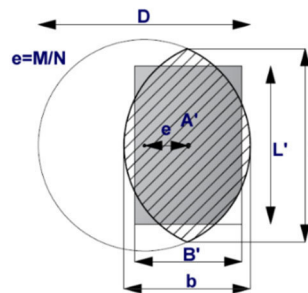
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = Md / Nd$ 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:

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

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ 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 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 :

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

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

Dove k_h è il coefficiente sismico

orizzontale.

$$z_\gamma = z_q$$

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 I_S :

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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;

H_0 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;

R₃ = 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 Ed ≅ 1.32 Kg/cmq. Questa condizione risulta dalla relazione di calcolo allegata al progetto.

Pertanto, in riferimento all'involuppo dell'azione di progetto verrà preso come riferimento un segmento di fondazione avente una superficie di 1 m².

DATI GENERALI VERIFICA GEOTECNICA FONDAZIONI SUPERFICIALI

Larghezza fondazione	1.00 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Altezza fondazione	0.50 m
Profondità piano di posa (da p.d.c.)	0.50 m
Altezza di incastro	0.50 m

AZIONE SISMICA

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido **0.05 m/sec²**

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo **C**

Categoria topografica **T1**

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica **1.0**

Amplificazione topografica **1.0**

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito **0.05 m/sec²**

Coefficiente sismico orizzontale Khk **0.010**

Coefficiente sismico verticale Khi

0.005

=====

STRATIGRAFIA

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
11.50	2490.0	2520.0	48.00	0.20	220.0	180.00

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)	1.32	-	-	-	-	-	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.Ca pacità 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	2490.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2520.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	48.0 °
Coesione	0.2 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	222.3
Fattore [Nc]	199.26
Fattore [Ng]	368.67
Fattore forma [Sc]	2.12
Fattore profondità [Dc]	1.2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	2.11
Fattore profondità [Dq]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Iq]	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 [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	166.18 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	92.32 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2490.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2520.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	48.0 °
Coesione	0.2 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	287.86
Fattore [Nc]	258.29

Fattore [Ng]	742.61
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	165.36 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	91.87 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	2490.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2520.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	48.0 °
Coesione	0.2 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	222.3
Fattore [Nc]	199.26
Fattore [Ng]	526.45
Fattore forma [Sc]	2.36
Fattore profondità [Dc]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.68
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.68
Fattore profondità [Dg]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ig]	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	273.9 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	152.17 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2490.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2520.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	48.0 °
Coesione	0.2 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	222.3
Fattore [Nc]	199.26
Fattore [Ng]	496.0
Fattore forma [Sc]	2.12
Fattore profondità [Dc]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	2.11
Fattore profondità [Dq]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Iq]	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 [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	106.46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	59.14 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2490.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2520.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	48.0 °
Coesione	0.2 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	222.3
Fattore [Nc]	199.26
Fattore [Ng]	491.56
Fattore forma [Sc]	1.75
Fattore profondità [Dc]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.74
Fattore profondità [Dq]	1.07
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 148.47 Kg/cm²

Resistenza di progetto 82.48 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

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

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	2490.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2520.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	48.0 °
Coesione	0.2 Kg/cm ²

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	222.3
Fattore [Nc]	199.26
Fattore [Ng]	98.53

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
--------------	-----

Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	2.86 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	91.76 Kg/cm ²
Incremento carico limite strato 1	136.91 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.63
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	91.76 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	50.98 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)

k	59.39 Kg/cm³
----------	--------------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.32 Kg/cm²
Spessore strato	9.0 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	250.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.4

Coefficiente di influenza I1	0.53
Coefficiente di influenza I2	0.01
Coefficiente di influenza Is	0.53

Cedimento al centro della fondazione	3.63 mm
---	----------------

Coefficiente di influenza I1	0.49
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.5

Cedimento al bordo	1.71 mm
---------------------------	----------------

CEDIMENTI EDOMETRICI

Pressione normale di progetto	1.32 Kg/cm²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.03 m
Angolo	171.56 °

Cedimento totale 0.114 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	6	1.494	0.019	Edometrico	0.1137	--	0.1137

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 Meyerhof and Hanna è di 50.98 Kg/cm², contro un'azione di progetto di 1.32 Kg/cm² allo SLU.

15. Conclusioni

La presente relazione ha avuto modo di illustrare le questioni di carattere geologico e geotecnico connesse con il progetto dei lavori di realizzazione di un campo agrivoltaico avanzato e relative opere di connessione da realizzarsi in località "Coddu Serra Gureu" nella zona agricola del Comune di Decimoputzu (SU). Il nuovo impianto verrà installato all'interno di un'area privata meglio distinta al N.C.T. del Comune di Decimoputzu al F.1 mappale 111 e al F.2 Mappale 826

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 agrivoltaico avanzato 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-fotovoltaici;
- strutture di appoggio e supporto dei moduli agri-fotovoltaici;
- 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.

Nell'ambito del quadro progettuale, l'obiettivo dello studio è stato quello di definire la compatibilità dell'intervento in funzione delle condizioni fisico – meccaniche dei terreni di fondazione e calcolare la resistenza di progetto dei terreni ai sensi del DM 17.01.2018.

L'analisi dei caratteri geologici, geomorfologici e idrogeologici dei terreni interessati dall'intervento è stata eseguita sulla base di rilevamenti eseguiti direttamente dallo scrivente all'interno dell'area d'intervento per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio, anche facendo riferimento ad analisi e rilievi eseguiti in aree contermini.

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 geotecnico dei terreni interessati dalle opere;
- Determinare i parametri geotecnici necessari a definire l'interazione opera-terreno;

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:

- Sequenza deposizionale di depositi alluvionali recenti, debolmente pedogenizzata in superficie, costituita da depositi caotici di sabbie ghiaiose prevalenti in matrice argilloso – limosa, con interclusi ciottoli prevalentemente silico-clastici eterometrici più o meno abbondanti, da mediamente a molto consistente (0.00 m – 2.80 m) (Olocene);
- Sequenza deposizionale di depositi alluvionali antichi, costituita da depositi caotici di sabbie ghiaiose prevalenti in matrice argilloso – limosa molto consistente, con interclusi ciottoli prevalentemente silico-clastici eterometrici più o meno abbondanti, (2.80 m – 11.50 m) (Pleistocene);
- Sequenza deposizionale alluvionale antica costituita da alternanze di livelli conglomeratici, sabbiosi e argillosi avente uno spessore di circa 125 m (Pleistocene);

Il modello geotecnico del sito può essere così rappresentato (dalla superficie):

- *Coltre deposizionale alluvionale, mediamente pedogenizzata in superficie, costituita da sabbie e ghiaie in matrice limo argillosa, frammiste ad elementi ciottolosi millimetrici, talora decimetrici, in matrice sabbiosa – limosa da mediamente a molto consistente (0,00 ÷ 11,50 metri dal piano di campagna):*

Peso di Volume naturale γ_n : 2490 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ_s : 2520 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 48.00°

Coesione **C**: 0,20 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica **Ey**: 220.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica **Ed**: 180 Kg/cm²

- *Sequenza deposizionale conglomeratica costituita da alternanze di sabbie, ghiaie ed argille, riconducibili al Pleistocene (alluvioni antiche terrazzate) (11,50 ÷ 30.00 metri dal piano di campagna):*

Peso di Volume naturale γ : 2500 Kg/m³

Peso di Volume saturo γ : 2550 Kg/m³

Angolo di Attrito Φ : 48.00°

Coesione **C**: 0,20 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Elastica **Ey**: 300.00 Kg/cm²

Modulo di compressibilità Edometrica **Ed**: 320.00 Kg/cm²

I dati geotecnici di cui sopra corrispondono alle indagini eseguite in sito (a cui si rimanda) da cui emerge chiaramente che da una profondità di circa 40 cm dal p.d.c. le litologie presenti sono caratterizzate da materiali molto addensati che hanno portato al rifiuto strumentale per numero di colpi > 50 con punta conica di 5 cm² (adatta per terreni incoerenti prevalentemente ghiaiosi).

