

**Parco Eolico “Pizzu Boi”
Comune di Selegas e Guamaggiore (SU)**

Proponente



Sorgenia Renewables Srl
via Alessandro Algardi 4, Milano
P.IVA/CF: 10300050969
PEC: sorgenia.renewables@legalmail.it



RELAZIONE GEOTECNICA

Progettista



Tiemes Srl
Via R. Galli 9 – 20148 Milano
tel. 024983104/ fax. 0249631510
www.tiemes.it

Rev.	Data emiss	Descrizione	Preparato	Approvato		
1	03/03/2023	Revisione 1	LDF	VDA		
0	31/07/2022	Prima emissione	LDF	VDA		
Origine File: 21056 SLG.PD.R.17.00 – Relazione geotecnica.doc	CODICE ELABORATO					
	Commessa	Proc.	Tipo doc	Num	Rev	
	21056	SLG	PD	R	17	01
Proprietà e diritti del presente documento sono riservati – la riproduzione è vietata / Ownership and copyright are reserved – reproduction is strictly forbidden						

INDICE

Premessa	3
Proponente	3
1 FONDAZIONI PARCO EOLICO	4
1.1 Caratteristiche tecniche aerogeneratori	4
1.2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	6
1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
1.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
1.4.1 Idrogeologia.....	10
1.4.2 Problematiche riscontrate	10
1.5 MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO.....	10
1.5.1 Modellazione geotecnica.....	10
1.5.2 Pericolosità sismica.....	10
1.6 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	12
1.7 VERIFICHE DI SICUREZZA.....	12
1.7.1 Carico limite per i pali.....	12
1.7.2 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato	15
1.7.3 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati	16
2 FONDAZIONI PLATEA SOTTOSTAZIONE ELETTRICA UTENTE (SSE)	21
2.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	21
2.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	21
2.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	22
2.3.1 Caratterizzazione geotecnica.....	22
2.3.2 Idrogeologia.....	23
2.3.3 Problematiche riscontrate	23
2.4 MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO.....	23
2.4.1 Modellazione geotecnica.....	23
2.4.2 Pericolosità sismica.....	23
2.5 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	25
2.6 VERIFICHE DI SICUREZZA.....	25
2.6.1 Carico limite fondazioni dirette	26
2.6.2 Correzione per fondazione tipo piastra	29
2.6.3 Calcolo del carico limite in condizioni non drenate	29
2.6.4 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma.....	29

Premessa

La società Sorgenia Renewables Srl, d'ora in avanti il proponente, intende realizzare un impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica nella provincia del Sud Sardegna, in agro dei comuni di Selegas e Guamaggiore.

L'impianto, denominato parco eolico "Pizzu Boi", sarà costituito da 9 aerogeneratori di potenza unitaria nominale fino a 6 MW, per una potenza installata complessiva fino a 54 MW.

Data la potenza dell'impianto, superiore ai 10.000 kW, il servizio di connessione sarà erogato in alta tensione (AT), ai sensi della Deliberazione dell'Autorità per l'energia elettrica e il gas 23 luglio 2008 n.99 e s.m.i.

Gli aerogeneratori forniscono energia elettrica in bassa tensione (690V) e sono pertanto dotati di un trasformatore MT/BT ciascuno, alloggiato all'interno dell'aerogeneratore stesso e in grado di elevare la tensione a quella della rete del parco. La rete del parco è costituita da un cavidotto interrato in media tensione (30kV), tramite il quale l'energia elettrica viene convogliata dagli aerogeneratori alla sottostazione elettrica (SSE) di trasformazione AT/MT di proprietà del proponente che sarà collegata in antenna ad una nuova stazione elettrica (SE) di smistamento a 380/150/36 kV della RTN, da inserirsi in modalità entra-esce sulla linea a 380 kV "Ittiri-Selargius" (nel seguito "nuova SE").

I progetti del tipo in esame rispondono a finalità di interesse pubblico (riduzione dei gas ad effetto serra, risparmio di fonti fossili scarse ed importate) ed in quanto tali sono indifferibili ed urgenti, come stabilito dalla legge 1° giugno 2002, n. 120, concernente "Ratifica ed esecuzione del Protocollo di Kyoto alla Convenzione quadro delle Nazioni Unite sui cambiamenti climatici, fatto a Kyoto l'11 dicembre 1997" e dal D.Lgs. 29 dicembre 2003, n.387 "Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità" e s.m.i..

L'utilizzo di fonti rinnovabili comporta infatti beneficio a livello ambientale, in termini di tonnellate equivalenti di petrolio (TEP) risparmiate e mancate emissioni di gas serra, polveri e inquinanti. Per il progetto in esame si stima una producibilità del parco eolico superiore a 175 GWh/anno, che consente di risparmiare almeno 32'720 TEP/anno (*fonte ARERA: 0,187 TEP/MWh*) e di evitare almeno 86'415 ton/anno di emissioni di CO₂ (*fonte ISPRA,2020: 493,80 gCO₂/kWh*).

Proponente

Il soggetto proponente del progetto in esame è Sorgenia Renewables S.r.l., interamente parte del gruppo Sorgenia Spa, uno dei maggiori operatori energetici italiani. Il Gruppo è attivo nella produzione di energia elettrica con oltre 4'750 MW di capacità di generazione installata e oltre 400'000 clienti in fornitura in tutta Italia. Efficienza energetica e attenzione all'ambiente sono le linee guida della sua crescita. Il parco di generazione, distribuito su tutto il territorio nazionale, è costituito dai più avanzati impianti a ciclo combinato e da impianti a fonte rinnovabile, per una capacità di circa 370 MW tra biomassa ed eolico. Nell'ambito delle energie rinnovabili, il Gruppo, nel corso della sua storia, ha anche sviluppato, realizzato e gestito impianti di tipo fotovoltaico (ca. 24 MW), ed idroelettrico (ca.33 MW). In quest'ultimo settore, Sorgenia è attiva con oltre 75 MW di potenza installata gestita tramite la società Tirreno Power, detenuta al 50%. Il Gruppo Sorgenia, tramite le sue controllate, fra le quali Sorgenia Renewables S.r.l., è attualmente impegnata nello sviluppo di un importante portafoglio di progetti rinnovabili di tipo eolico, fotovoltaico, biometano, geotermico ed idroelettrico, caratterizzati dall'impiego delle Best Available Technologies nel pieno rispetto dell'ambiente.

1 FONDAZIONI PARCO EOLICO

1.1 Caratteristiche tecniche aerogeneratori

Da un'attenta analisi delle caratteristiche anemologiche del sito, della viabilità per il trasporto nonché delle tipologie di generatori eolici presenti sul mercato è emerso che l'area ben si presta ad ospitare aerogeneratori della taglia di circa 6.0 MWe.

Ad oggi il mercato delle turbine eoliche è caratterizzato da un discreto numero di costruttori che realizzano aerogeneratori della taglia sopra indicata e questo porta ad un livello di concorrenza sullo stato d'avanzamento della tecnologia e sulle garanzie di funzionamento degli stessi.

Pertanto la scelta del costruttore e della tipologia di aerogeneratore da installare nel parco eolico avverrà al termine dell'iter autorizzativo in seguito ad una gara tra i diversi produttori di aerogeneratori presenti oggi sul mercato sulla base dei seguenti aspetti:

- producibilità garantita dal produttore degli aerogeneratori sulla base dei dati anemometrici registrati nel periodo di tempo compreso tra l'installazione dell'anemometro e l'ottenimento delle autorizzazioni amministrative;
- caratteristiche anemologiche del sito, in particolare per quanto riguarda la turbolenza;
- affidabilità delle componenti dell'aerogeneratore e garanzie del produttore;
- disponibilità delle macchine nel mercato e tempi di consegna;
- rumorosità delle macchine;
- costo complessivo.

