

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI BARI
COMUNE DI GRAVINA IN PUGLIA



AUTORIZZAZIONE UNICA EX D.LGS. 387/2003

Progetto Definitivo
Parco eolico "Monte Marano" e opere connesse

TITOLO ELABORATO

Relazione geotecnica

CODICE ELABORATO

COMMESSA	FASE	ELABORATO	REV.
F0433	A	R04	A

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione

SCALA

—

DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
luglio 2021	prima emissione	SCO	GDS	GMA

PROPONENTE

FRI-EL

FRI-EL S.p.A.
Piazza della Rotonda 2
00186 Roma (RM)
fri-elspa@legalmail.it
P. Iva 01652230218
Cod. Fisc. 07321020153

PROGETTAZIONE

**F4 ingegneria srl**
via Di Giura - Centro Direzionale, 85100 Potenza
Tel: +39 0971 1 944 797 - Fax: +39 0971 5 54 52
www.f4ingegneria.it - f4ingegneria@pec.it

Il Direttore Tecnico
(ing. Giuseppe Manzi)



 Società certificata secondo la norma UNI-EN ISO 9001:2015 per l'erogazione di servizi di ingegneria nei settori: civile, idraulica, acustica, energia, ambiente (settore IAF: 34).





Sommario

1 Premessa	3
2 Introduzione	4
3 Rischio idrogeologico e inquadramento geologico regionale	6
3.1 Geologia dell'area oggetto di studio	6
4 Idrogeologia ed idrologia	8
5 Indagini geognostiche	9
5.1 Indagine sismica - MASW	9
5.1.1 MASW 01	10
5.1.2 MASW 02	10
5.1.3 MASW 03	10
5.1.4 MASW 04	11
5.1.5 MASW 05	11
5.1.6 MASW 06	11
5.2 Indagine sismica - SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P E SH	11
5.2.1 Sism ST01	12
5.2.2 Sism ST02	12
5.2.3 Sism ST03	12
5.2.4 Sism ST04	13
5.2.5 Sism ST05	13
5.2.6 Sism ST06	13
5.3 Sondaggi meccanici consultati	14



6 Modellazione geotecnica	15
6.1 Scelta tipologica delle opere di fondazione	15
6.2 Caratterizzazione geotecnica	15
6.2.1 Sottostazione	15
6.2.2 Aerogeneratori	16
7 Verifiche di sicurezza	18
7.1 Carico limite fondazioni dirette	19
7.2 Calcolo dei cedimenti	24
7.3 Calcolo delle distorsioni angolari	25
7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa	25
7.5 Carico limite per i pali	26





1 Premessa

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica relativa alla realizzazione di un impianto per la produzione di energia elettrica da fonte eolica, denominato "Monte Marano", da realizzarsi nel territorio comunale di Gravina in Puglia, in provincia di Bari, da parte della società **FRI-EL SpA**, con sede legale in Piazza della Rotonda 2 00186 Roma, in qualità di proponente.

Il gruppo FRI-EL, attivo nel settore sin dal 2002, si colloca tra i principali produttori italiani di energia da fonte eolica grazie anche alla collaborazione con partner internazionali. Il gruppo dispone attualmente di 34 parchi eolici nel territorio italiano, un parco eolico in Bulgaria ed uno in Spagna, per una capacità complessiva installata di 950 MW. Inoltre, il gruppo FRI-EL opera in diversi settori; infatti, oltre ad essere azienda leader nel settore eolico, si colloca tra i primi produttori in Italia di energia prodotta dalla combustione di biogas di origine agricola. Il gruppo gestisce 21 impianti idroelettrici, un impianto a biomassa solida e una delle centrali termoelettriche a biomassa liquida più grandi d'Europa. Le attività e le principali competenze del gruppo comprendono tutte le fasi di progettazione, costruzione, produzione e vendita di energia elettrica da fonti rinnovabili, includendo l'analisi e la valutazione del paesaggio e il processo di approvazione.

Il progetto proposto ricade al punto 2 dell'elenco di cui all'allegato II alla Parte Seconda del d.lgs. n. 152/2006 e s.m.i., come modificato dal d.lgs. n. 104/2017, "*impianti eolici per la produzione di energia elettrica sulla terraferma con potenza complessiva superiore a 30 MW*", pertanto risulta soggetto al procedimento di Valutazione di Impatto Ambientale per il quale il Ministero della Transizione Ecologica di concerto con il Ministero della Cultura, svolge il ruolo di autorità competente in materia.

Nello specifico, è prevista l'installazione di dodici aerogeneratori, con relative opere civili, reti infrastrutturali ed elettriche e la realizzazione del cavidotto esterno destinato al trasporto dell'energia prodotta dal parco e di una nuova stazione di trasformazione MT/AT per la connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN). Il nuovo parco eolico, costituito da aerogeneratori di potenza unitaria pari a 6.2 MW, per una potenza complessiva di 74.4 MW, interesserà una fascia altimetrica compresa tra i 325 ed i 490 m s.l.m. nel settore nord occidentale del territorio comunale di Gravina in Puglia, destinata principalmente a colture foraggere e cerealicole stagionali che conferiscono al paesaggio caratteristiche di antropizzazione tali da non favorire processi di completa rinaturalizzazione. L'area del parco eolico ricade in zona classificata agricola (zona E) come desunto dallo strumento urbanistico del comune interessato (Piano regolatore generale (PRG) redatto nel 1989 ed approvato nel 1994).



2 Introduzione

Oggetto della presente relazione è lo studio dei terreni della sottostazione elettrica, ubicata come riportato in figura 1, in cui sono indicate anche le coordinate geografiche, e dei terreni interessati dall'installazione degli aerogeneratori ubicati come riportato in figura 2.

Tale studio verrà condotto sia dal punto di vista della situazione stratigrafica locale, sia dal punto di vista del comportamento geomeccanico, mediante l'analisi dei risultati ottenuti dalle indagini indirette eseguite nell'area.

Sulla base delle informazioni sui terreni così raccolte e su quelle riguardanti geometria e carichi delle diverse strutture in progetto all'interno della sottostazione e in riferimento agli aerogeneratori, sono qui valutate le tipologie di fondazione più adatte, sia in termini di capacità portante che di cedimenti attesi.