Sostanzialmente si conferma l'assetto lito-stratigrafico riportato in precedenza, correlato con le analisi sismiche.

Per la tipologia di materiale rilevato e per esperienze analoghe sulle stesse litologie, si ritiene che l'infissione a battipalo in questa tipologia di terreni sia da ritenersi poco efficace proprio per l'altissima resistenza offerta dai livelli conglomeratici addensati la cui consistenza è da ritenersi molto simile ad una roccia poco alterata. Pertanto, si raccomanda l'esecuzione di prefori mediante sondaggio a roto-percussione prima dell'infissione dei pali porta pannello.

Per quanto concerne le verifiche geotecniche, per la modellazione del sistema di fissaggio dei pannelli agri-fotovoltaici, è stata ipotizzata l'infissione di un palo in acciaio come quello di progetto previo

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 $Ed \leq Rd$ con un coefficiente di sicurezza ≥ 1


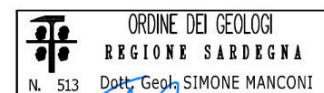
Considerato che l'intervento previsto in progetto prevede anche la realizzazione di opere accessorie costituite principalmente da cabine elettriche di trasformazione aventi fondazioni superficiali, è stata eseguita anche la verifica geotecnica dei terreni di sedime di tali manufatti, in riferimento a 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 $Ed \cong 1.32 \text{ Kg/cm}^2$ 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.

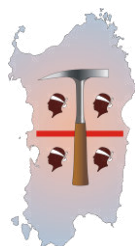
Dalle verifiche eseguite si rileva che il valore di resistenza minima di progetto dei terreni di fondazione ottenuto secondo la formula di Meyerhof and Hanna è di 50.98 Kg/cm^2 .

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 agrivoltaico avanzato, secondo le raccomandazioni sopra riportate, è stato progettato rispettando la condizione di verifica di sicurezza di cui alle NTC 2018 e s.m.i.



COMUNE DI DECIMOPUTZU
PROVINCIA DEL SUD SARDEGNA

**PROGETTAZIONE DI IMPIANTO FOTOVOLTAICO
A TERRA**



Studio di Geologia Tecnica e Ambientale

Dott. Geol. Giancarlo Carboni

Via Nazionale 277

09039 Villacidro (SU)

Cell. 329 4177709

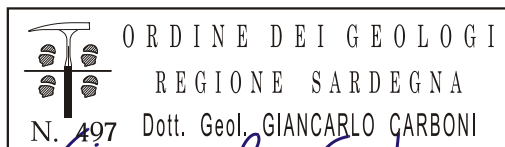
e-mail: info@geosardegna.it

www.geosardegna.it

IL GEOLOGO INCARICATO

Dott. Geol. Giancarlo CARBONI

Ordine dei Geologi della Sardegna n° 497



Giancarlo Carboni

IL COMMITTENTE:

Geol. Simone Manconi

OGGETTO:

Indagini geofisiche mediante metodologia MASW per calcolo della categoria di sotto-suolo.

D.M. 17.01.2018

Villacidro, li 13/12/2023

INDICE

Premessa	1
Prospezione sismica	1
Caratteristiche strumentali	1
Generalità sulle indagini sismiche mediante onde di superficie	2
Metodologia MASW	2
Schema operativo acquisizioni MASW	4
Rigidità sismica (R)	5
Frequenza fondamentale di Nakamura (F_0)	5
Categorie del sottosuolo di fondazione	5
Risultati delle indagini sismiche	7
Applicabilità del metodo semplificato	7
Categoria di sottosuolo	8
Sismogramma MASW	8
Spettro di dispersione MASW	8
Profilo Vs	9
Correlazioni geotecniche	10
Correlazione ϕ -Vs	10
Correlazione Cu-Vs	10
Portanza	10
Risultati della sismica a rifrazione	11



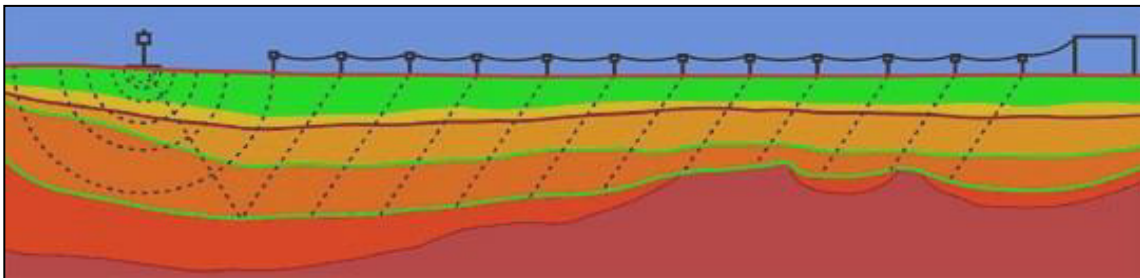
PREMESSA

Su incarico conferito dal dott. Geol. Simone Manconi allo scrivente Dott. Geol. Giancarlo Carboni, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Sardegna con il n° 497, con Studio Tecnico in Via Nazionale n° 277 – Villacidro (SU), è stata realizzata una indagine geofisica con la metodologia MASW (Multichannels Analysis Surface Waves) allo scopo di definire le caratteristiche stratigrafiche di un terreno interessato dai lavori di progettazione di un impianto fotovoltaico a terra in agro di Decimoputzu, misurando la velocità media delle onde Vs fino ad una profondità adeguata per la definizione dell'interazione della struttura sul terreno di fondazione in relazione alla risposta sismica locale nelle more delle NTC 2018.

PROSPEZIONE SISMICA

L'esecuzione di indagini sismiche ha lo scopo di ottenere informazioni di tipo geotecnico sul comportamento fisico-meccanico dei corpi geologici investigati, attraverso la determinazione dei relativi parametri, ed informazioni di tipo geologico sui caratteri strutturali e stratigrafici del volume del sottosuolo indagato.

Si tratta di uno dei metodi attualmente più utilizzati per l'esplorazione in profondità del sottosuolo e consiste nel creare delle onde artificiali nel terreno (energizzazione) battendo una piastra poggiata a terra con una mazza. Le indagini geognostiche che utilizzano le metodologie sismiche sfruttano le proprietà dei terreni di farsi attraversare dalle onde sismiche a diversa velocità; questa dipende da molti fattori, quali la natura mineralogica della roccia, il grado di cementazione e di fatturazione, la porosità, il contenuto in acqua o in gas, ecc.



Rappresentazione schematica di una tipica prospezione sismica

Caratteristiche strumentali

La strumentazione utilizzata è costituita da un Sismografo DoReMi (SARA Instruments, Italia) con convertitore A/D a 24 bit, numero di canali modulabile da 1 a 256, ampio range dinamico 144db, output dei dati in SEG-Y, SEG-2 o ASCII, opzione per test dei geofoni ed accelerometri, lunghezza di registrazione fino a 4 mld di campioni, intervalli di campionamento: 0.0208, 0.0625, 0.125, 0.250, 0.500, 1.00, 2.00, 4.00, 8.00, 16.00 ms. L'intero sistema di acquisizione è conforme alle specifiche ASTM D5777-00 (2006) (Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation); l'energizzazione del terreno è stata effettuata mediante l'utilizzo di una massa battente (mazza di 10 kg con starter su piattello di battuta).



Per la ricezione delle onde longitudinali (P), durante l'indagine sismica, sono stati usati geofoni verticali a lungo periodo (4.5 Hz).



Sismografo DaqLinkIII



Operazioni di acquisizione

GENERALITÀ SULLE INDAGINI SISMICHE MEDIANTE ONDE DI SUPERFICIE

La necessità dettata dalle NTC2018 di fornire una solida stima della velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo ha dato un forte slancio alla diffusione di tecniche basate sull'analisi della dispersione delle onde di superficie (Rayleigh e Love). La dispersione rappresenta una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza. In un mezzo stratificato le varie componenti (lunghezza d'onda, quindi frequenza $\lambda = v/f$ del segnale sismico si propagano ad una velocità diversa in funzione delle caratteristiche del mezzo. Le componenti a frequenza minore (lunghezza d'onda maggiore) penetrano più in profondità e sono quindi influenzate dagli strati più profondi rispetto a quelle a frequenza maggiore (lunghezza d'onda minore) che risentono delle proprietà fisiche dei livelli superficiali, e presentano normalmente più elevate velocità di fase.