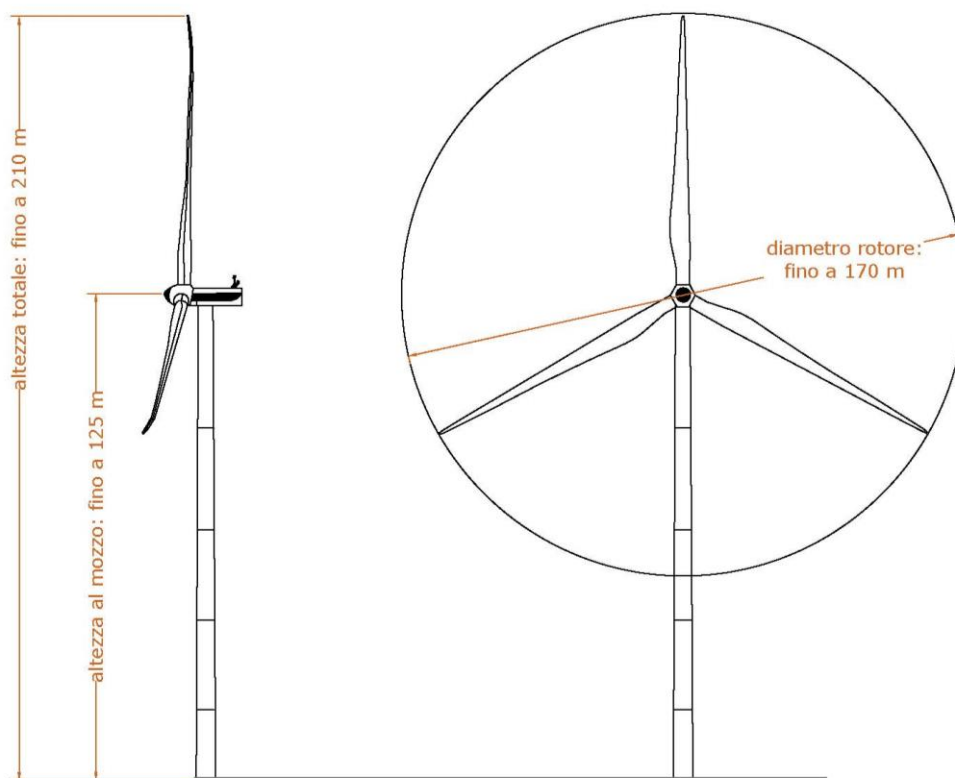
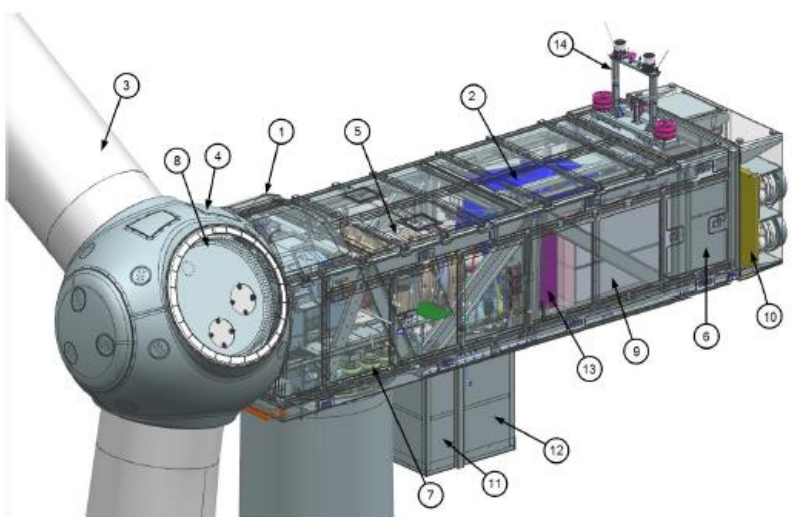
Per quanto riguarda i 9 aerogeneratori, ciascuno di essi, è costituito da:

- una turbina di diametro massimo di 170 m con 3 pale ad inclinazione variabile, calettate sul mozzo;
- una torre, di altezza massima di 125,0 m, cava all'interno, dotata di scala e di ascensore di servizio interno per l'accesso alla navicella, e contenente il trasformatore di tensione della corrente prodotta a bassa tensione (690 V) dall'alternatore connesso alla turbina;
- una navicella, contenente, al suo interno:
 - un cuscinetto di sostegno del mozzo,
 - un sistema di controllo dell'inclinazione delle pale e dell'imbardata in funzione della velocità del vento,
 - un moltiplicatore di giri, che consente di trasformare la bassa velocità di rotazione della turbina nella velocità necessaria a far funzionare l'alternatore,
 - un alternatore, che trasforma l'energia meccanica in energia elettrica.

RELAZIONE GEOTECNICA

Item	Description
1	Canopy
2	Generator
3	Blades
4	Spinner/hub
5	Gearbox
6	Control panel

Item	Description
7	Yaw gear
8	Blade bearing
9	Converter
10	Cooling
11	Transformer
12	Stator cabinet.
13	Front Control Cabinet
14	Aviation structure



Nella tabella riportata di seguito vengono indicate le più importanti caratteristiche tecniche dell'aerogeneratore di grande taglia scelto come riferimento di progetto, ovvero il modello SG170 da 6.0 MW della Siemens Gamesa.

RELAZIONE GEOTECNICA

Produttore		Siemens Gamesa
Modello		SG 170
Potenza	kW	6000
Velocità di avvio (cut in)	m/s	3
Velocità massima potenza	m/s	11.0
Velocità di arresto (cut out)	m/s	25
Velocità di rotazione	rpm	8.8
Numero di pale	n°	3
Altezza della torre	m	125
Diametro del rotore	m	170
Area spazzata dal rotore	m ²	22692
Classe	IEC	IEC IIIA/IIIB

Il rotore è posto sopravento rispetto alla torre. Il generatore è equipaggiato con un sistema che permette di regolare l'angolo di calettamento e la coppia delle pale in funzione della velocità del vento in modo da massimizzare la potenza erogabile dall'aerogeneratore stesso e minimizzare gli sforzi sulle pale e il livello di rumorosità. Le pale sono costruite di componenti pultrusi di fibra di vetro e carbonio, e sono fissate al mozzo utilizzando giunti in acciai speciali.

L'albero di trasmissione, supportato da alcuni cuscinetti, è collegato tramite l'adattatore di giri al generatore, che trasforma l'energia meccanica in energia elettrica; questi componenti sono contenuti nella navicella, insieme ad altri elementi di minore dimensione, come il freno di sicurezza ed i refrigeratori per l'olio del generatore e l'olio del moltiplicatore di giri.

La navicella è posta all'estremità della torre e collegata ad essa su un cuscinetto che consente il movimento rotatorio della navicella per l'orientamento controvento. Il cuscinetto è munito di freni per il controllo dell'imbardata.