Il dimensionamento geotecnico delle opere è condotto in accordo all'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni (DM 17 Gennaio 2018) ed alla successiva Circolare Esplicativa del 21 gennaio 2019".

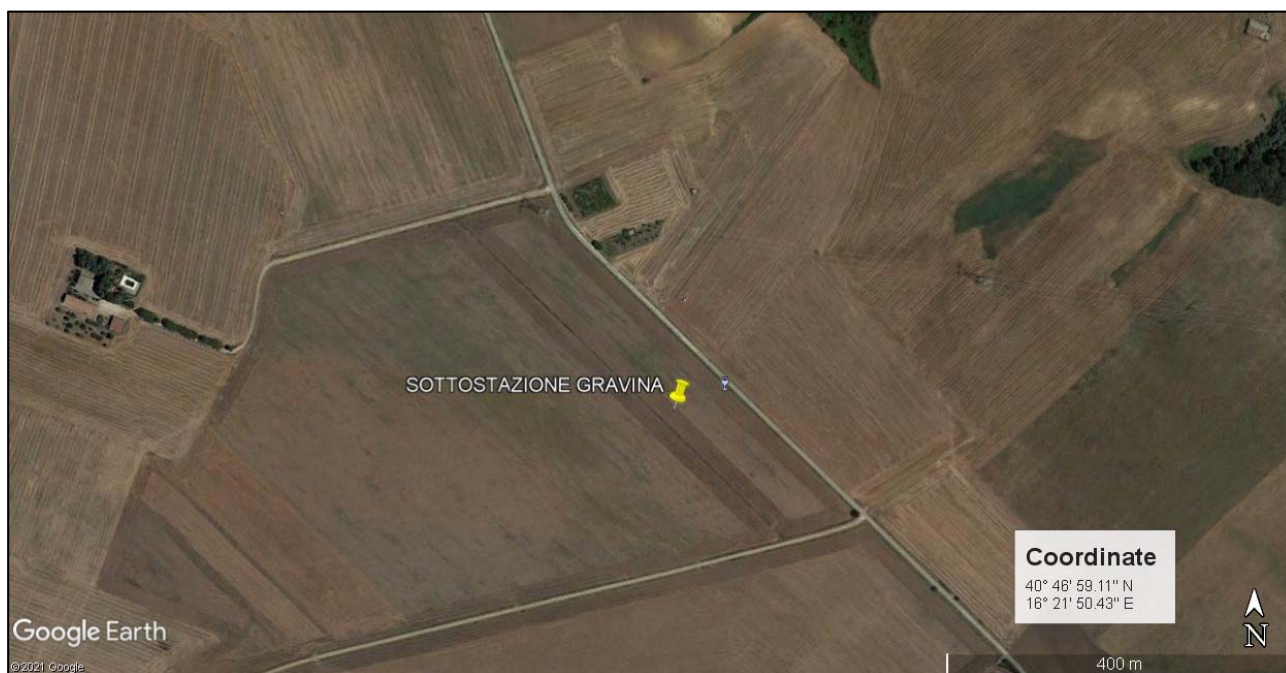


Figura 1: Ubicazione della S.E. su Ortofoto



Figura 2: Ubicazione aerogeneratori su Ortofoto



3 Rischio idrogeologico e inquadramento geologico regionale

Il piano stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico vigente, redatto ed adottato dall'Autorità di Bacino della Basilicata, riporta nella zona di stretto interesse varie aree a rischio idrogeologico di natura Geomorfológica (frane, erosione accelerata, smottamenti ecc.).

Tutti gli aerogeneratori sono ubicati in aree pianeggianti o a distanza di sicurezza da aree soggette a vincolo idrogeologico e aree soggette a verifica idrogeologica. Solo in tre punti il percorso del cavidotto incontra aree vincolate; due sono lungo la Strada Provinciale della "Valle Pentecchia", mentre uno è lungo il percorso per raggiungere l'aerogeneratore GIP8.

Per le prime due interferenze il cavidotto sarà realizzato lungo il tracciato stradale, l'ultimo tratto, invece, interesserà un'area a vincolo idrogeologico basso "R1" e sarà realizzata lungo il tracciato di una strada di progetto realizzata dalla stessa società FRI-EL per collegare un aerogeneratore costruito nel 2012.

A grande scala la regione può essere inquadrata, dal punto di vista geologico-strutturale, nell'ambito del sistema orogenico appenninico, riconoscibile nel settore dell'Italia meridionale che si estende dal margine tirrenico a quello adriatico.

I tre domini del sistema orogenico sono: la Catena rappresentata dall'Appennino Campano-Lucano, l'Avanfossa rappresentata dall'Avanfossa Adriatica e l'Avanpaese rappresentata dalla regione Apulo-Garganica.

Le caratteristiche geologiche, morfologiche e tettoniche attuali della regione, possono essere quindi interpretate come il risultato complessivo degli sconvolgimenti tettonici, che a più riprese, ma soprattutto nella fase miocenica/pleistocenica dell'orogenesi appenninica, hanno interessato le unità geologiche preesistenti, e della continua evoluzione paleogeografia che i tre domini del sistema orogenico appenninico, risultanti da tali sconvolgimenti, hanno subito nel tempo.

I modelli evolutivi proposti dai diversi autori, si presentano diversi tra loro nel fornire una spiegazione delle diverse fasi della genesi appenninica, è comunque ormai comunemente accettato che il sistema orogenico appenninico si sia formato a partire dall'Oligocene Superiore-Miocene inferiore, dal progressivo accavallamento da ovest verso est, dovuto a compressione, di unità stratigrafico-strutturali mesozoico-paleogeniche e di unità sinorogeniche di Avanfossa.