Metodologia MASW

La tecnica MASW consente di misurare la velocità delle onde di taglio Vs sfruttando il carattere dispersivo delle onde di Rayleigh quando queste si propagano in un mezzo stratificato.

La dispersione consiste nella variazione della velocità di fase a diverse frequenze, con l'aumento della lunghezza d'onda (abbassamento di frequenza) la profondità coinvolta dalla propagazione dell'onda è via via maggiore.

È quindi possibile, impiegando onde di un certo intervallo di frequenza, caratterizzare le proprietà acustiche dei terreni sino ad una certa profondità. Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si



utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi: L'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5 Hz e i 70Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

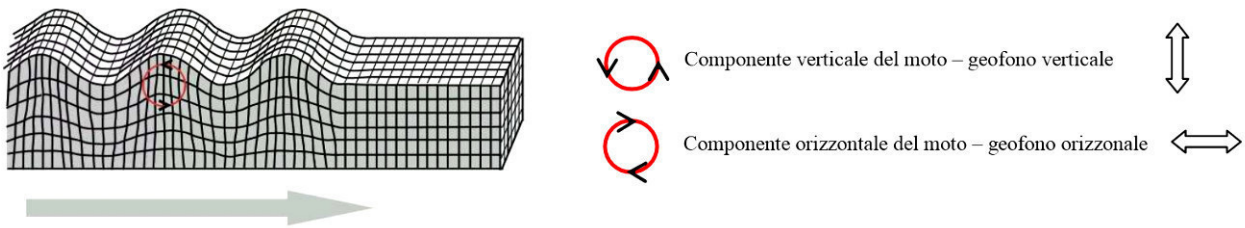
Questa tipologia di prospezione si realizza con uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati a distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di X punti di energizzazione effettuati tipicamente ad una distanza compresa fra 2 m e 20 m dal primo geofono.

L'obiettivo della registrazione è quindi l'individuazione del treno di onde superficiali (Rayleigh), che a causa della stratificazione del mezzo subisce una dispersione le cui modalità sono direttamente correlate alla velocità delle onde di taglio S.

L'acquisizione delle onde di Rayleigh può essere fatta mediante geofoni verticali (come nel nostro caso), oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale - piastra-martello).



Rayleigh Wave



Schema operativo acquisizioni MASW

Sulla base delle caratteristiche morfologiche del sito, è stato posizionato lo stendimento sismico, in parte nell'area d'ingombro della struttura. L'analisi è stata eseguita adottando la seguente configurazione:

- N° geofoni: 12 con frequenza propria di risonanza 4,5 Hz;
- Distanza intergeofonica: 5.0 m per complessivi 55 m di stendimento;
- Offset di battuta: n° 1 battuta disposta a 8 m di distanza dal primo geofono.

Per quanto riguarda l'acquisizione sono state utilizzate le seguenti impostazioni:

- Tempo di acquisizione: 2.0 s;
- Frequenza di campionamento: 1000 Hz;
- Periodo di campionamento: 1.0 ms.

L'analisi dei dati acquisiti dalla metodologia avviene attraverso le seguenti fasi:

1. Calcolo dello spettro di velocità;
2. Individuazione del modo fondamentale e degli eventuali superiori;
3. Calcolo della curva di dispersione mediante modellazione diretta, cioè attribuzione degli spessori e delle velocità relative, sulla base di dati riguardanti il sito acquisiti precedentemente tramite indagini dirette o bibliografia. In alternativa picking della curva di dispersione, cioè selezione dei punti che si ritengono appartenere ad un determinato modo;
4. Inversione della curva di dispersione e conseguente individuazione del profilo di velocità V_s .

Gli spettri di velocità risultano dominati dal modo fondamentale delle onde di Rayleigh.

Nella Tabella e nelle Figure sottostanti vengono riportati: l'andamento del profilo di velocità; gli spessori; le relative velocità V_s (dalle onde di Rayleigh) e la densità stimati, ricordando che, come in tutti i metodi geofisici, può essere ottenuta solo una stima del modello sismostratigrafico a causa del problema della non univocità.

La rappresentazione grafica dei risultati dell'indagine Masw viene rappresentata attraverso i diagrammi dello spettro di dispersione, il quale indica come le onde di superficie si disperdono nel terreno individuando anche i "modi superiori", dovuti generalmente alla presenza di discontinuità stratigrafiche.

L'andamento stratigrafico delle V_s viene rappresentato con un digramma dove sono indicate alle diverse profondità investigate le rispettive velocità V_s a cui si sovrappone l'andamento della curva di dispersione data da una successione di pallini verdi.



Rigidità sismica (R)

La rigidità sismica è un parametro legato all'amplificazione sismica locale; tanto più alto risulta R tanto minore sarà l'incidenza del danno dovuto al sisma;

$$R = \gamma \cdot V_s$$

- γ = peso di volume naturale
- V_s = Velocità di taglio.

Frequenza fondamentale di Nakamura (F_o)

$$F_o = \frac{V_s}{4 \cdot H}$$

In cui:

- H = spessore dello strato.
- Velocità delle onde longitudinali (V_s)

Categorie del sottosuolo di fondazione

Nei paragrafi che si riportano nel seguito sono riassunti i dati medi principali desunti dall'indagine. Nel calcolo della "Velocità equivalente" V_{seq} si è tenuto conto di tutti gli strati rilevati nei profili completi riportati in precedenza. La V_{seq} rappresenta la media ponderata della distribuzione delle velocità di taglio per una profondità H sotto il piano di fondazione e si ottiene applicando la seguente formula:

$$V_{seq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h_{(strato)}}{V_{s(strato)}}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore $h_{(strato)}$ e dalla velocità delle onde S $V_{s(strato)}$.

Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

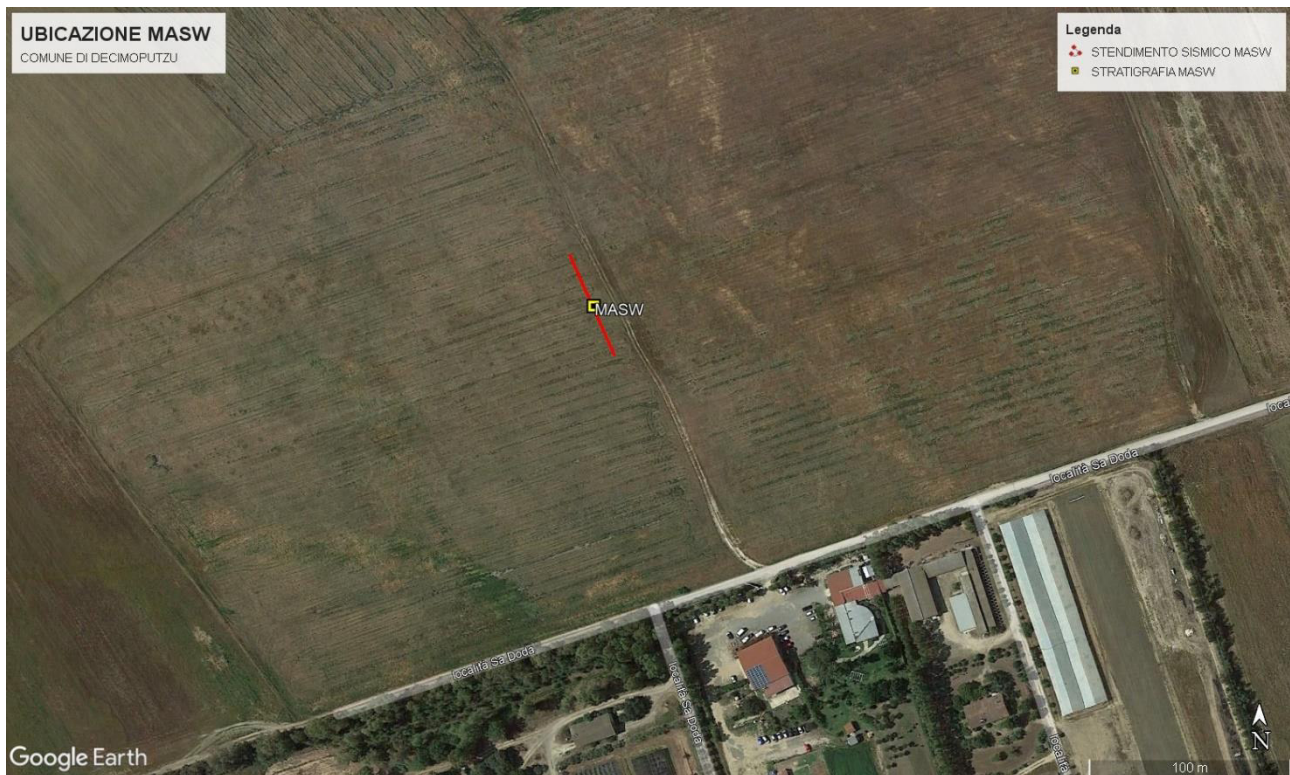
Il parametro V_{seq} consente di stabilire la classe di suolo come stabilito alle NTC del 2018 e sono riportate nella tabella che segue.