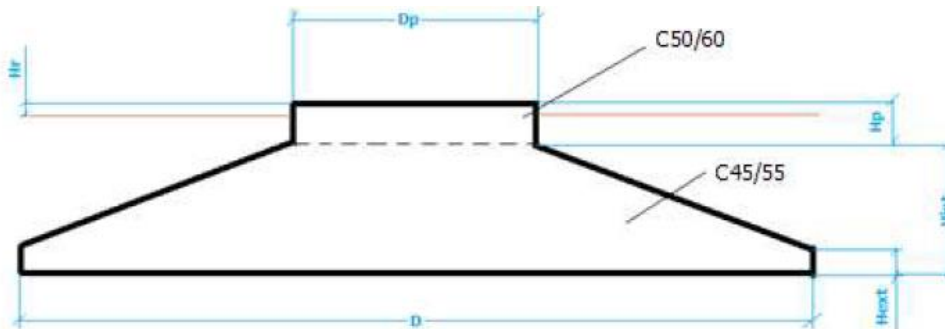
Tutte le funzioni del generatore sono controllate da un microprocessore che, sulla base delle informazioni ricevute da sensori che trasmettono la velocità e la direzione del vento, la pressione e la densità dell'aria, aziona i componenti di controllo (principalmente il motore per la rotazione della navicella, il servomotore per la variazione dell'inclinazione delle pale e i freni).

1.2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le fondazioni in cemento armato verranno progettate dal fornitore degli aerogeneratori in fase di stesura del progetto esecutivo sulla base di ulteriori indagini geologiche e delle caratteristiche della macchina effettivamente scelta.

Nella figura seguente è riportato il tipico della fondazione con le caratteristiche dimensionali suggerite dal produttore della macchina. Tuttavia, le dimensioni fanno riferimento a macchine con altezza leggermente inferiore (115 metri) rispetto a quelle in progetto (125 metri). Al fine di aumentare i margini di sicurezza e considerare quindi le maggiori dimensioni dell'impianto da installare, i parametri dimensionali forniti dal produttore sono stati in via cautelativa maggiorati aumentando il diametro esterno D a 26m; restano invariati gli altri valori in quanto meno incidenti (anche a seguito di valutazioni su schede tecniche di impianti di varia altezza).

RELAZIONE GEOTECNICA



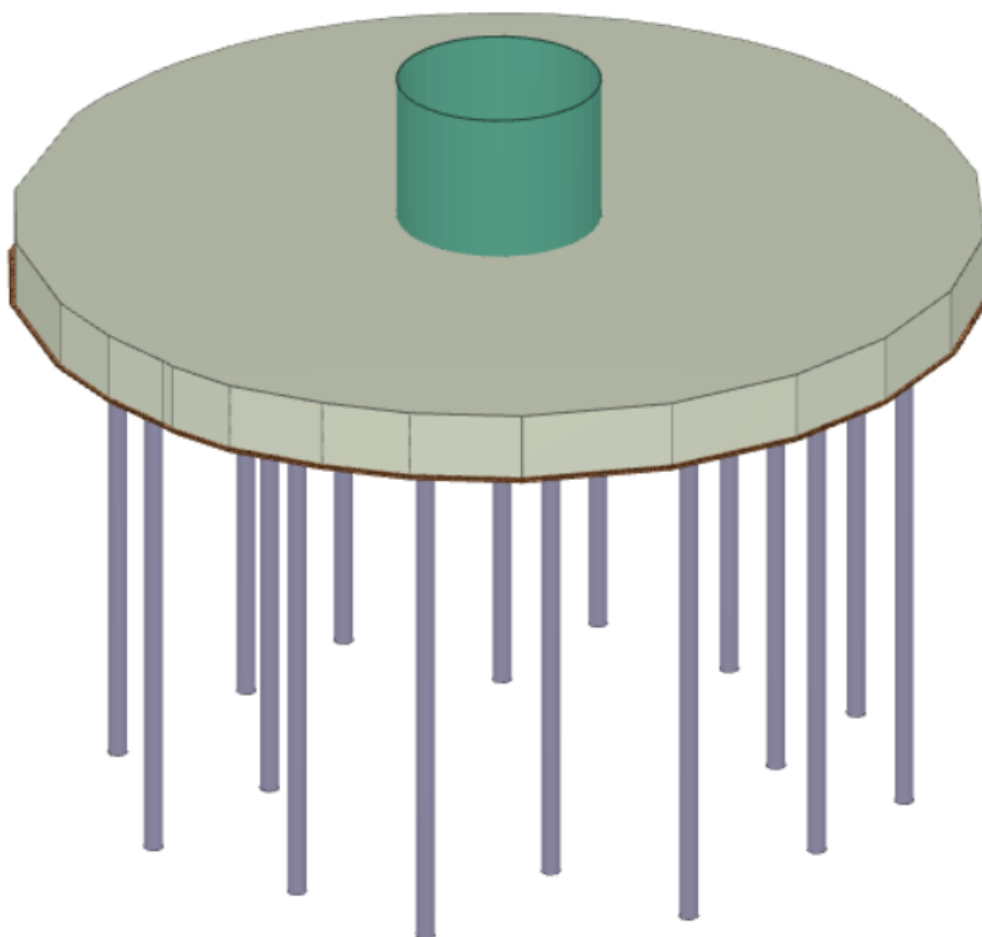
D [m]	23.4
H _{ext} [m]	0.5
H _{int} [m]	3.5
D _p [m]	6.0
H _p [m]	0.6
H _r [m]	0.1

Per esigenze di modellazione agli elementi finiti è stato schematizzato un elemento platea in c.a. interamente di calcestruzzo classe C 40/50 (cautelativo) costituito da una serie di spezzate che ricreano la sezione circolare; viene inoltre indicato un pilastro avente funzione di primo "pezzo" del corpo torre, al solo scopo di trasmettere correttamente i carichi alla platea. Inoltre data la tipologia di terreno di fondazione sono stati aggiunti n. 16 pali gettati in opera lunghezza 15m cadauno diametro 50cm.

Di seguito una rappresentazione della modellazione:

NOTA: In questa sede si è ritenuto necessario adottare fondazioni profonde (pali trivellati) e i carichi oggetto di verifica sono sopportati da questi e dalla platea; si rimanda alla fase di progettazione esecutiva (a seguito di approfondimenti geologici) la verifica di quanto ipotizzato e l'eventuale adozione di altre soluzioni, anche sulla base del macchinario effettivamente installato e quindi di cui alle azioni reali trasmesse.

NB: SI SPECIFICA CHE DATA L'ESTENSIONE DELL'INTERVENTO SONO STATI INDIVIDUATI DIFFERENTI VALORI DI "Categoria sismica" E "Coefficiente di amplificazione topografica", RELATIVAMENTE AI QUALI CAUTELATIVAMENTE SONO STATI CONSIDERATI NEL CALCOLO I PARAMETRI PIU' PUNITIVI.



1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

RELAZIONE GEOTECNICA

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

1.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, sono stati estrapolati i principali parametri geotecnici utili alla progettazione dell'opera.

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame sono stati considerati i parametri geotecnici riportati all'interno relazione geologica.

TERRENI

N _{TRN}	γ _T [N/m ³]	K1			φ [°]	c _u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E _d [N/mm ²]	E _{cu} [N/mm ²]	A _{S-B}	ST_P
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
		[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]							
Terreno Pizzu Boi - strato B											
T001	17.000	20	20	60	18	0,025	0,000	4	4	0,750	NO
Terreno Pizzu Boi - strato C											
T002	19.000	20	20	60	21	0,035	0,000	4	4	0,750	NO
Terreno Pizzu Boi - strato D											
T003	20.500	100	100	1000	30	0,250	0,000	1.100	1	0,000	NO

LEGENDA:

- N_{TRN}** Numero identificativo del terreno.
- γ_T** Peso specifico del terreno.
- K1** Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_{1X}), Y (K_{1Y}), e Z (K_{1Z}).
- φ** Angolo di attrito del terreno.
- c_u** Coesione non drenata.
- c'** Coesione efficace.
- E_d** Modulo edometrico.
- E_{cu}** Modulo elastico in condizione non drenate.
- A_{S-B}** Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
- ST_P** [S]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i [m]	Q _f [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie
					ΔEd
[S002]-Stratigrafia Terreno Pizzu Boi					
T001	0,00	-1,50	incoerente	sciolto	lineare
T002	-1,50	-3,50	incoerente	denso	lineare
T003	-3,50	INF	coerente	denso	lineare

LEGENDA:

- N_{TRN}** Numero identificativo della stratigrafia.
- Q_i** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
- Q_f** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
- Cmp. S.** Comportamento dello strato.
- S.**
- Add** Addensamento dello strato.
- ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato, } i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato, } i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

1.4.1 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato.