3.1 Geologia dell'area oggetto di studio

Nell'area oggetto di studio e nelle zone limitrofe affiorano, dal basso verso l'alto in ordine stratigrafico i seguenti litotipi:

- Argille di Gravina: Argille più o meno siltose o sabbiose di colore grigio-azzurro con fossili marini. Fanno seguito in concordanza di sedimentazione e a luoghi in eteropia di facies alle Calcareniti di Gravina sul lato murgiano e con i Sabbioni di Garaguso sul lato appenninico;
- Sabbie di Monte Marano: Sabbia limosa debolmente argillosa di colore giallastro a luoghi rossastra a granulometria medio fine, intercalati ad essa ci sono: livelli sparsi di arenaria con spessori da centimetraci a decimetrici di colore dal grigiastro al



giallastro; lenti ciottolose e conglomeratiche con spessori da decimetrici a metrici, i cui ciottoli si presentano di medie e grandi dimensioni, eterogenici, da sub-arrotondati ad appiattiti; livelli limoso-sabbiosi e infine, frequenti straterelli di calcare polverulento e concrezioni calcaree che si presentano nel complesso nodulari. Possiamo ascrivere questi sedimenti alla Formazione Geologica nota in lettura come Sabbie di Monte Marano;

- Sabbie dello Staturo: Sabbie fini quarzoso –micacee con lenti conglomeratiche a stratificazione incrociata. Mancano le concrezioni calcaree caratteristiche delle sabbie di monte marano di cui sono coese, ma presentano abbondanti miche che fanno pensare ad una deposizione alluvionale. Il loro spessore nella zona varia da una 15 di metri a qualche decimetro e sono sovrapposta a luoghi da conglomerati di sedimentazione continentale;
- Conglomerati poligenici immersi in scarsa matrice sabbiosa di colore rossastro con lenti di colore ocraceo;
- Nella Valle Pentecchia e lungo i tratti degli affluenti principali del Torrente Gravina di Matera affiorano i depositi alluvionali attuali e recenti composti da limi sabbiosi e sabbioso-argillosi rivenienti dall'erosione dei depositi plio-pleistocenici circostanti.





4 Idrogeologia ed idrologia

Le acque di precipitazione che raggiungono il suolo sono ripartite in aliquota di scorrimento superficiale, e d'infiltrazione nel sottosuolo, secondo il grado di permeabilità dei terreni affioranti.

Nel caso specifico della zona del Parco Eolico "Monte Marano" le caratteristiche granulometriche e litologiche degli strati superficiali permettono l'infiltrazione di acqua di precipitazione meteorica favorendo una circolazione di acqua nel sottosuolo, consentendo in tal modo l'accumulo di acqua di falda.

Tali accumuli si rinvengono solo dove affiorano terreni granulari dei depositi alluvionali i quali poggiano direttamente sulle argille grigio-azzurre impermeabili che fanno da letto alle falde.

Dai rilievi di superficie e dai dati di bibliografia è emerso che la falda acquifera che interessa i pianori di stretto interesse, si trova ad una profondità di circa 25.0 m ed è trattenuta alla base dalla formazione argillosa impermeabile.



5 Indagini geognostiche

L'indagine completa, estesa anche alle aree circostanti, è consistita in rilievi geologici e geomorfologici di superficie, in indagini geognostiche in sito sia eseguite direttamente sia consultate e nella verifica della pericolosità geologica, geomorfologica ed idrogeologica dell'area.

I parametri fisico meccanici dei terreni interessati dalle strutture in progetto sono stati ottenuti

dalle indagini indirette eseguite nell'area, quali:

- ✓ n. 9 Sondaggi Meccanici a Carotaggio Continuo con prelievo di campioni sottoposti ad analisi geotecniche di laboratorio.
- ✓ n. 6 stendimenti sismici a rifrazione eseguiti con tecnica MASW ubicati nell'area di sedime degli aerogeneratori in progetto.
- ✓ n.6 stendimenti sismici a rifrazione in Onde P e SH ubicati sempre nell'area di sedime degli aerogeneratori in progetto.

La campagna di indagini geognostiche è stata strutturata in relazione alla natura dei litotipi affioranti ed ha visto l'esecuzione di prove indirette che hanno interessato le aree di sedime degli aerogeneratori in progetto.

Le indagini indirette sono consistite in n. 6 Stendimenti sismici a Rifrazione eseguiti con tecnica MASW e altrettanti stendimenti eseguiti in Onde P e SH per la verifica stratigrafica dei primi metri di sottosuolo, inoltre, è stata consultata una campagna di indagini geognostica che la stessa società appaltante (Fri-El SpA) nel 2012 ha eseguito nell'area per la realizzazione di n. 24 aerogeneratori, attualmente in esercizio.

Di tale campagna geognostica sono stati presi in considerazione n. 9 Sondaggi Meccanici a Carotaggio Continuo con prelievo di campioni indisturbati sottoposti ad analisi geotecniche di laboratorio.

Di seguito, invece, si riporta una breve descrizione dei risultati ottenuti.

5.1 Indagine sismica - MASW

Tenendo conto delle caratteristiche geolitologiche dell'area indagata, l'indagine geognostica mediante sismica MASW si rileva particolarmente utile poiché consente di indagare in dettaglio i primi 30 metri dal piano campagna e fornisce utili informazioni sullo spessore e sulla consistenza dei litotipi presenti.

La correlazione con le altre indagini, eseguite nell'ambito della stessa campagna, consente inoltre di definire i rapporti di giacitura, ed i caratteri geotecnica di massima, degli stessi.

Tale indagine si è resa necessaria in ottemperanza all'Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 e del D.M. 17 Gennaio 2018, che attribuisce alle diverse località del Territorio Nazionale un valore di scuotimento sismico di riferimento espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo e propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo mediante cinque (A – B – C – D – E) categorie di suolo sulla base della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di terreno (V_{seq}).



Per tale ragione è stato applicato il metodo di prospezione sismica del tipo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) che attraverso lo studio delle Onde Superficiali registrate in campagna, permette di determinare la Vs nei primi 30 metri di profondità.

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 Vs.

Per ottenere un profilo Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

5.1.1 MASW 01

Per lo stendimento MASW01, il valore equivalente di VS calcolato pari a 443 m/sec, colloca i litotipi presenti nella Categoria di sottosuolo B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

5.1.2 MASW 02

Per lo stendimento MASW02, il valore equivalente di VS calcolato pari a 452 m/sec, colloca i litotipi presenti nella Categoria di sottosuolo B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

7.1.2 MASW.

5.1.3 MASW 03

Per lo stendimento MASW03, il valore equivalente di VS calcolato pari a 365 m/sec, colloca i litotipi presenti nella Categoria di sottosuolo B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.