CATEGORIE DI SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE SECONDO LE NTC DEL 2018

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

Inquadramento su ortofoto aerea





RISULTATI DELLE INDAGINI SISMICHE

L'analisi del profilo sismico per il calcolo delle Vs equivalenti è stata effettuata utilizzando un modello composto da 9 sismostrati di seguito rappresentati nelle tabelle sotto.

L'indagine MASW si basa sull'assunto che la stratificazione del sito investigato sia piano parallela, di conseguenza in condizioni geologicamente complesse vi possono essere delle restituzioni stratigrafiche affette da un certo margine di errore. Per questo motivo l'interpretazione stratigrafica proposta delle MASW seguenti non può che essere indicativa.

Stratigrafia Vs								
Strati	Profondità (m)	Spessore (m)	Descrizione	Vs (m/s)	γ_1 (kN/m ³)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
1	1,7	1,7	Terre addensate	347	18.6	6440	147	0.020
2	3,8	2,1		317	18.1	5752	166	0.026
3	6,3	2,5		252	17.1	4317	158	0.040
4	9,2	2,9		295	17.8	5257	214	0.039
5	12,5	3,3		294	17.8	5235	243	0.045
6	16,2	3,7		266	17.4	4619	246	0.056
7	20,4	4,2		287	17.7	5079	301	0.059
8	25	4,6	Terre molto addensate	351	18.6	6533	404	0.052
9	-	-		417	19.4	8103	-	-

Applicabilità del metodo semplificato

Le NTC 2018 prescrivono che il metodo semplificato basato sulle categorie di sottosuolo precedentemente descritte, possa essere applicato solo in assenza del fenomeno noto come "inversione delle velocità", ovvero quando si verificano contemporaneamente le seguenti 4 condizioni secondo le indicazioni sperimentali "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" (ICMS):

1. un terreno rigido che in profondità sovrasta un terreno soffice con un rapporto Vs rig./Vs sof. superiore a 1.5;
2. la differenza tra le Vs dei due terreni è maggiore di 200 m/s;
3. lo spessore dello strato a velocità minore è maggiore di 5 m;
4. la Vs dello strato più rigido è maggiore o uguale a 500 m/s.

Le indagini sismiche MASW hanno sempre riscontrato la presenza di un substrato con velocità delle Vs sempre maggiore di 100 m/s senza riscontrare significativi fenomeni di inversione delle velocità delle Vs; pertanto, sulla base dei riscontri ottenuti finora nell'area interessata dal progetto è possibile applicare la procedura semplificata ai sensi delle NTC 2018.

¹ Keceli (2012) $\gamma = 4,3 \cdot Vs^{0,25}$

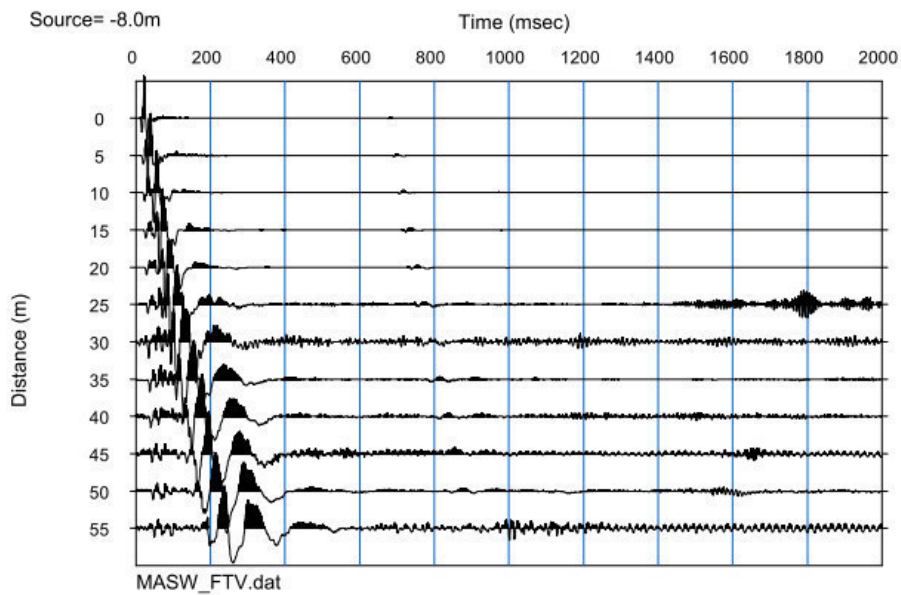


Categoria di sottosuolo

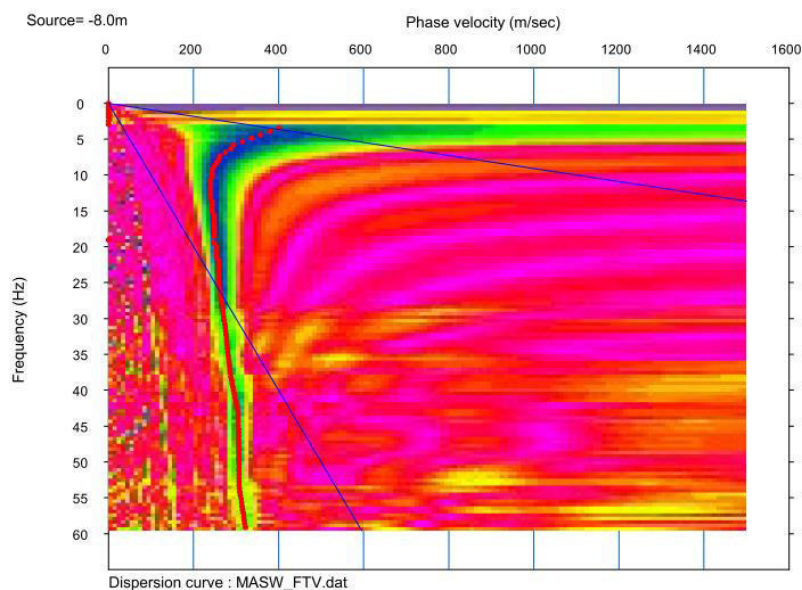
L'indagine MASW non ha riscontrato un substrato rigido con $V_s > 800$ m/s entro i primi 3 m di profondità; pertanto, la V_s equivalente è stata calcolata utilizzando le V_s misurate fino a 30 m di profondità ottenendo una V_s equivalente pari a **312 m/s**, le a categoria di sottosuolo corrispondente è la **C**, secondo le prescrizioni delle NTC 2018.

Resta sempre nella responsabilità del progettista la scelta finale della categoria del sottosuolo da utilizzare.

