



COMUNE DI SAN SEVERO

PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

**PROCEDIMENTO UNICO
AMBIENTALE (PUA)**

**VALUTAZIONE DI IMPATTO
AMBIENTALE (VIA)**

D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (Art.27)
"Norme in materia ambientale"

PROGETTO

AQUILONE 1

DITTA

NVA Aquilone srl

REL 08

Titolo dell'allegato:

RELAZIONE GEOTECNICA

| | |
|--|------------|
| | |
| | |
| | |
| | |
| | 05/01/2024 |
| | DATA |
| | |

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

GENERATORE

IMPIANTO

- Altezza mozzo: fino a 175 m
- Diametro rotore: fino a 172 m
- Potenza unitaria: fino a 7,2 MW
- Numero generatori: 29
- Potenza complessiva: fino a 208,8 MW

Il proponente:

NVA Aquilone Srl
Via Lepetit, 8
20045 Lainate (MI)
nvaaquilone@legalmail.it

Il progettista:

ATS Engineering srl
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
atseng@pec.it

Il Tecnico





AQUILONE 1

| | | |
|---|---------------------|------------|
| AQUILONE 1 | | |
| IMPIANTO EOLICO COMPOSTO DA 29 AEROGENERATORI PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 208,8 MW UBICATO NEL COMUNE DI SAN SEVERO | Data: | 05/01/2024 |
| | Revisione: | 1 |
| | Codice Elaborato: | REL 08 |
| Società: | NVA Aquilone S.r.l. | |

| Elaborato da: | Data | Approvato da: | Data Approvazione | Rev | Commenti |
|----------------------|------------|--------------------------|----------------------|-----|----------|
| Geo Tecnologie S.r.l | 05/01/2024 | ATS Engineering S.r.l | 05/01/2024 | 1 | |
| | | | | | |
| | | | | | |

| | | |
|------------|---|-----------|
| 1 | PREMESSA | 2 |
| 2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO..... | 6 |
| 3 | GEOLOGIA | 7 |
| 3.1 | Inquadramento geologico generale..... | 7 |
| 3.2 | Inquadramento geologico di dettaglio | 10 |
| 3.3 | INQUADRAMENTO TETTONICO | 12 |
| 4 | GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA..... | 15 |
| 5 | CALCOLO DELLA PORTANZA E VERIFICA ALLO SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE DELLA TORRE EOLICA | 23 |

1 PREMESSA

La presente relazione è stata redatta per descrivere i caratteri geologico – tecnici, nell’ambito del “Progetto per la realizzazione di un parco eolico”, la cui area di approccio ricade nell’agro del territorio comunale di San Severo (FG).