5.1.4 MASW 04

Per lo stendimento MASW04, il valore equivalente di VS calcolato pari a 435 m/sec, colloca i litotipi presenti nella Categoria di sottosuolo B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

5.1.5 MASW 05

Per lo stendimento MASW05, il valore equivalente di VS calcolato pari a 363 m/sec, colloca i litotipi presenti nella Categoria di sottosuolo B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

5.1.6 MASW 06

Per lo stendimento MASW06, il valore equivalente di VS calcolato pari a 256 m/sec, colloca i litotipi presenti nella Categoria di sottosuolo 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.

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

5.2 Indagine sismica - SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P E SH

Tenendo conto delle caratteristiche geolitologiche dell'area indagata, l'indagine geognostica mediante sismica a rifrazione, utilizzando i parametri su indicati, si rileva particolarmente utile poiché consente di indagare in dettaglio i primi 15 metri dal piano campagna e fornisce utili informazioni a carattere areale sullo spessore e sulla consistenza dei litotipi presenti.

La correlazione con le altre indagini, eseguite nell'ambito della stessa campagna, consente inoltre di definire i rapporti di giacitura, ed i caratteri geotecnica di massima, degli stessi.

Le prospezioni sismiche a rifrazione sono tra le indagini geofisiche più diffuse ed utilizzate grazie all'elevato contenuto di informazioni che possono fornire sul sottosuolo, in alternativa o ad integrazione dei classici metodi di indagine diretta (perforazioni di sondaggio).

Il metodo consiste nel generare onde elastiche longitudinali in un punto del terreno e di rilevarne il loro arrivo in alti punti per poter ricostruire, attraverso lo studio dei percorsi e delle velocità, la disposizione geometrica dei litotipi presenti al di sotto della sezione indagata.

Di seguito sono descritti sinteticamente i risultati delle prove eseguite.



5.2.1 Sism ST01

Nel profilo sismico Sism ST01 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 419 m/sec per una profondità media di circa -2,30 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 902 m/sec per una profondità media di circa - 7,00 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, ben consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1212 m/sec sino a fine indagine (\approx -15 mt da pc).

5.2.2 Sism ST02

Nel profilo sismico Sism ST02 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 498 m/sec per una profondità media di circa -1,60 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 755 m/sec per una profondità media di circa - 7,80 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, ben consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1330 m/sec sino a fine indagine (\approx -15 mt da pc).

5.2.3 Sism ST03

Nel profilo sismico Sism ST03 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 507 m/sec per una profondità media di circa -1,80 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 923 m/sec per una profondità media di circa - 8,90 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1416 m/sec sino a fine indagine (\approx -15 mt da pc).



5.2.4 Sism ST04

Nel profilo sismico Sism ST04 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 523 m/sec per una profondità media di circa -1,80 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 826 m/sec per una profondità media di circa - 8,60 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1119 m/sec sino a fine indagine (\approx -15 mt da pc).

5.2.5 Sism ST05

Nel profilo sismico Sism ST05 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 381 m/sec per una profondità media di circa -2,00 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1064 m/sec per una profondità media di circa - 7,20 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1434 m/sec sino a fine indagine (\approx -15 mt da pc).

5.2.6 Sism ST06

Nel profilo sismico Sism ST06 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 302 m/sec per una profondità media di circa -2,60 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1033 m/sec per una profondità media di circa - 7,60 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1475 m/sec sino a fine indagine (\approx -15 mt da pc).



5.3 Sondaggi meccanici consultati

Nel 2012 la società appaltante FRI-EL S.p.A. ha fatto eseguire, per la realizzazione di un parco eolico nella stessa area di stretto interesse, una campagna di indagini geognostiche composta da n. 23 sondaggi geognostici eseguiti a carotaggio continuo con prelievo di campioni sottoposta ad analisi geotecniche di laboratorio, molte indagini sismiche eseguite in onde P e Sh e con tecnica Masw e anche prove penetrometriche.

Della campagna geognostica consultata molte indagini sono state prese in considerazione poiché eseguite in condizioni geologiche e geomorfologiche molto simili a quelle delle zone di ubicazione dei nuovi aerogeneratori in progetto.





6 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.

6.1 Scelta tipologica delle opere di fondazione

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso degli elementi componenti la sottostazione, la struttura di fondazione è costituita da **fondazioni dirette**.

Nel caso degli aerogeneratori, la struttura di fondazione è costituita da **fondazioni indirette di tipo a pali**.

6.2 Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

6.2.1 Sottostazione

N _{TRN}	γ_T	K1			ϕ	C _u	c'	E _d	E _{cu}	Terreni
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						A _{S-B}
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
CONGLOMERATI										
T001	17 450	60	60	30	31	0,000	0,002	15	0	0,000
SABBIE FINI										
T002	17 450	60	60	30	31	0,000	0,002	10	0	0,000
SABBIE CALCAREO QUARZOSE										
T003	18 030	60	60	300	31	0,000	0,002	12	0	0,000
ARGILLE										
T004	19 750	60	60	300	26	0,000	0,007	25	0	0,000

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.



N _{TRN}	Q _i		Q _f		Cmp. S.	Add	Stratigrafie	
	[m]		[m]				ΔEd	
[S001]-Stratigrafia Gravina								
T001		0,00		-4,00	incoerente	sciolto		nulla
T002		-4,00		-12,00	incoerente	sciolto		nulla
T003		-12,00		-20,00	incoerente	sciolto		nulla
T004		-20,00	INF		coerente	sciolto		nulla

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").

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

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

6.2.2 Aerogeneratori

N _{TRN}	γ _T	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	Terreni	
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						A _{S-B}	
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
SABBIE QUARZOSO MICACEE											
T001	17 450	60	60	30	31	0,000	0,002	2	0		0,000
SABBIE CALCAREO QUARZOSE											
T002	18 030	60	60	30	31	0,000	0,002	27	0		0,000
ARGILLE SILTOSE											
T003	19 750	60	60	300	26	0,000	0,006	12	0		0,000

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.