Sismogramma MASW



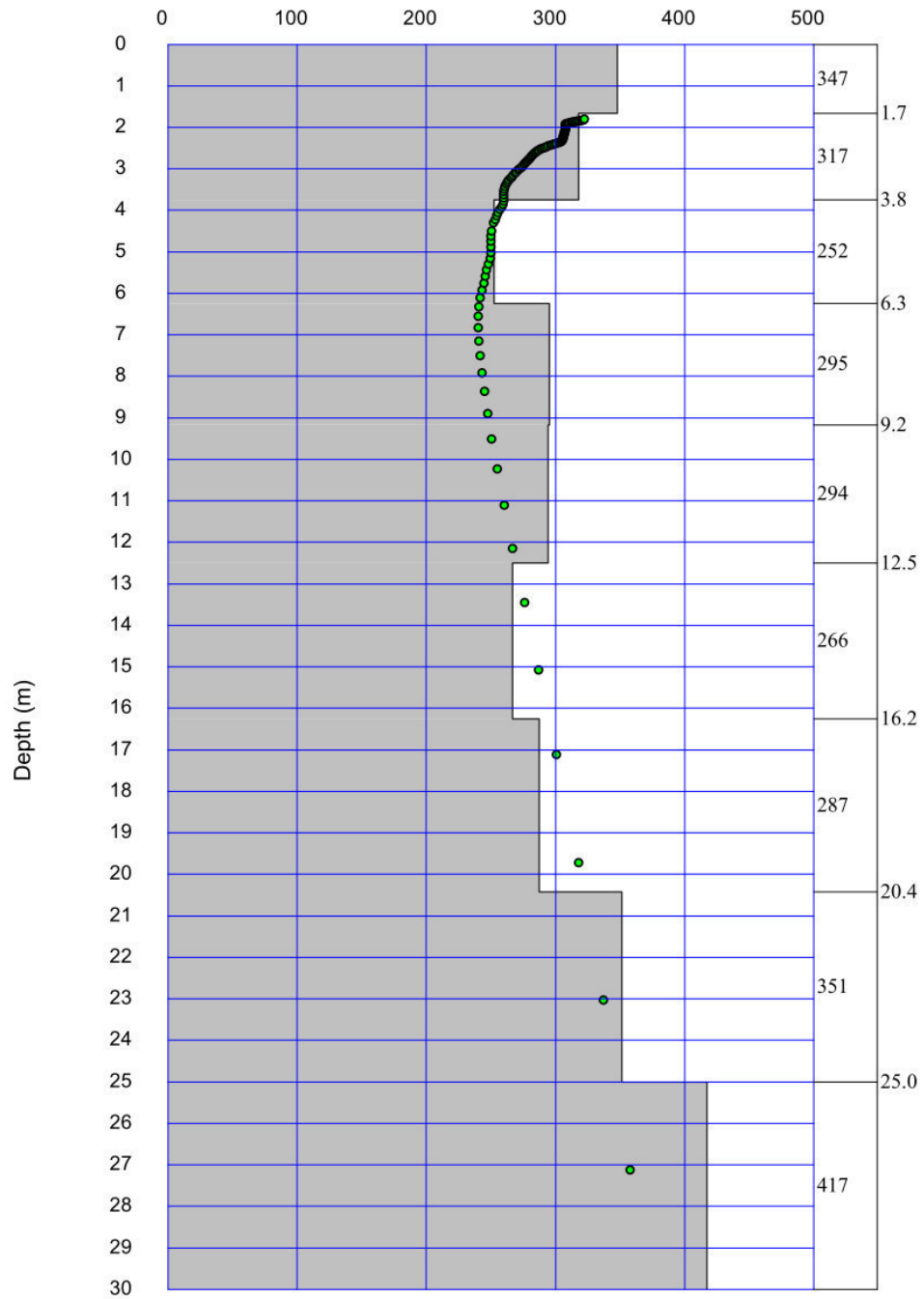
Spettro di dispersione MASW





Profilo Vs

S-wave velocity (m/s)



S-wave velocity model (inverted): MASW_FTV.dat



CORRELAZIONI GEOTECNICHE

In via assolutamente preliminare e puramente indicativa è possibile utilizzare i valori di velocità delle Vs per estrapolare dei parametri geotecnici. Utili in una prima fase di dimensionamento e verifica delle opere².

Correlazione ϕ -Vs

La correlazione per il calcolo dell'angolo di resistenza al taglio direttamente in funzione di Vs, valore normalizzato per la pressione litostatica, è ripresa da Uzielli et al. (2013) e Mayne (2014) e consente di definire il range dei valori di picco:

$$\begin{aligned} \text{limite superiore:} & \quad \phi = 3,9 \cdot Vs^{0,44} \\ \text{limite inferiore:} & \quad \phi = 3,9 \cdot (Vs^{0,44}) - 6,2 \end{aligned}$$

in via cautelativa si suggerisce l'utilizzo del limite inferiore.

Correlazione Cu-Vs

La correlazione per il calcolo della coesione non drenata (Cu in kPa) può essere calcolata con la formula di Dickenson (1990) valida per argille tenere:

$$Cu = (Vs/23)^{1/0,475}$$

Portanza

La capacità portante dei terreni di fondazione (qult in kPa) in funzione di Vs si può calcolare secondo Keceli (2012)

$$q_{ult} = 0,43 \cdot Vs^{1,25}$$

il carico ammissibile si stima in base ad un fattore di sicurezza Fs applicato nella formula precedente che porta:

$$\begin{aligned} q_{amm} &= 0,123 \cdot Vs^{1,25} && \text{per } Vs < 400 \text{ m/s} \\ q_{amm} &= 0,143 \cdot Vs^{1,25} && 400 \text{ m/s} < Vs < 700 \text{ m/s} \end{aligned}$$

P	Vs	ϕ_{min}	ϕ_{max}	Cu	qult	qamm
[m]	[m/s]	[°]	[°]	kPa	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1,7	347	44.9	51.1	303	644	184
3,8	317	43.0	49.2	250	575	191
6,3	252	38.2	44.4	154	432	144
9,2	295	41.4	47.6	215	526	175
12,5	294	41.3	47.5	214	523	174
16,2	266	39.3	45.5	173	462	154
20,4	287	40.8	47.0	203	508	169
25	351	45.2	51.4	310	653	217
-	417	49.3	55.5	446	810	269

²Tratto da "Stima dei parametri geotecnici in geofisica applicata" di Roccaforte-Cucinotta – Ed. Dario Flacovio



RISULTATI DELLA SISMICA A RIFRAZIONE

Allo scopo di fornire ulteriori parametri utili per la caratterizzazione stratigrafica del sito in studio³ è stata anche eseguita una analisi a rifrazione semplificata con l'esecuzione di una battuta in corrispondenza del primo geofono. Infatti, mediante l'analisi dei primi arrivi è possibile elaborare una sismostratigrafia mediante onde Vp, con la semplificazione di una stratigrafia piano parallela.

La massima profondità di indagine è stata assunta pari a circa 8 m.

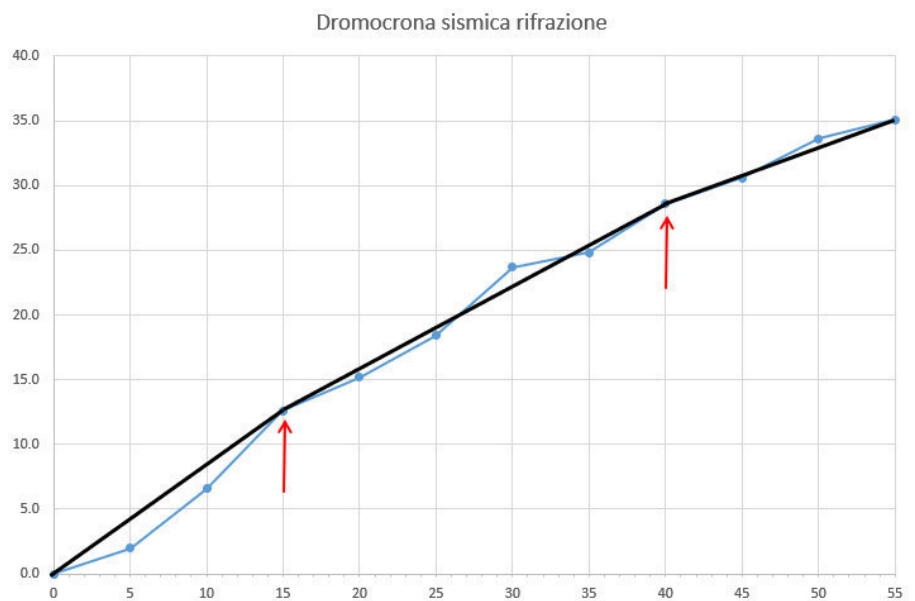
Stratigrafia interpretata

Tipologia substrato interpretato	Velocità Vp (m/s)	Profondità strato (m)
Terre addensate	1190	0,0 – 2,8
Terre piuttosto addensate	1563	2,8 – 11,5
Terre estremamente addensate	2308	11,5 – ~8