1.4.2 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

1.5 MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le analisi effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($C_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

1.5.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

1.5.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	-	ND	ca	X Y	- -	S	N	B	SI	SI	5

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica è assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.

NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.

CD Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.

MP Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.

Dir Direzione del sisma.

TS Tipologia della struttura:

Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;

RELAZIONE GEOTECNICA

- Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir_{Temp}** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Dir	q'	q	q ₀	K _R	Fattori di comportamento	
					α _u /α ₁	k _w
X	-	1,500	3,00	-	1,00	-
Y	-	1,500	3,00	-	1,00	-
Z	-	1,000	-	-	-	-

LEGENDA:

- q'** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
- q₀** Valore di base (comprensivo di k_w).
- K_R** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
- α_u/α₁** Rapporto di sovrarresistenza.
- k_w** Fattore di riduzione di q₀.

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	F _v	T* _c	T _B	T _c	T _D
			S _s	C _c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0186	1,200	1,426	2,610	0,481	0,273	0,130	0,389	1,674
SLD	50	0,0235	1,200	1,403	2,670	0,553	0,296	0,138	0,415	1,694
SLV	475	0,0500	1,200	1,365	2,880	0,869	0,340	0,155	0,464	1,800
SLC	975	0,0603	1,200	1,341	2,980	0,988	0,372	0,166	0,499	1,841

LEGENDA:

- T_r** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
- a_g/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.
- S_s** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- C_c** Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- F₀** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- F_v** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.
- T*_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_B** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
- T_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
- T_D** Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

CI Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	C _{Top}	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	39.569167	9.103056	234	T2	1,20

LEGENDA:

- CI Ed** Classe dell'edificio
- V_N** Vita nominale ([t] = anni).
- V_R** Periodo di riferimento. [t] = anni.
- Lat.** Latitudine geografica del sito.
- Long.** Longitudine geografica del sito.

RELAZIONE GEOTECNICA

- Q_g** Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
 Categoria topografica.
 T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.
 T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.
 T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
 T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

1.6 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati della relazione geologica.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni indirette di tipo a pali.

1.7 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.II del D.M. 2018.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

1.7.1 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale in compressione

RELAZIONE GEOTECNICA

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente), particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La **resistenza alla punta (P_p)** si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

- per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$;
- c è la coesione;

q è la pressione litostatica alla punta del palo.

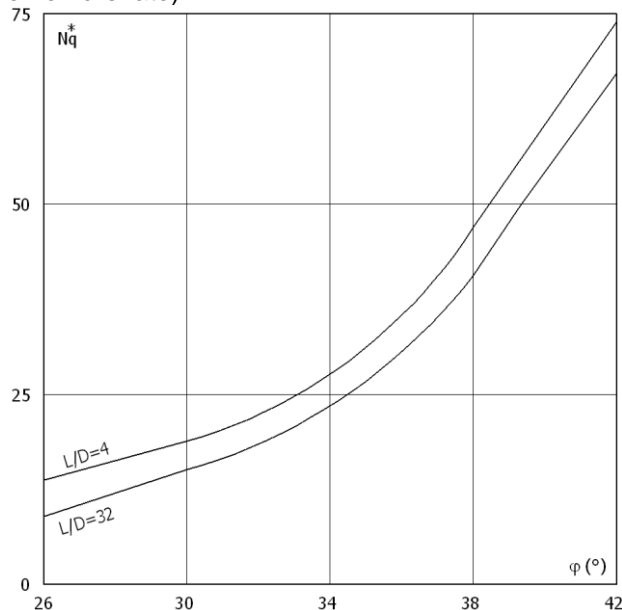
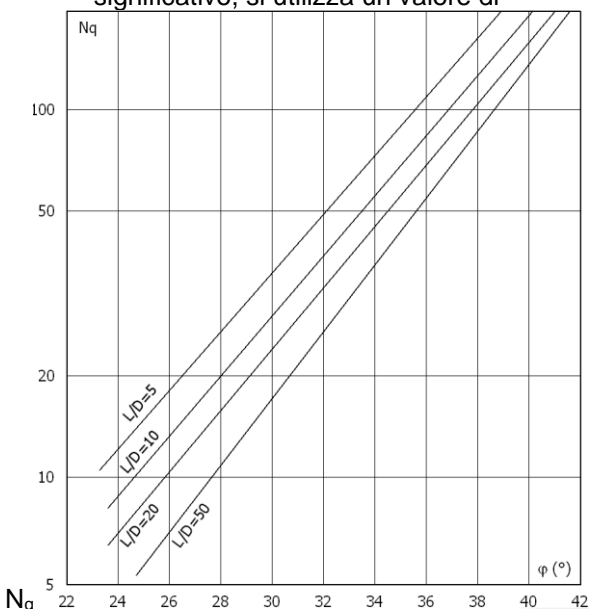
Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

In caso di condizioni:

- **drenate** si assume $c = c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive.
- **non drenate** si assume $q = q_{tot}$ (pressione totale), $c = c_u$ (coesione non drenata), $\phi = 0$ e $N_c = 9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

Vengono distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro (> 80 cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di



Per il calcolo della **resistenza laterale (P_l)** si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

RELAZIONE GEOTECNICA

in cui **s** è la somma di un termine di adesione **a** indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu,$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume $a = 0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ [con $\mu = \tan(\phi \cdot A)$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha \cdot c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del carico limite verticale in trazione

Nel caso di pali sollecitati a trazione, la resistenza allo sfilamento (T) viene calcolata con le formulazioni di Das-Seeley (per terreni coesivi), oppure Das-Rozendal (per terreni incoerenti):

$$T = T_L + T_B + W$$

dove:

T_L = resistenza allo sfilamento lungo il fusto;

T_B = resistenza allo sfilamento dovuto allo svasamento della base;

W = peso del palo.

Nel caso di *stratigrafie* di terreni, viene calcolato il contributo di ogni strato interessato dal palo, sia esso coesivo o incoerente. In caso di alternanza di terreni sciolti e terreni densi verrà fatta una media pesata della densità relativa di ogni strato. caso sia presente una *falda*, si procede nel seguente modo:

per terreni coesivi: all'aumentare del livello della falda si ha un incremento dello sforzo normale di trazione dovuto alla sotto-spinta idrostatica (o effetto di *galleggiamento*) del palo immerso in acqua. La resistenza dovuta alla coesione invece, non risente di alcun effetto;

per terreni incoerenti: all'aumentare del livello della falda, oltre ad avere un incremento dello sforzo normale di trazione dovuto alla sotto-spinta idrostatica, si ha anche una diminuzione della resistenza dovuta ad una minore pressione efficace lungo il fusto del palo, e di conseguenza una minore resistenza all'attrito. effetti delle *condizioni drenate oppure non drenate* dei terreni sono considerati nel seguente modo:

per terreni coesivi: si considera il contributo della coesione non drenata in condizioni non drenate, mentre si considera il contributo dell'eventuale attrito in condizioni drenate;

per terreni incoerenti: sono considerati sempre in condizioni drenate, quindi, ai fini della verifica a sfilamento, in condizioni drenate si fa riferimento solo al contributo dell'attrito, anche se il terreno ha una componente coesiva., qualora i pali abbiano un comportamento di gruppo (es. plinti su pali), per terreni coesivi, viene applicata una riduzione della resistenza, dovuta all'effetto di gruppo dei pali, tramite un coefficiente tabellare che dipende dalla forma (es. quadrata, rettangolare, ecc..) e dal numero di pali. Maggiore sarà il numero di pali e maggiore sarà la riduzione (cfr. De Simone).