N _{TRN}	Q _i		Q _f		Cmp. S.	Add	Stratigrafie	
	[m]		[m]				ΔEd	
[S001]-STRATIGRAFIA GRAVINA								
T001		0,00		-3,50	incoerente	sciolto		nulla
T002		-3,50		-13,00	incoerente	sciolto		nulla
T003		-13,00	INF		incoerente	sciolto		nulla

LEGENDA:



N_{TRN}	Q_i [m]	Q_f [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie ΔEd
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.				
Add	Addensamento dello strato.				
ΔEd	Variazione con la profondità del modulo edometrico.				



7 Verifiche di sicurezza

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

$$Ed \leq Rd$$

dove:

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

Rd 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 1: 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

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

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_s	γ_γ	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 3: 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.

7.1 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:

$B' = B - 2 \cdot eB$ eB = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;
 $L' = L - 2 \cdot eL$ eL = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;
 con $B' \leq L'$.

dove:

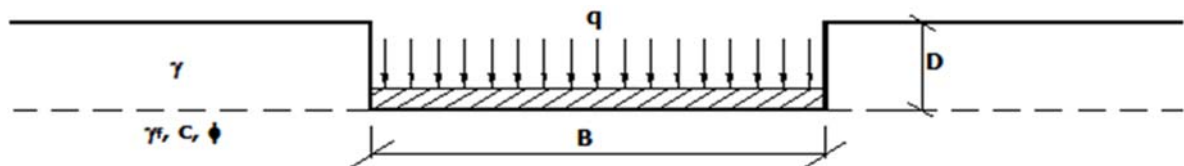


Tabella 4: Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

dove:

k_p = 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.

Tabella 5: 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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B'}{N_c \cdot L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$



$s_y = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_y = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$
--------------------------------------	--------------------------------------

con $B'/L' < 1$.

Tabella 6: Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_y

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

Tabella 7: Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_y

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

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.

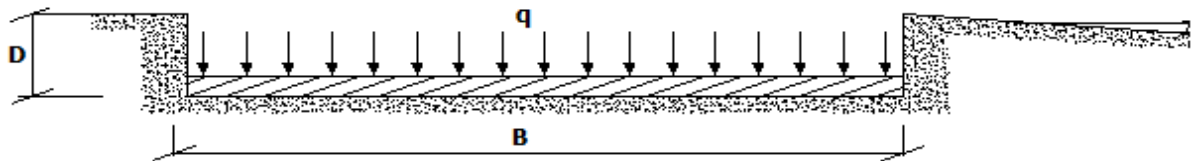
Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Tabella 8: Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_y

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

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

$$\omega < \phi; \omega < 45^\circ.$$

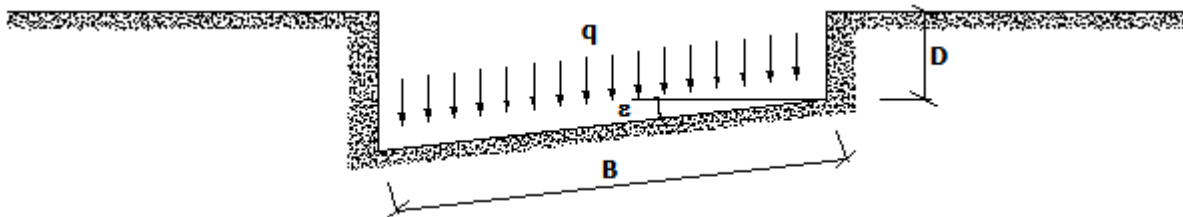


Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Tabella 9: Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_y

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

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



Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

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

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

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 Y_c, Y_q, Y_y sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

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

Tabella 10: Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\Psi_c, \Psi_q, \Psi_\gamma$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_γ", 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.

Tabella 11: Correzione per fondazione tipo piastra

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·N_γ" è predominante.

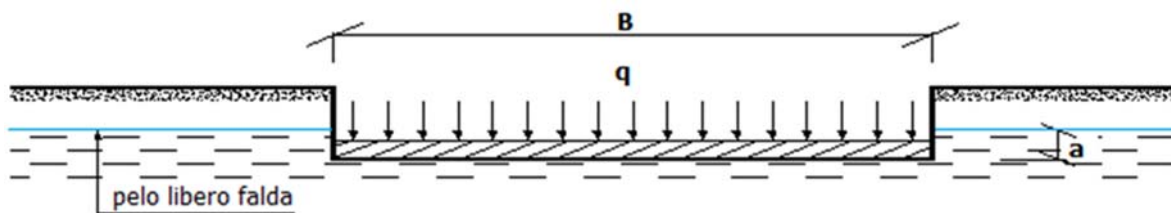
Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza a sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma + \gamma_{H_2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

$$q = \gamma \cdot (D - a) + \gamma' \cdot a$$

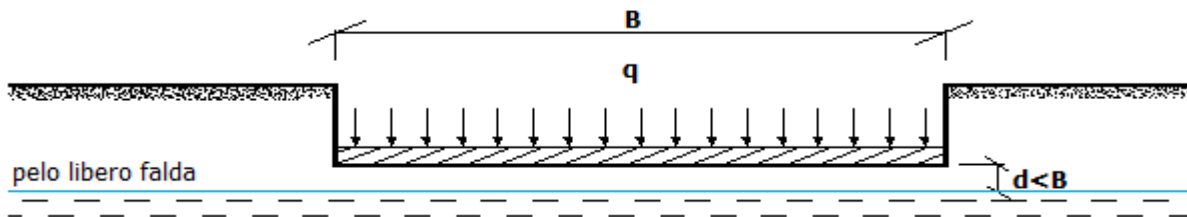


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d, tale che:

$$D \leq d \leq D + B, \quad \text{o in altri termini} \quad d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

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



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità d , tale che:
 $d \geq D+B$, o in altri termini $d \geq B$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

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

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

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 ($\phi = 0$).