Tempi primi arrivi

Geofono (n°)	Distanza (m)	Tempo (ms)
1	0	0.0
2	5	2.0
3	10	6.6
4	15	12.6
5	20	15.2
6	25	18.4
7	30	23.7
8	35	24.8
9	40	28.6
10	45	30.6
11	50	33.6

Dromocrona



$$^3 V_x = m_x = d_x - d_0 / t_x - t_0$$

V_x = velocità dell'orizzonte sismico; m = coefficiente angolare curva di interpolazione lineare della dromocrona di riferimento; d_0 e d_x distanze geofoniche iniziale e finale di registrazione della dromocrona di riferimento; t_0 e t_x tempi di ritardo iniziale e finale della dromocrona di riferimento.

$$H_x = d_x / 2 \cdot (V_x - V_0 / V_x + V_0)^{0.5}$$

H_x = spessore dell'orizzonte sismico; d_x distanza geofonica al punto di "ginocchio"; V_x e V_0 velocità del primo e secondo orizzonte sismico.



Repertorio fotografico



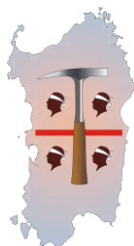
Villacidro 13/12/2023

Dott. Geol. Giancarlo Carboni



COMUNE DI DECIMOPUTZU
PROVINCIA DEL SUD SARDEGNA

**PROGETTAZIONE DI IMPIANTO FOTOVOLTAICO
A TERRA**



Studio di Geologia Tecnica e Ambientale

Dott. Geol. Giancarlo Carboni

Via Nazionale 277

09039 Villacidro (SU)

Tel. 070 2332144 cell. 329 4177709

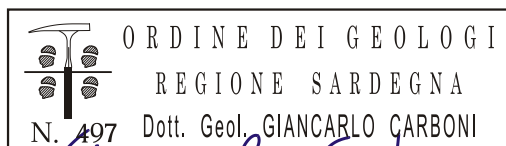
e-mail: info@geosardegna

www.geosardegna.it

IL GEOLOGO INCARICATO

Dott. Geol. Giancarlo CARBONI

Ordine dei Geologi della Sardegna n° 497



Il committente:

Geol. Simone Manconi

Oggetto:

Indagini geotecniche per la caratterizzazione dei terreni di fondazione mediante Prove Penetrometriche Dinamiche Continue

Villacidro, li 13/12/2023

INDICE

Premessa	1
Generalità	1
Note illustrative	1
Metodologia di Elaborazione.	3
Interpretazione dei dati	3
Parametri riassuntivi delle prove penetrometriche	5
Caratterizzazione geotecnica dei terreni	6
Correlazioni geotecniche terreni incoerenti	6
Correlazioni geotecniche terreni coesivi	7
Sintesi parametri geotecnici	8
Caratteristiche dello strumento	9



PREMESSA

Su incarico conferito dal dott. Geol. Simone Manconi allo scrivente Dott. Geol. Giancarlo Carboni, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Sardegna con il n° 497, con Studio Tecnico in Via Nazionale n° 277 – Villacidro (SU), è stata predisposta l'analisi della sequenza lito-stratigrafica del terreno di sedime mediante l'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica allo scopo di definire le caratteristiche geotecniche di un terreno interessato dai lavori di realizzazione di un impianto agrivoltaico avanzato da realizzarsi in località Coddu Serra Gureu nel Comune di Decimoputuzu (Su).

GENERALITÀ

Le prove penetrometriche sono attualmente molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione poiché può essere svolta in tutti i tipi di terreno, coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie), comprese le rocce tenere, fornendo lo stato d'addensamento di terreni incoerenti e la consistenza di terreni coerenti, attraverso la valutazione della re-sistenza dinamica alla punta degli strati attraversati. È però necessario tenere sempre ben presente che le prove dinamiche continue sono state ideate per lo studio dei terreni incoerenti, i dati elaborati per gli strati coesivi quindi, sono da considerarsi utili solo per un primo inquadramento del problema.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione (per tratti consecutivi di 10 cm) misurando il numero di colpi N necessari. La prova viene generalmente eseguita a partire dal piano di campagna, ma in alcuni casi può essere condotta, con l'impiego di speciali accorgimenti, a partire dal fondo di fori di sondaggio.

Note illustrative

L'elaborazione dei dati acquisiti, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:



- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

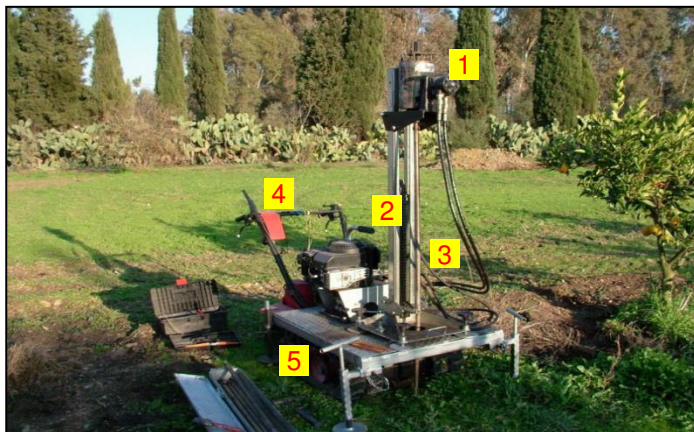
- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

La prova è denominata “continua” poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l’infissione della punta seguendo le raccomandazioni dell’Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I. 1977), mentre a livello europeo tali prescrizioni sono contenute nel documento n° 2 allegato alla procedura “ISSMFE 1988”, la tabella seguente mostra la classificazione dei penetrometri attualmente in uso distinti in funzione della massa del maglio:

CLASSIFICAZIONE ISSMFE DEI PENETROMETRI DINAMICI		MASSA MAGLIO (Kg)	PROFONDITÀ MAX
DPL (<i>Dynamic Probing Light</i>)	leggero	≤ 10	8 m
DPM (<i>Dynamic Probing Medium</i>)	medio	Da 10 a 40	20 – 25 m
DPH (<i>Dynamic Probing Heavy</i>)	pesante	Da 40 a 60	25 m
DPSH (<i>Dynamic Probing Superheavy</i>)	superpesante	≥ 60	> 25 m

Nella fattispecie la prova è stata eseguita con un penetrometro mod. DeepDrill DM30, azionato da un gruppo oledinamico alimentato da un motore a scoppio da 4 Hp, provvisto di una massa battente di 30 Kg, classificabile quindi come tipo medio, lo strumento utilizzato per la presente indagine è composto da:

- una batteria d’aste ognuna lunga 1 m e dal peso di 2,93 Kg/m;
- una punta conica, avvitata (se a recupero) o semplicemente incastrata (se a perdere) nell’estremità inferiore della batteria d’aste interne, dal diametro di 35,7 mm ed un angolo di apertura di 60°; la superficie della punta può essere di 5 o di 10 cm²;
- un maglio da 30 Kg con una volata di 20 cm.



Fotografia dello strumento utilizzato montato su mezzo se-movente:

- 1 – testa
- 2 – supporto
- 3 – asta
- 4 – centralina oleodinamica
- 5 – transporter cingolato



Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

INTERPRETAZIONE DEI DATI

La prova consiste nell'infissione nel terreno della punta per tratti standard di 10 cm, misurando il numero di colpi N_{10} necessari alla sua penetrazione. I litotipi attraversati hanno permesso l'esecuzione della prova in totale assenza di attrito laterale, non si è così reso necessario l'utilizzo delle aste di rivestimento antiattrito.