N° Pali	Forma	Coefficiente
1	Quadrato	1
2	Rettangolare	0,94
3	Triangolare	0,87
4	Triangolare	0,83
4	Quadrato	0,82
5	Quadrato	0,8
5	Pentagono	0,82
6	Rettangolare	0,77

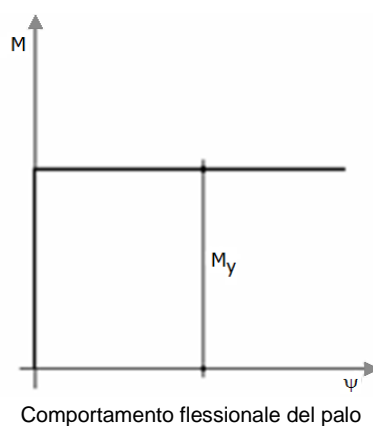
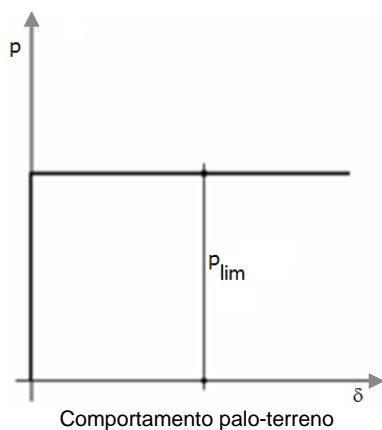
6	Pentagono	0,78
6	Esagonale	0,8
7	Esagonale	0,75
8	Quadrato	0,75
9	Quadrato	0,72

1.7.2 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

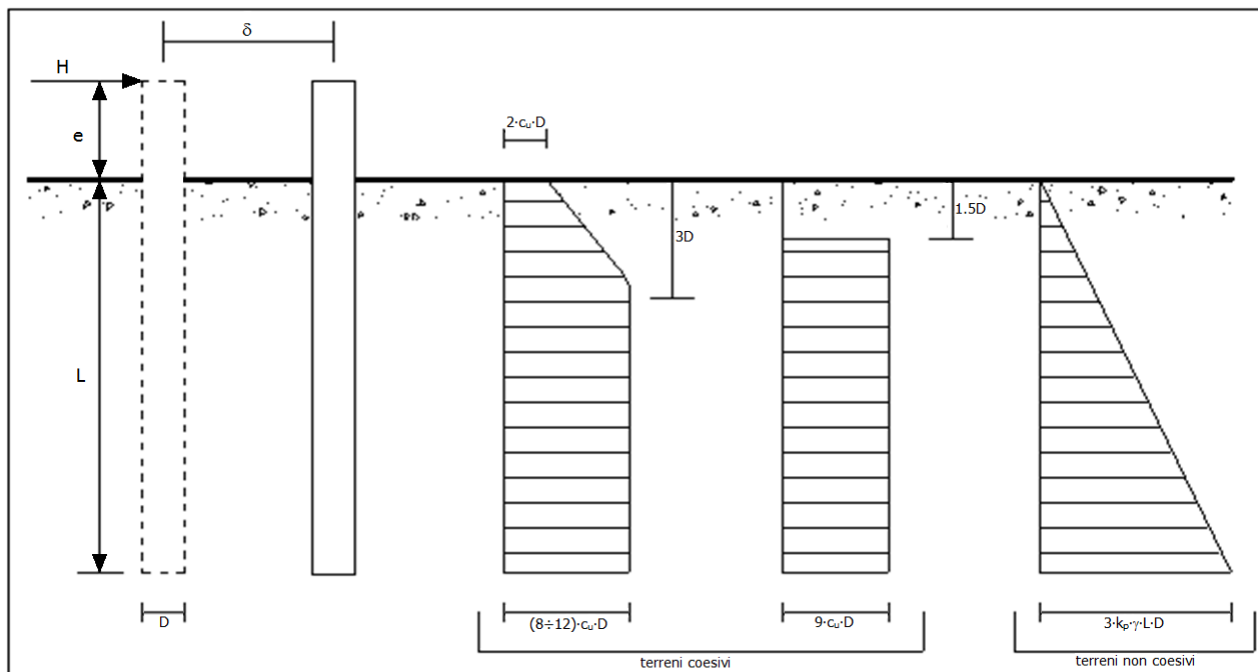
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno d'infessione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- **Palo corto** ⇒ (plasticizzazione terreno)
- **Palo intermedio** ⇒ (plasticizzazione palo)
- **Palo lungo**

Nel caso di *terreni non coesivi* ($c=0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p = 0$ (in testa) fino al valore $p = 3 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interrimento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Inoltre, un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per quanto riguarda i *terreni coesivi* la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2 \cdot c_u \cdot D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p = (8/12) \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1,5 \cdot D$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo M_p del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

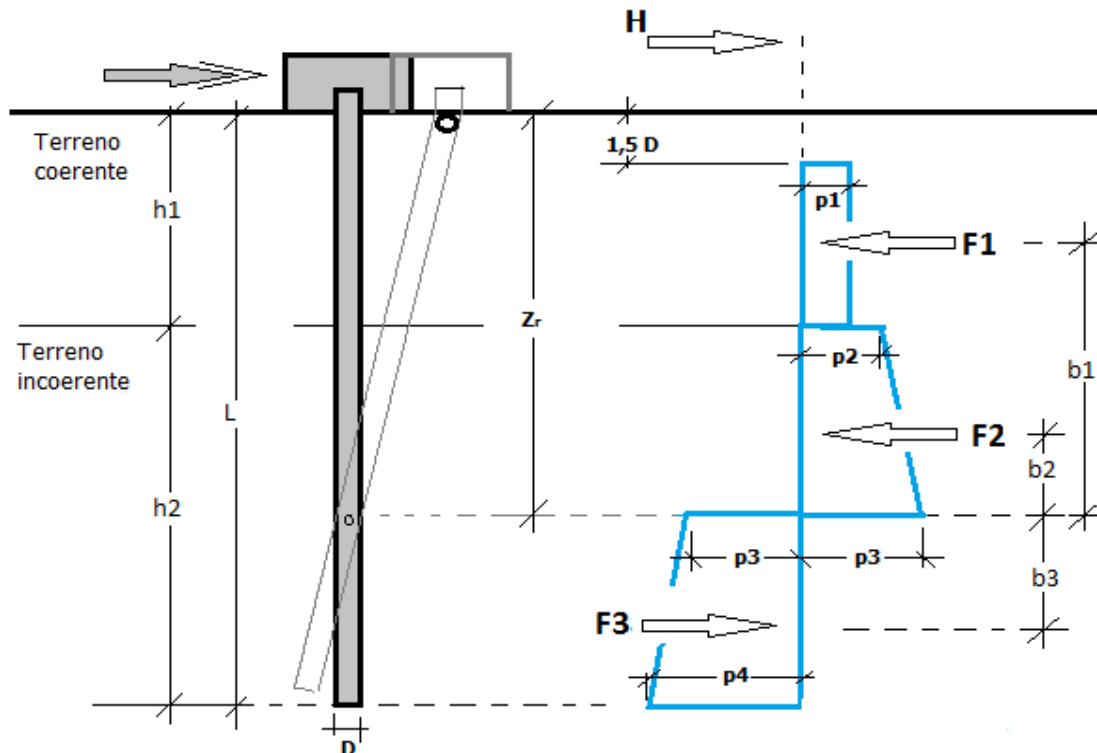
1.7.3 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati

La teoria di *Broms* è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di *Broms* viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno mostrato:

- **terreno coerente:** la resistenza laterale per unità di superficie p_i viene considerata costante, secondo l'ipotesi di *Broms*, a partire da una profondità pari ad $1,5 \cdot D$, ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a $1,5 \cdot D$. La resistenza p_i è indipendente dalla pressione litostatica.
- **terreno incoerente:** la resistenza laterale per unità di superficie p_i varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di *Broms*. La resistenza p_i è dipendente dalla pressione litostatica $\gamma \cdot z$, per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della

pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Nella fase di calcolo, si verifica se il meccanismo di rottura del palo, ipotizzato vincolato in testa (rotazione alla testa impedita) sia di:

– **Palo CORTO**

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot C_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

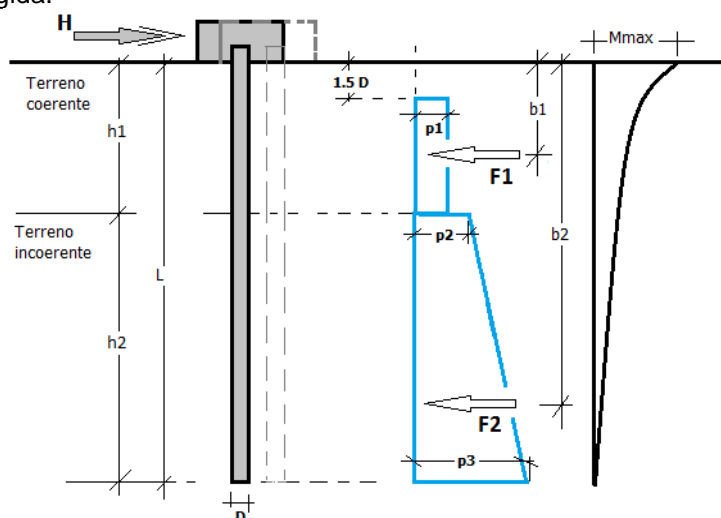
$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$ l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.



– **Palo INTERMEDIO**

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

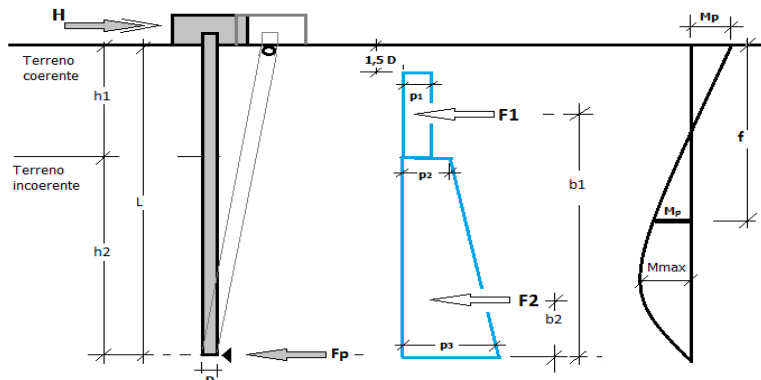
Applicando l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$$

si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo.

Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} < M_p$ l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.



– **Palo LUNGO**

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida. Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

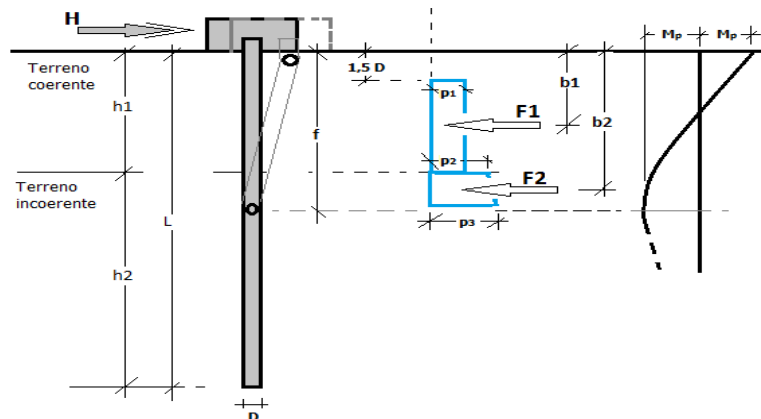
Applicando l'equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = F_1 + F_2$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica:

$$H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2M_p = 0$$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.



Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne Q_{Rd} , di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R , relativo all'approccio utilizzato.

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (cfr. D.M. 2018)

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	γ_R	R3	R3	R3
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

RELAZIONE GEOTECNICA

$$R_k = R_{cal}/\xi_3.$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cfr. D.M. 2018).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia $Q_{Ed,V} - Q_{Rd,V}$ e $Q_{Ed,O} - Q_{Rd,O}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

N.B: il valore del $Q_{Ed,V}$ rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si sottrae la differenza fra il peso del palo ed quello del volume di terreno occupato dal palo.

PALI - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE DEVIATA ALLO SLU (Fondazione)

Id _{PI}	Id _{ND}	N _{Ed} [N]	M _{Ed,X} [N-m]	M _{Ed,Y} [N-m]	CS	Pali - Verifiche a pressoflessione deviata allo SLU			
						N _u [N]	φ _s [mm]	n _s	φ _{As,st} [mm]
PALO5	00018	-1.891.465	-43.789	-34.134	1.08[V]	4.407.040	18	22	8
PALO15	00009	2.444.715	-50.917	-13.397	1.98[V]	2.577.813	14	6	8
PALO16	00008	189.962	19.691	-12.562	4.35[V]	2.577.813	14	6	8
PALO11	00007	2.205.137	20.723	-66.218	1.87[V]	2.577.813	14	6	8
PALO7	00006	2.819.738	-14.024	-56.241	1.04[V]	2.638.050	14	7	8
PALO2	00005	475.399	-19.252	-11.102	6.32[V]	2.577.813	14	6	8
PALO1	00004	-137.020	47.110	-16.845	1.15[V]	2.638.050	14	7	8
PALO6	00003	-980.970	24.919	-96.285	1.17[V]	3.809.591	18	16	8

LEGENDA:

- Id_{PI}** Identificativo del palo.
- Id_{ND}** Identificativo del nodo in testa al palo.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- N_u** Sforzo Normale Ultimo per compressione semplice.
- φ_s** Diametro delle barre di acciaio.
- n_s** Numero delle barre di acciaio.
- φ_{As,st}** Diametro delle staffe.
- N_{Ed}** Sollecitazioni di progetto.
- M_{Ed,X}**
- M_{Ed,Y}**

PALI - VERIFICHE A TAGLIO (Fondazione)