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 Qd,Rd, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza Rd, 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 QEd e Qd,Rd è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "per Nq, per Nc 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:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

7.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

- **Terreni a grana grossa**

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

- **Terreni a grana fina**

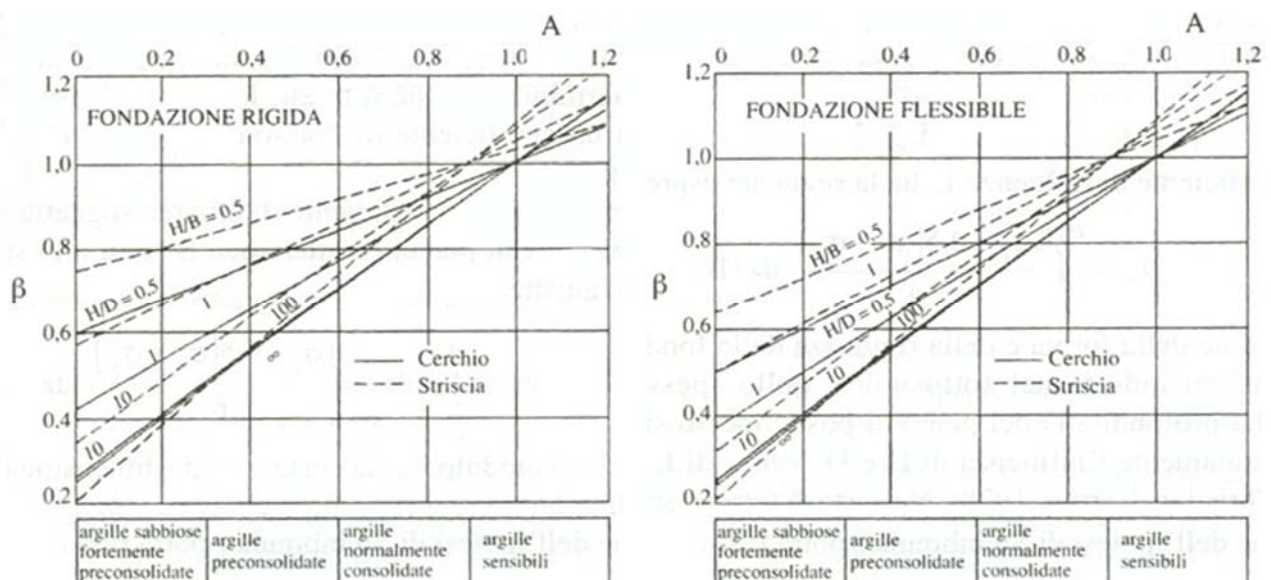
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma_i$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidità della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.



Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

in cui:

- E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
- q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- B è la larghezza caratteristica della fondazione,
- I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0,5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Grado di consolidazione del terreno (OCR)	Rapporto $K_u = (E_u/c_u)$		
	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \Delta w_{ij} / L_{ij};$$

dove:

Δw_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j ;

L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j .

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza



(Rd), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza Rd della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

- 1) Componente dovuta all'attrito FRD1, pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan \phi;$$

dove:

Nd = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

- 2) Componente dovuta all'adesione FRD2, pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (cu) in condizioni non drenate.

- 3) Componente dovuta all'affondamento FRD3 della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna FRd, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento Rd, ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 1,10 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

7.5 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale qlim è dato dalla somma della resistenza laterale Pl e della resistenza alla punta Pp:

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

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 (Pp) 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.

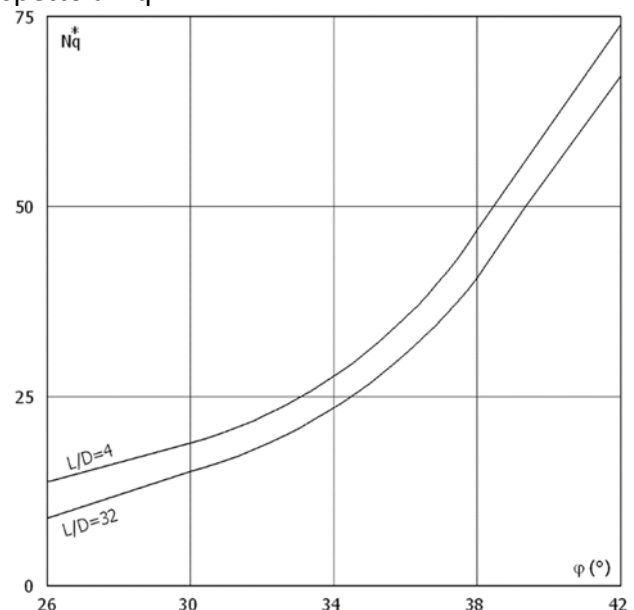
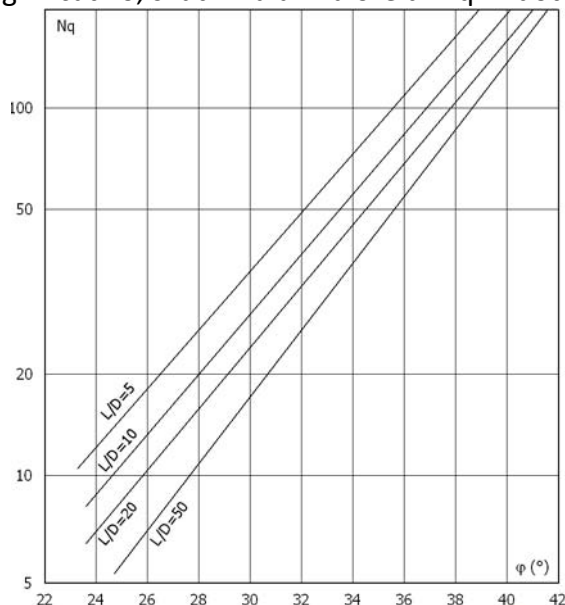
Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

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 N_q^* ridotto rispetto a N_q .



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

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

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.

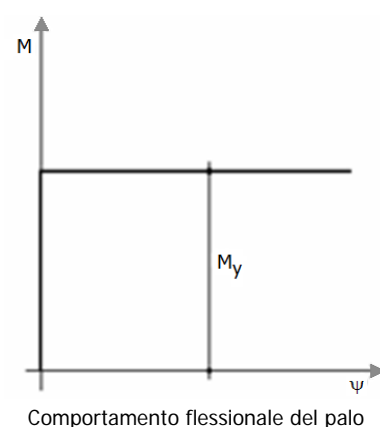
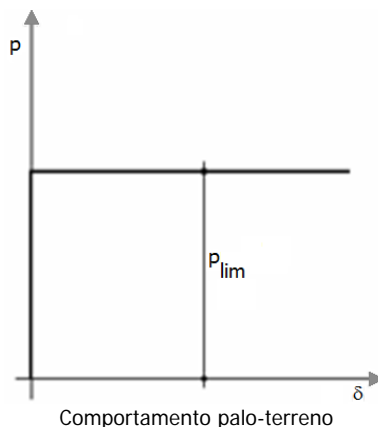
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite 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'infissione (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:

1. terreni coesivi o coerenti (rottura non drenata);
2. terreni non coesivi o incoerenti (rottura drenata).