I risultati della prova, restituiti sotto forma di diagrammi in funzione della profondità (in ordinate) e del valore N_{10} (in ascisse), evidenziano la corrispondenza tra la variazione del valore di N lungo la verticale di prova e la variazione litologica dei terreni testati.

Il valore di N potrà essere utilizzato per calcolare anche l'energia necessaria alla penetrazione dinamica alla punta. Viene comunemente valutata secondo la formula Olandese:

$$R_{pd} = \frac{m^2 \cdot g \cdot H}{a \cdot e \cdot (m + m')} = Q \cdot N$$

dove:

R_{pd} = resistenza dinamica alla punta

m = peso del maglio (Kg)

m' = peso di: aste + testa di battuta + asta di guida + dispositivo di percussione (Kg)

g = accelerazione di gravità (m/s^2)

H = altezza di caduta del maglio (m)

a = area sezione trasversale alla punta (m^2)

e = penetrazione media per colpo

Q = $(m \cdot H) / a \cdot \delta$ = energia specifica teorica per colpo [δ = avanzamento in m]



Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT, è necessario applicare una correzione ai risultati delle prove SCPT, per tenere conto delle diverse modalità esecutive.

Pertanto, i penetrometri con caratteristiche differenti rispetto all'SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) comportano energie di infissione ovviamente differenti; la conoscenza della quantità di energia necessaria alla penetrazione della punta, al netto del valore totale comprendente l'aliquota dispersa per dissipazione lungo le aste, permette la correlazione con le caratteristiche di resistenza del terreno determinate con la prova penetrometrica continua con la prova SPT.

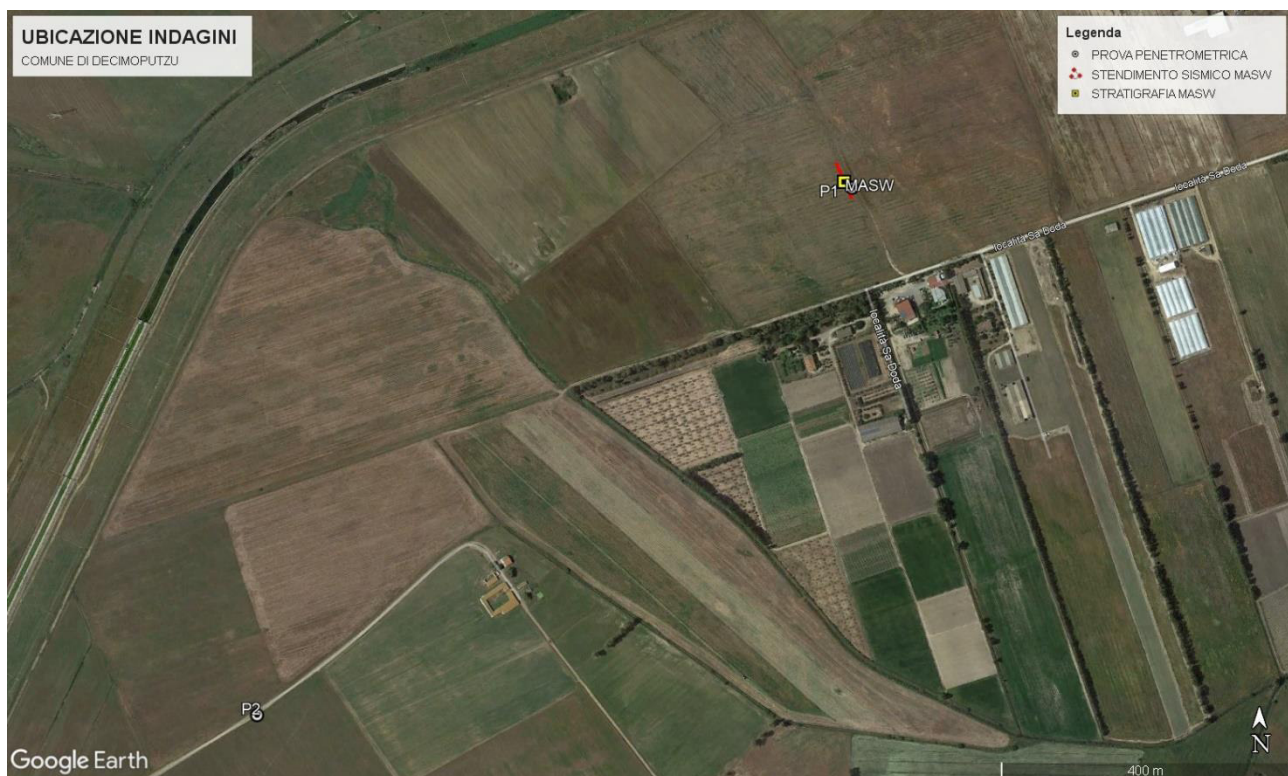
Ciò considerato, volendo riferire la prova in esame (N, Q) alla prova SPT (N_{SPT}, Q_{SPT}), dall'uguaglianza dei valori di resistenza dinamica relativi alle due prove, si ricava teoricamente:

$$R_{pd}' = Q \cdot N = Q_{SPT} \cdot N_{SPT} \Rightarrow N_{SPT} = N(Q/Q_{SPT}) = \beta \cdot t \cdot n$$

ove il rapporto $\beta \cdot t = Q/Q_{SPT}$ viene definito "coefficiente teorico d'energia" della prova in esame, relativamente alla prova SPT ($Q_{SPT} = 7,83 \text{ Kg/cm}^2 = 0,786 \text{ Mpa}$) per $m = 63,5 \text{ Kg}$, $a = 20,27 \text{ cm}^2$, $\delta = 0,30 \text{ m}$.

Il penetrometro utilizzato nella presente indagine è stato utilizzato con la punta di 10 cm^2 , per cui risulta avere un coefficiente teorico d'energia rispetto alla SPT di 0,77 ed una energia specifica per colpo di 6 Kg/cm^2 .

Il margine di valori N_{10} (n° di colpi per un avanzamento di 10 cm) che si ritiene utile perché la prova possa fornire dei risultati validi è compreso tra un minimo 4 ed un massimo di 80.





Parametri riassuntivi delle prove penetrometriche

DIN 1

Prof. Strato (m)	N DPM (Minimo)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Rd Minima (Kg/cm ²)	Nspt Minimo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo	Coesivo	Incoerente	Clay Fraction (%)	Texture	Descrizione
0.3	17	1.505	123.81	25	2.08	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	...	sabbia limosa
0.6	50	1.505	364.15	75	2.49	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	...	Alluvioni

DIN 2

Prof. Strato (m)	N DPM (Minimo)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Rd Minima (Kg/cm ²)	Nspt Minimo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo	Coesivo	Incoerente	Clay Fraction (%)	Texture	Descrizione
0.4	16	1.505	116.53	24	2.06	2.47	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	...	sabbia limosa
0.6	52	1.505	378.72	78	2.5	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	...	Alluvioni



Prova P1



Prova P2



CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un software dedicato che calcola in automatico il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981), permette inoltre estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Al fine di ottenere dei dati quanto più possibili esauritivi si è optato per l'utilizzo contemporaneo di più metodologie di calcolo dei parametri geotecnici in funzione dei terreni attraversati.

Di seguito vengono esposti i diversi metodi di calcolo utilizzati per ottenere la parametrizzazione geotecnica dei terreni:

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.



- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (Ey)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buisman-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa $\gamma = 2,65$ t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Velocità onde di taglio Vs (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (Ko)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli - correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con Nspt <8, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5, per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cm²) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con Nc=20 e Qc/Nspt=2.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cm²) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago). Coesione non drenata Cu (Kg/cm²), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.



- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982 , valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Modulo Edometrico-Confinato (Mo)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità (IP< 20), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità (IP< 20) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato -Mo (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto Qc/Nspt=1.5-2.0).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte (Nspt <30) medie e molli (Nspt <4) e argille sabbiose (Nspt=6-12).