Id _{PI}	Id _{ND}	V _{Ed} [N]	CS	Pali - Verifiche a Taglio				A _{sw} [cm²/cm]	S _{Asw} [cm]	φ _{As,st} [mm]
				V _{Rcd}		V _{Rsd,s}				
				X	Y	X	Y			
PALO5	00018	166.551	1,75	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO9	00017	180.778	1,61	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO14	00016	183.048	1,59	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO13	00015	183.563	1,58	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO12	00014	181.748	1,60	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO8	00013	178.189	1,63	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO3	00012	165.742	1,75	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO4	00011	165.816	1,75	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO10	00010	178.361	1,63	503581	0	290819	0	0,07181	14	8
PALO15	00009	183.372	2,02	503581	0	370133	0	0,09139	11	8
PALO16	00008	183.424	2,02	503581	0	370133	0	0,09139	11	8
PALO11	00007	180.821	2,05	503581	0	370133	0	0,09139	11	8
PALO7	00006	173.257	2,14	503581	0	370133	0	0,09139	11	8
PALO2	00005	159.166	2,33	503581	0	370133	0	0,09139	11	8
PALO1	00004	158.275	2,34	503581	0	370133	0	0,09139	11	8
PALO6	00003	171.333	1,70	503581	0	290819	0	0,07181	14	8

LEGENDA:

- Id_{PI}** Identificativo del palo.
- Id_{ND}** Identificativo del nodo in testa al palo.
- V_{Ed}** Massima sollecitazione di taglio composta in funzione di V_{Ed,x}, V_{Ed,y} e dell'asse neutro.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- V_{Rcd}** Resistenza a taglio compressione del calcestruzzo.
- V_{Rsd,s}** Resistenza a taglio trazione delle staffe.
- A_{sw}** Area delle staffe per unità di lunghezza.
- S_{Asw}** Passo massimo staffe da normativa.
- φ_{As,st}** Diametro delle staffe.

RELAZIONE GEOTECNICA

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE ALLO SLD

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLD

IdPI/Pnt PI	IdNd,sup	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		Q _{Ed,Max,V,c}	Q _{Rd,V,c}	Q _{Rd,V,Pt}	Q _{Rd,V,Lt}	CS _{V,c}	Q _{Ed,Max,V,t}	Q _{Rd,V,t}	CS _{V,t}	Q _{Ed,O}	Q _{Rd,O}	M _{max,O}	T.R.	Z _{c,pls}	CS _O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N-m]		[m]	
PALO1 2	00014	1.797.444	1.976.796	889.013	1.087.78 3	1,10	0	1.466.8 54	-	166	697.123	152672 8	Palo Lungo	2,77	NS
PALO3	00012	1.699.437	1.976.796	889.013	1.087.78 3	1,16	0	1.466.8 54	-	159	575.298	118947 6	Palo Lungo	2,55	NS
PALO1 0	00010	480.136	1.976.796	889.013	1.087.78 3	4,12	0	1.466.8 54	-	160	483.175	953399	Palo Lungo	2,38	NS
PALO1 5	00009	1.393.229	1.976.796	889.013	1.087.78 3	1,42	0	1.466.8 54	-	166	58.596	76276	Palo Lungo	1,59	NS
PALO1 6	00008	1.363.562	1.976.796	889.013	1.087.78 3	1,45	0	1.466.8 54	-	167	58.596	76276	Palo Lungo	1,59	NS
PALO1 1	00007	1.183.064	1.976.796	889.013	1.087.78 3	1,67	0	1.466.8 54	-	166	58.596	76276	Palo Lungo	1,59	NS
PALO7	00006	944.198	1.976.796	889.013	1.087.78 3	2,09	0	1.466.8 54	-	167	66.230	88989	Palo Lungo	1,61	NS
PALO2	00005	1.132.973	1.976.796	889.013	1.087.78 3	1,74	0	1.466.8 54	-	165	58.596	76276	Palo Lungo	1,59	NS
PALO1	00004	738.291	1.976.796	889.013	1.087.78 3	2,68	0	1.466.8 54	-	161	66.230	88989	Palo Lungo	1,61	NS
PALO6	00003	738.821	1.976.796	889.013	1.087.78 3	2,68	0	1.466.8 54	-	161	259.210	447521	Palo Lungo	1,96	NS

LEGENDA:

IdPI/Pnt PI	Identificativo del palo o del plinto su pali.
IdNd,sup	Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.
Q_{Rd,V,Pt}	Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.
Q_{Rd,V,Lt}	Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.
Q_{Ed,O}	Carico orizzontale di progetto.
Q_{Rd,O}	Resistenza di progetto orizzontale.
M_{max,O}	Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
T.R.	Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
Z_{c,pls}	Profondità della seconda cerniera plastica.
CS_O	Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
Q_{Ed,Max,V,c}	Carico verticale di progetto massimo a compressione (c) ed a trazione (t).
Q_{Ed,Max,V,t}	Resistenza di progetto verticale a compressione (c) ed a trazione (t).
CS_{V,c}	Coefficiente di sicurezza per azioni verticali a compressione (c) ed a trazione (t). ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
CS_{V,t}	

2 FONDAZIONI PLATEA SOTTOSTAZIONE ELETTRICA UTENTE (SSE)

2.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Di seguito si riporta la relazione geotecnica della fondazione a platea dimensioni sp. 40cm relativo alla sottostazione, rimandando agli altri elaborati le strutture a servizio delle altre opere.

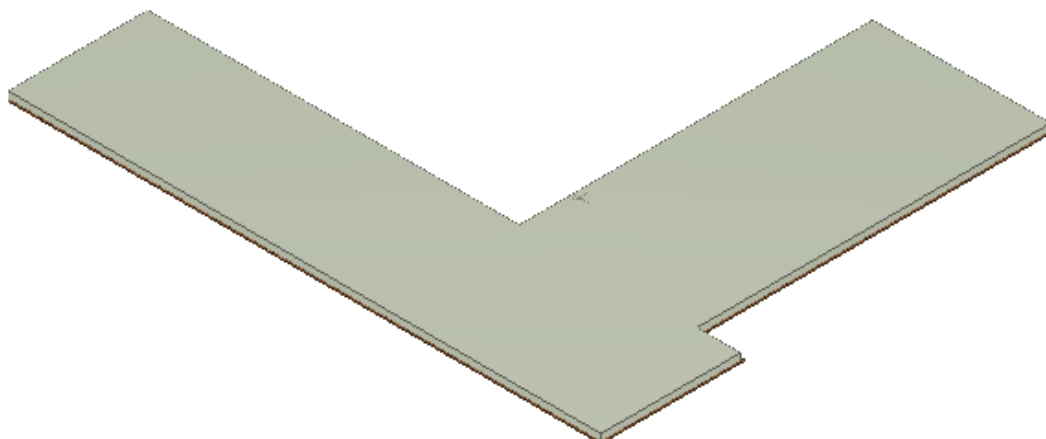
La presente relazione geotecnica riguarda la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

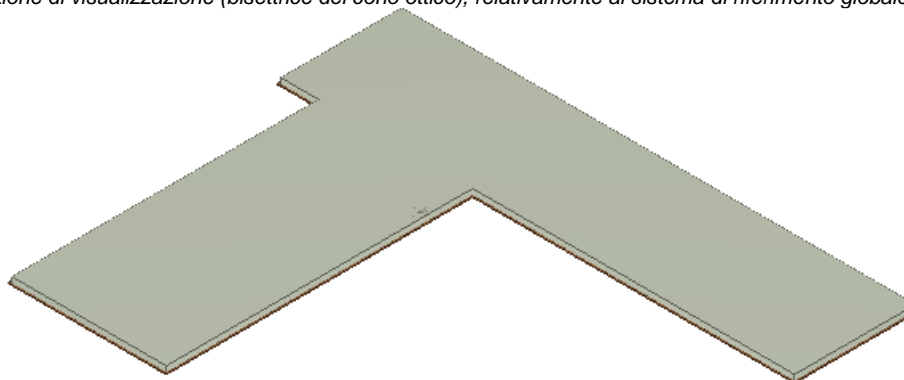
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



2.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

RELAZIONE GEOTECNICA

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

2.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, sono stati estrapolati i principali parametri geotecnici utili alla progettazione dell'opera.