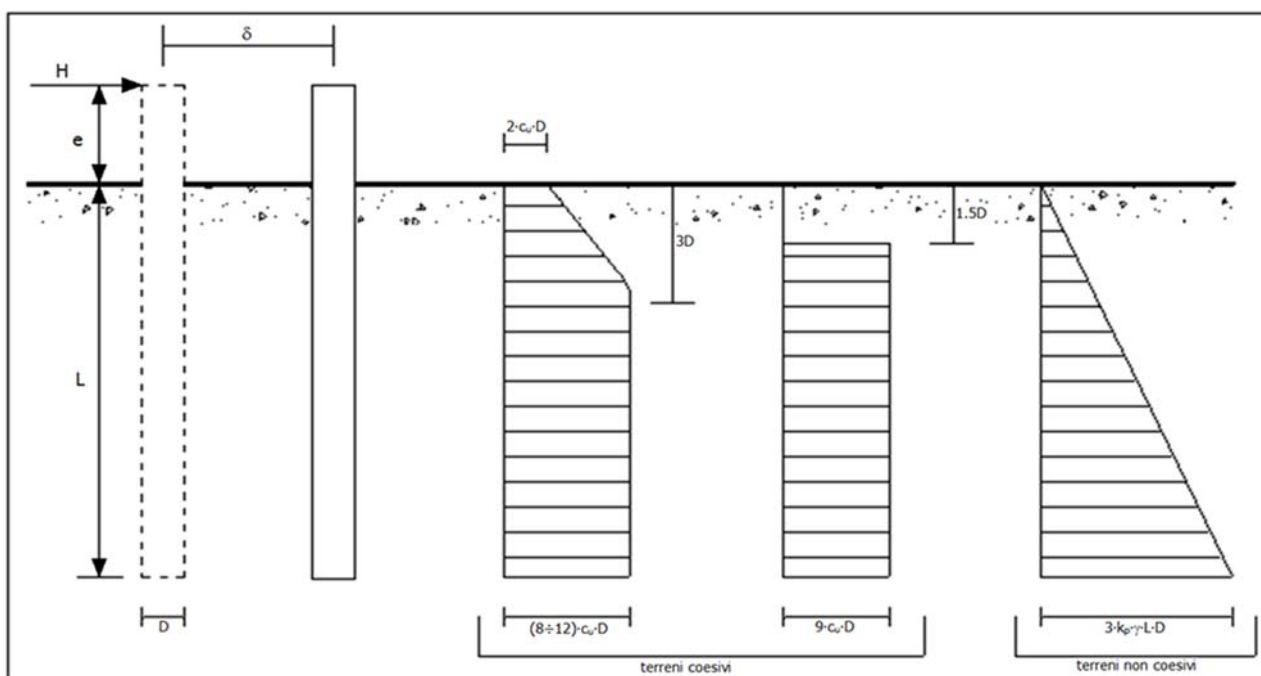


Figura 3: Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

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 $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$ 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.

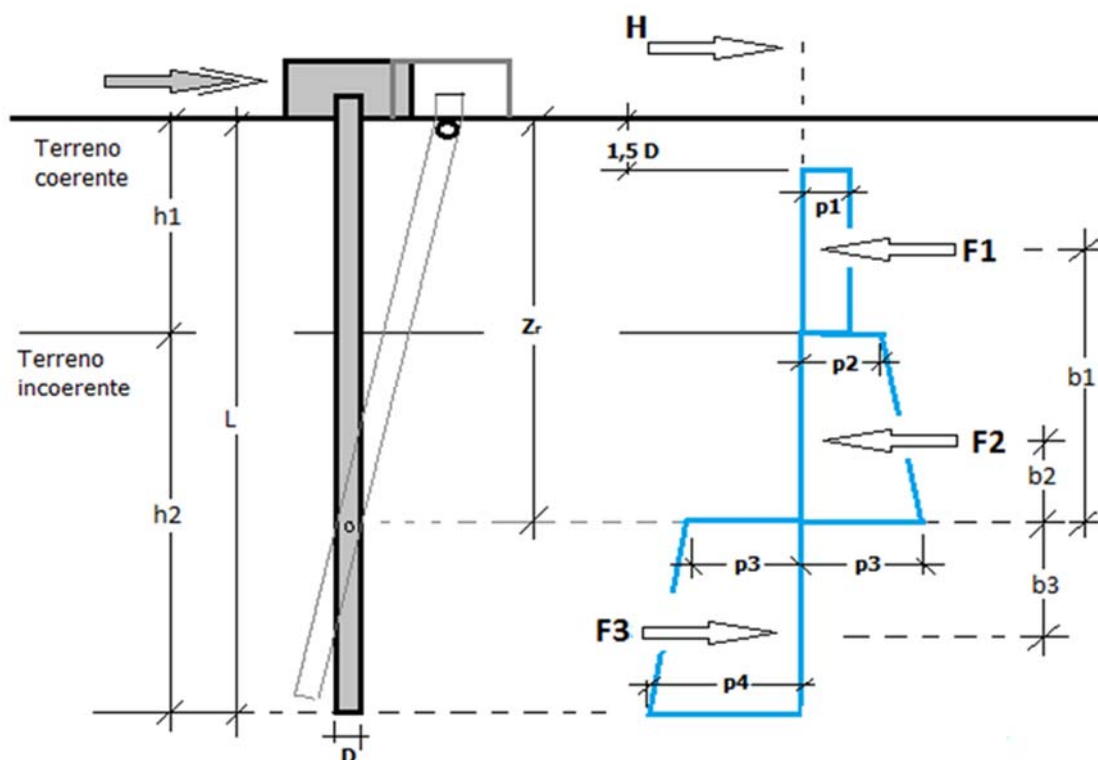
Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo M_p del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

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 monostrato:

- 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.