Modulo Di Young (EY)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. >15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa G=2,70 (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 (Nspt=0) a 0,545 (Nspt=28)

Sintesi parametri geotecnici

DIN 1

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm ²)
1	0.3	25.0	Incoerente	2.08	2.5	34.14	0	78.82	200.0	0.3	1339.61
2	0.6	75.0	Incoerente	2.49	2.5	48.43	0	181.52	450.0	0.2	3762.45

DIN 2

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm ²)
1	0.4	24.0	Incoerente	2.06	2.47	33.86	0	76.76	195.0	0.31	1289.18
2	0.6	78.0	Incoerente	2.5	2.5	49.29	0	187.68	465.0	0.19	3903.75

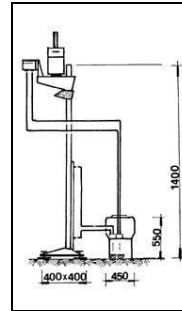


Caratteristiche dello strumento

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DeepDrill DM30

CARATTERISTICHE TECNICHE : DeepDrill DM30

PESO MASSA BATTENTE	M	= 30,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	= 0,20 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms	= 16,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA "A"	D	= 35,70 mm
DIAMETRO PUNTA CONICA "B"	D	= 25,40 mm
AREA BASE PUNTA CONICA "A"	A	= 5,00 cm ²
AREA BASE PUNTA CONICA "B"	A	= 10,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA		= 60 °
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	= 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma	= 2,23 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1	= 0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA		= 0,10 m



DIMENSIONI E PESI	
Centralina oleodinamica	Kg 39
Colonna di guida ed estrattore idraulico	Kg 29
Apparato d'infissione	Kg 14
Masse battenti	Kg 30
Asta Ø 22x1000 mm	Kg 3,0
Rivestimento Ø 30x1000 mm	Kg 1,7
Peso complessivo DM30 con dotazione standard	Kg 157

Relativo ad un avanzamento di 10 cm

NUMERO DI COLPI PUNTA	N	= N(10)
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO	
ENERGIA SPECIFICA x COLPO "A"	Q	= (MH)/(A) = 6,00 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
ENERGIA SPECIFICA x COLPO "B"	Q	= (MH)/(A) = 12,00 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	t	= Q/Qspt = 1,505 (teoricamente: Nspt = tN)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	t	= Q/Qspt = 1,505 (teoricamente : Nspt = t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A] M = peso massa battente (altezza caduta H)
 e = infissione per colpo = / N P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)
1 kg/cm ² = 0.098067 MPa ≈ 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m ² = 10.197 kg/cm ²
1 bar = 1.0197 kg/cm ² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg



PROVA DIN 1

Strumento utilizzato... Deep Drill DM30 5cmq
Prova eseguita in data 13/12/2023
Profondità prova .50 mt
Falda non rilevata
Prova interrotta a rifiuto

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.10	17	0.807	99.87	123.81	4.99	6.19
0.20	34	0.705	174.48	247.62	8.72	12.38
0.30	32	0.703	163.77	233.06	8.19	11.65
0.40	50	0.651	236.98	364.15	11.85	18.21
0.50	80	0.649	378.06	582.64	18.90	29.13

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA P1

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	25	0.30	25	Gibbs & Holtz 1957	63.44
Strato 2	75	0.60	75	Gibbs & Holtz 1957	94.87

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	25	0.30	25	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	34.14
Strato 2	75	0.60	75	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	48.43

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	25	0.30	25	Bowles (1982) Sabbia Media	200.00
Strato 2	75	0.60	75	Bowles (1982) Sabbia Media	450.00

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	25	0.30	25	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	78.82
Strato 2	75	0.60	75	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	181.52



Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	25	0.30	25	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATA-MENTE AD-DENSATO
Strato 2	75	0.60	75	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO AD-DENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato 1	25	0.30	25	Meyerhof ed altri	2.08
Strato 2	75	0.60	75	Meyerhof ed altri	2.49

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato 1	25	0.30	25	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50
Strato 2	75	0.60	75	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	25	0.30	25	(A.G.I.)	0.3
Strato 2	75	0.60	75	(A.G.I.)	0.2

Modulo di deformazione a taglio dinamico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	25	0.30	25	Ohsaki (Sabbie pulite)	1339.61
Strato 2	75	0.60	75	Ohsaki (Sabbie pulite)	3762.45

Modulo di reazione Ko

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko (Kg/cm ³)
Strato 1	25	0.30	25	Navfac 1971-1982	4.88
Strato 2	75	0.60	75	Navfac 1971-1982	11.93



PROVA DIN 2

Strumento utilizzato... Deep Drill DM30 5cmq
Prova eseguita in data 13/12/2023
Profondità prova .60 mt
Falda non rilevata
Prova interrotta a rifiuto

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.10	24	0.757	132.25	174.79	6.61	8.74
0.20	21	0.755	115.42	152.94	5.77	7.65
0.30	16	0.803	93.54	116.53	4.68	5.83
0.40	34	0.701	173.53	247.62	8.68	12.38
0.50	52	0.649	245.74	378.72	12.29	18.94
0.60	80	0.647	376.97	582.64	18.85	29.13

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA P2

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato 1	24	0.40	24	Gibbs & Holtz 1957	62.01
Strato 2	78	0.60	78	Gibbs & Holtz 1957	95.94

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	24	0.40	24	Peck-Hanson-Thornburn-Meyershof 1956	33.86
Strato 2	78	0.60	78	Peck-Hanson-Thornburn-Meyershof 1956	49.29

Modulo di Young

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato 1	24	0.40	24	Bowles (1982) Sabbia Media	195.00
Strato 2	78	0.60	78	Bowles (1982) Sabbia Media	465.00

Modulo Edometrico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	24	0.40	24	Begemann 1974 (Ghiaia con	76.76



				sabbia)	
Strato 2	78	0.60	78	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	187.68

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato 1	24	0.40	24	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATA-MENTE AD-DENSATO
Strato 2	78	0.60	78	Classificazione A.G.I. 1977	MOLTO AD-DENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m ³)
Strato 1	24	0.40	24	Meyerhof ed altri	2.06
Strato 2	78	0.60	78	Meyerhof ed altri	2.50

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m ³)
Strato 1	24	0.40	24	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.47
Strato 2	78	0.60	78	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato 1	24	0.40	24	(A.G.I.)	0.31
Strato 2	78	0.60	78	(A.G.I.)	0.19

Modulo di deformazione a taglio dinamico

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 1	24	0.40	24	Ohsaki (Sabbie pulite)	1289.18
Strato 2	78	0.60	78	Ohsaki (Sabbie pulite)	3903.75

Modulo di reazione Ko

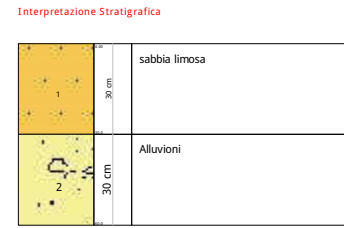
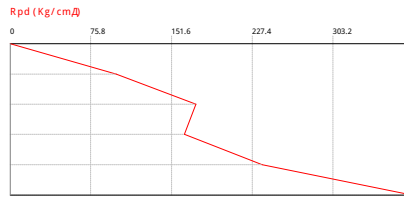
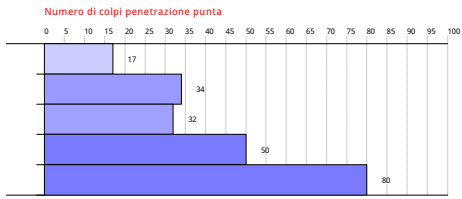
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko (Kg/cm ³)
Strato 1	24	0.40	24	Navfac 1971-1982	4.72
Strato 2	78	0.60	78	Navfac 1971-1982	11.93

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P1
Strumento utilizzato... Deep Drill DM30 5cmq

Committente: Dott. Geol. Simone Mancani
Cantiere: Impianto FTV
Localit': Decimoputzu

Data: 13/12/2023

Scala 1:25



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P2
Strumento utilizzato... Deep Drill DM30 5cmq

Committente: Dott. Geol. Simone Mancani
Cantiere: Impianto FTV
Località: Decimoputzu

Data: 13/12/2023

Scala 1:25