2.3.1 Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame sono stati considerati i parametri geotecnici riportati all'interno relazione geologica.

TERRENI

N _{TRN}	γ _T	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	Terreni	
		K _{1x}	K _{1y}	K _{1z}						A _{S-B}	ST_P
	[N/m ²]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Terreno Pizzu Boi - strato B											
T001	17.000	20	20	60	18	0,025	0,000	4	4	0,750	NO

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
K₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1x}), Y (K _{1y}), e Z (K _{1z}).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c_u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E_d	Modulo edometrico.
E_{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
ST_P	[S]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

RELAZIONE GEOTECNICA

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

2.3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato.

2.3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

2.4 MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le analisi effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($C_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

2.4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

2.4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	-	ND	ca	X Y	- -	S	N	B	SI	SI	5

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.

NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.

RELAZIONE GEOTECNICA

- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- Eca** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir_{Tmp}** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Dir	q'	q	q ₀	K _R	Fattori di comportamento	
					α _u /α ₁	k _w
X	-	1,500	3,00	-	1,00	-
Y	-	1,500	3,00	-	1,00	-
Z	-	1,000	-	-	-	-

LEGENDA:

- q'** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
- q₀** Valore di base (comprensivo di k_w).
- K_R** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
- α_u/α₁** Rapporto di sovraresistenza.
- k_w** Fattore di riduzione di q₀.

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	F _v	T [*] _c	T _B	T _c	T _D
			S _s	C _c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0186	1,200	1,426	2,610	0,481	0,273	0,130	0,389	1,674
SLD	50	0,0235	1,200	1,403	2,670	0,553	0,296	0,138	0,415	1,694
SLV	475	0,0500	1,200	1,365	2,880	0,869	0,340	0,155	0,464	1,800
SLC	975	0,0603	1,200	1,341	2,980	0,988	0,372	0,166	0,499	1,841

LEGENDA:

- T_r** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
- a_g/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.
- S_s** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- C_c** Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- F₀** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- F_v** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.
- T^{*}_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_B** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
- T_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
- T_D** Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

RELAZIONE GEOTECNICA

CI Ed	V _N [t]	V _R [t]	Lat. [°ssdc]	Long. [°ssdc]	Q _g [m]	CTop	S _T
2	50	50	39.569167	9.103056	234	T2	1,20

LEGENDA:

CI Ed Classe dell'edificio

V_N Vita nominale ([t] = anni).

V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.

Lat. Latitudine geografica del sito.

Long. Longitudine geografica del sito.

Q_g Altitudine geografica del sito.

CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Categoria topografica.

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

2.5 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati della relazione geologica.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette.

2.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 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	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

2.6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione;
- B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);
- L = lunghezza della fondazione;
- γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;
- s, d, i, g, b, Ψ , r = coefficienti correttivi.

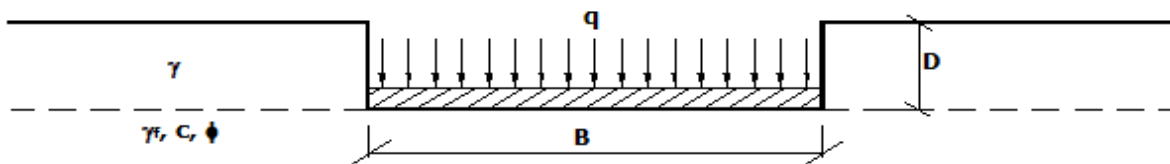
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione B};$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione L};$$

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)		Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	
$N_c = 2 + \pi$		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$	
$N_q = 1$		$N_q = K_p \cdot e \cdot \pi \cdot \tan \phi$	
$N_\gamma = 0$	se $\omega = 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	
$N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$	se $\omega \neq 0$		

dove:

RELAZIONE GEOTECNICA

$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^{2 \cdot K}$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ è parallela alla direzione trasversale della fondazione
se la forza H

$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ è parallela alla direzione longitudinale della fondazione
se la forza H

$m = m_\theta = Ml \cdot \cos 2\theta + Mb \cdot \sin 2\theta$ se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

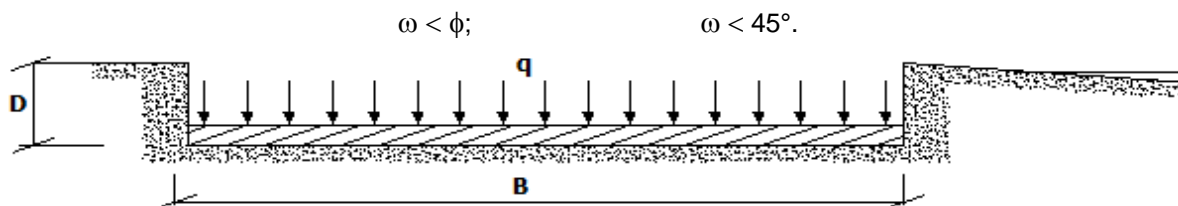
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

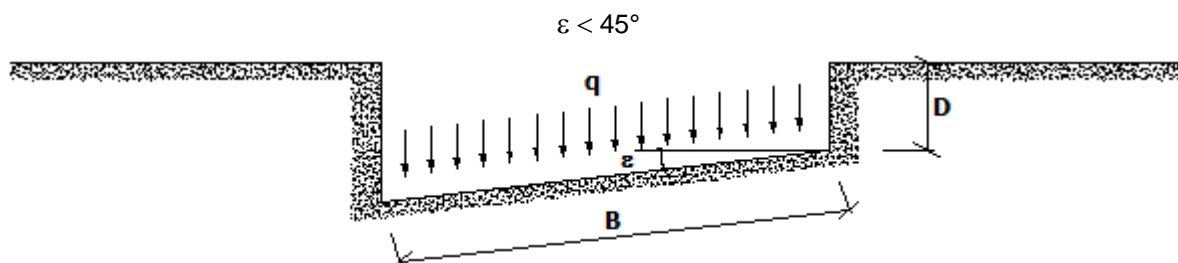


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);
 σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

2.6.2 Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_\gamma$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine " $B \cdot N_\gamma$ " è predominante.

2.6.3 Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

2.6.4 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

RELAZIONE GEOTECNICA

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot Z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot Z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

- Z_c, Z_q, Z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
- c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

2.6.4.1.1 <u>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</u>		
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale Z_c, Z_q, Z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ se $Z_c > 0$ altrimenti $Z_c = 0$
	$Z_\gamma = Z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $Z_\gamma = Z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

RELAZIONE GEOTECNICA

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "per N_q , per N_c e per N_γ ", relative ai "Coef. Cor. Terzaghi", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_{q,c} \cdot Z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_{c,c} \cdot Z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_{\gamma,c} \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot C_\gamma$$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU																
Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Platea 1	3,92	37,01	30,81	90,0 0	0,70	-	Coesivo	1,00	1,17	0,00	1,00	5,14	0,00	0,018	0,071	N O

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
L_{x/y} Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz} Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p.cmp} Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fid} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD																
Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Platea 1	6,63	37,01	30,81	90,0 0	0,70	-	Coesivo	1,00	1,17	0,00	1,00	5,14	0,00	0,014	0,090	N O

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.

RELAZIONE GEOTECNICA

CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
L_{X/Y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{P.cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fid}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzag	
hi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.
R_f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.