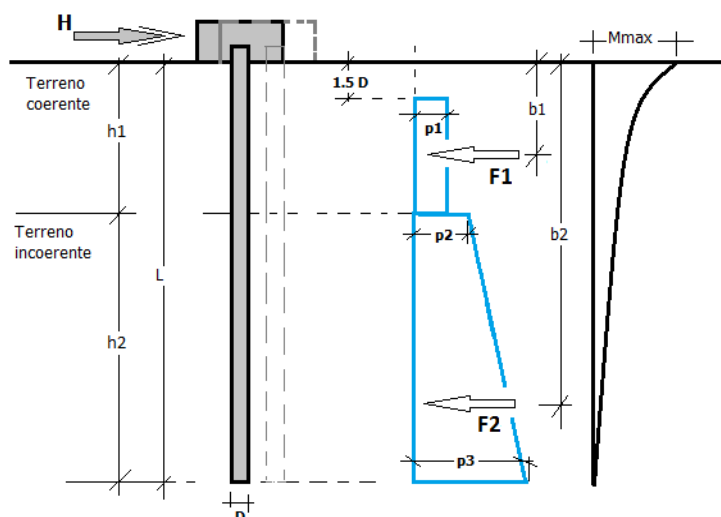
Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$\begin{aligned} p_1 &= 9 \cdot c_u \cdot D; \\ p_2 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1; \\ p_3 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2). \end{aligned}$$

Da cui:

$$\begin{aligned} F_1 &= p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D); \\ F_2 &= (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2. \end{aligned}$$

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:

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

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

$$p_3 =$$

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

Da cui:

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

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

Applicando

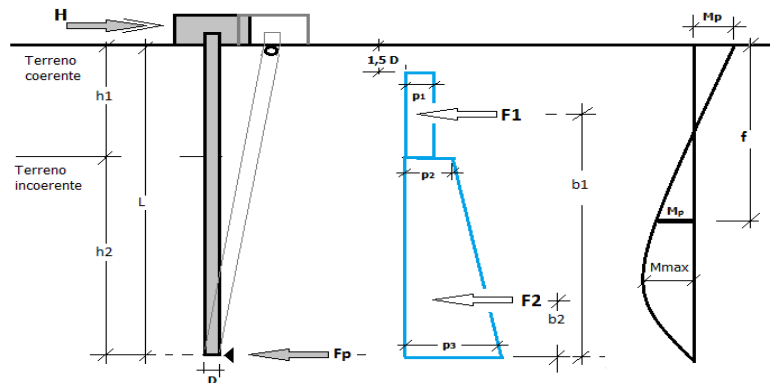
l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

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

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:

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

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

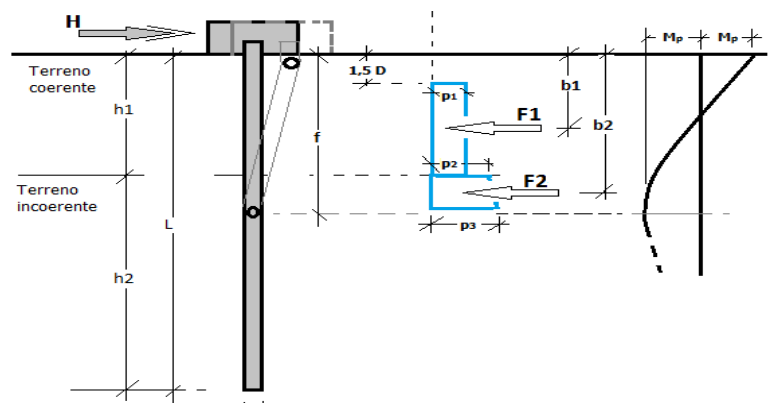
Applicando

l'equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = F_1 + F_2$$

Imponendo

l'equilibrio alla rotazione





intorno alla seconda
cerniera plastica:

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

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 QRd, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza Rd ossia il rapporto fra il carico limite qlim (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R , relativo all'approccio utilizzato.

Tabella 12: 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(*)	γ_t	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

Il coefficiente γ_R da applicare alla resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali è assunto pari a 1,30 (cfr. tabella 6.4.VI D.M. 2018).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

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

Tabella 13: 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 QEd,V - QRd,V e QEd,O - QRd,O è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

N.B: il valore del QEd,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 carico limite verticale e orizzontale allo SLU

Id_{PI/Pnt}	Id_{Nd,sup}	Q_{Ed,V} [N]	Q_{Ed,O} [N]	Q_{Rd,V} [N]	Q_{Rd,V,Pt} [N]	Q_{Rd,V,Lt} [N]	Q_{Rd,O} [N]	M_{max,O} [N·m]	T.R.	Z_{c,pls} [m]	CS_v	CS_o
PALO12	00014	397 111	143 697	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	3,35	1,47
PALO11	00013	269 125	143 361	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	4,94	1,47
PALO9	00012	266 268	142 464	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	4,99	1,48
PALO7	00011	265 083	141 010	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	5,02	1,50
PALO5	00010	266 230	139 250	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	4,99	1,52
PALO3	00009	268 982	137 818	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	4,94	1,53
PALO1	00008	370 367	137 315	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	3,59	1,54
PALO2	00007	655 013	137 981	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	2,03	1,53
PALO4	00006	854 546	139 482	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	1,56	1,51
PALO6	00005	929 305	141 218	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	1,43	1,50
PALO8	00004	867 701	142 627	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	1,53	1,48
PALO10	00003	677 794	143 458	1 329 629	955 139	374 490	211 176	379046	Palo Lungo	2,59	1,96	1,47

LEGENDA:

- Id_{PI/Pnt}** Identificativo del palo o del plinto su pali.
PI
Id_{Nd,sup} Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.
Q_{Ed,V} Carico verticale di progetto.
Q_{Ed,O} Carico orizzontale di progetto.
Q_{Rd,V} Resistenza di progetto verticale.
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_{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_v Coefficiente di sicurezza per azioni verticali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR] = Verifica Non Richiesta).
CS_o Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR] = Verifica Non Richiesta).