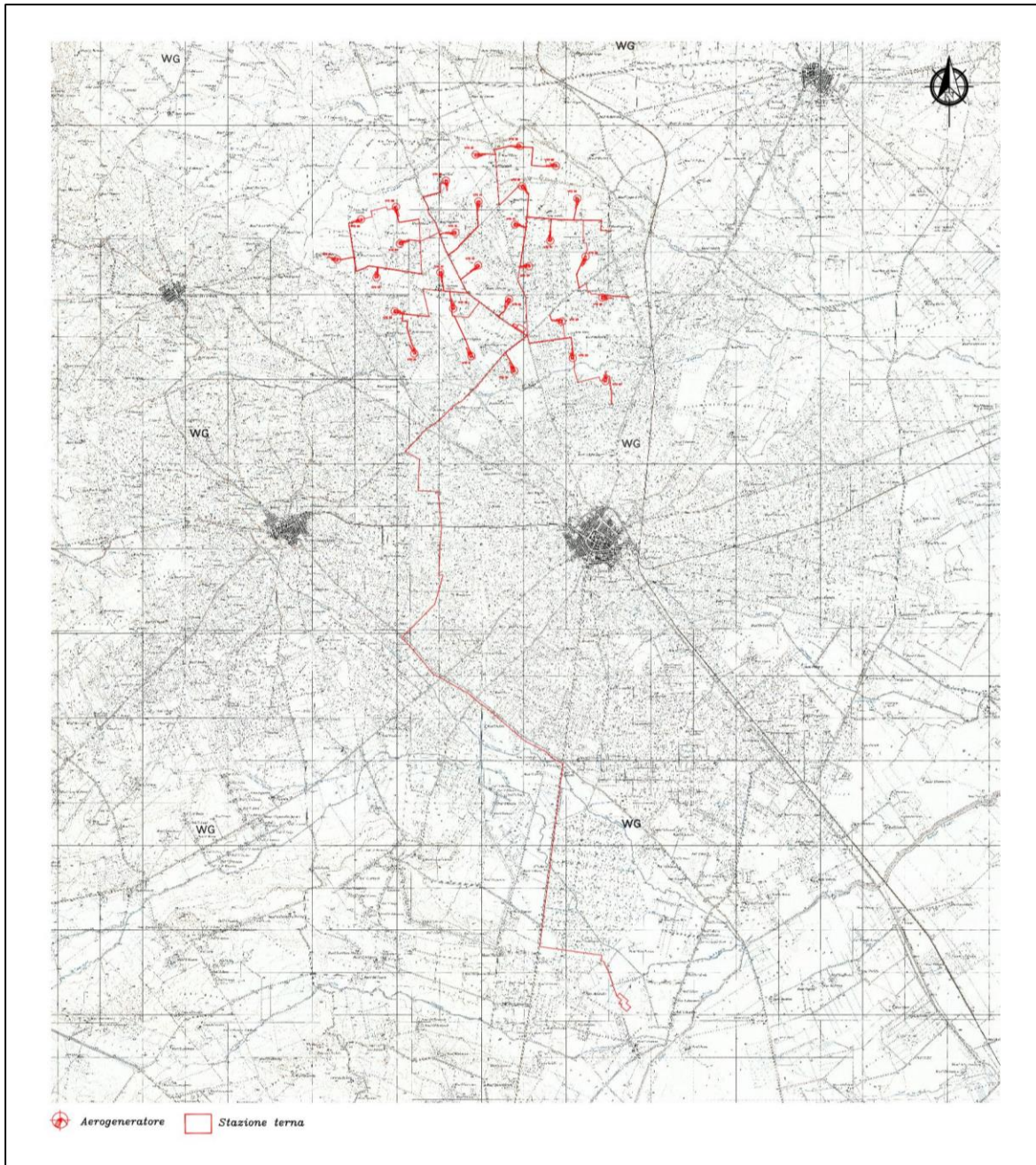


Figura 1_ Stralcio carte IGM : Foglio 155 II S.O. "Torremaggiore", Foglio 155 II N.E. "Apricena", Foglio 155 II S.E. "San Severo", Foglio 155 II N.O. "Coppa di Rose", Foglio 163 I NE "Masseria Farella" , Foglio 163 I N.O. "Masseria Figurella Nuova"

In particolare, il progetto prevede la realizzazione/installazione di:

- n. 29 aerogeneratori con potenza nominale fino a 7,2 MW, per una potenza complessiva fino a 208,8 MW;

- n. 29 fondazioni aerogeneratori, plinti circolari su pali di fondazione, dimensionate e progettate tenendo conto le massime sollecitazioni che l'opera trasmette al terreno;
- n. 1 stazione di Elevazione AT/AAT sita nel Comune di San Severo, di ricezione dai gruppi di aerogeneratori e trasformazione, costituita da elementi prefabbricati in C.A.V. (Calcestruzzo Armato Vibrato) le cui dimensioni saranno tali da consentire tutte le operazioni necessarie per la corretta gestione dell'impianto, compresa la manutenzione;
- la viabilità interna, di collegamento di ciascuna delle postazioni con la viabilità principale, costituita da una serie di strade e di piazzole necessarie ad un agevole raggiungimento di tutti gli aerogeneratori.;
- cavidotto interrato interno AT, che collega gli aerogeneratori in gruppi e i gruppi alla cabina di smistamento sita all'interno della stazione di Elevazione;
- n. 1 Storage per accumulo energia elettrica;
- rete telematica di monitoraggio interna per il controllo dell'impianto mediante trasmissione dati via modem.

Più dettagliatamente, per la realizzazione dell'impianto sono previste le seguenti opere ed infrastrutture:

- Opere civili di fondazione che nello specifico sono di tipo indiretto, su pali e verranno dimensionate sulla base delle risultanze geotecniche del sito. In particolare, la fondazione sarà eseguita con un plinto a base circolare con diametro di circa 36 m, ancorato a un numero adeguato di pali, di tipo trivellato, infissi nel terreno ad una profondità variabile tra 25-40 m.
- Opere impiantistiche:
 - Torre: composta da un cilindro in acciaio di altezza fino a 175 m. Il cilindro tubolare sarà formato da più conci, montati in sito, fino a raggiungere l'altezza voluta. All'interno del tubolare saranno inserite la scala di accesso alla navicella e il cavedio in cui correranno i cavi elettrici necessari al vettoriamento dell'energia. Alla base della torre, dove una porta consentirà l'accesso all'interno, nello spazio utile, sarà ubicato il quadro di controllo che, oltre a consentire il controllo da terra di tutte le apparecchiature della navicella, conterrà l'interfaccia necessaria per il controllo remoto dell'intero processo tecnologico. La base della torre è dipinta di

verde più scuro, fino ad un'altezza di 5-8 m. Più in alto le variazioni di colore si verificano dopo 2-3 m. L'altezza delle bande di colore è adatto a ogni tipo di torre al fine di garantire un quadro armonico;

- Navicella: costituita da un involucro in vetroresina, conterrà tutte le apparecchiature necessarie al funzionamento elettrico e meccanico dell'aerogeneratore. In particolare, includerà la turbina che, azionata dalle eliche, con un sistema di ingranaggi e riduttori oleodinamici trasmetterà il moto al generatore elettrico. Oltre ai dispositivi per la produzione energetica, nella navicella saranno ubicati anche i motori che consentono il controllo della posizione della navicella e delle eliche. La prima può ruotare a 360° sul piano di appoggio navicella-torre, le eliche, invece, possono ruotare di 90° sul loro asse longitudinale.
- Eliche: le eliche o pale realizzate in fibra di vetro, impregnate con resine epossidiche, rinforzate con fibra di carbonio, assicurano leggerezza e non creano fenomeni indotti di riflessione dei segnali ad alta frequenza che percorrono l'etere. Nel caso specifico la macchina adotta un sistema a tre eliche calettate attorno ad un mozzo, a sua volta fissato all'albero della turbina. Il diametro del sistema mozzo-eliche è fino a 172 m. Ciascuna pala/elica, in grado di ruotare intorno al proprio asse longitudinale, ad una velocità di rotazione variabile, assume sempre il profilo migliore ai fini dell'impianto del vento. Al rotore dell'aerogeneratore tipo, formato da tre pale e avente un diametro fino a 172 m corrisponde un'area spazzata di 23.235 m².

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

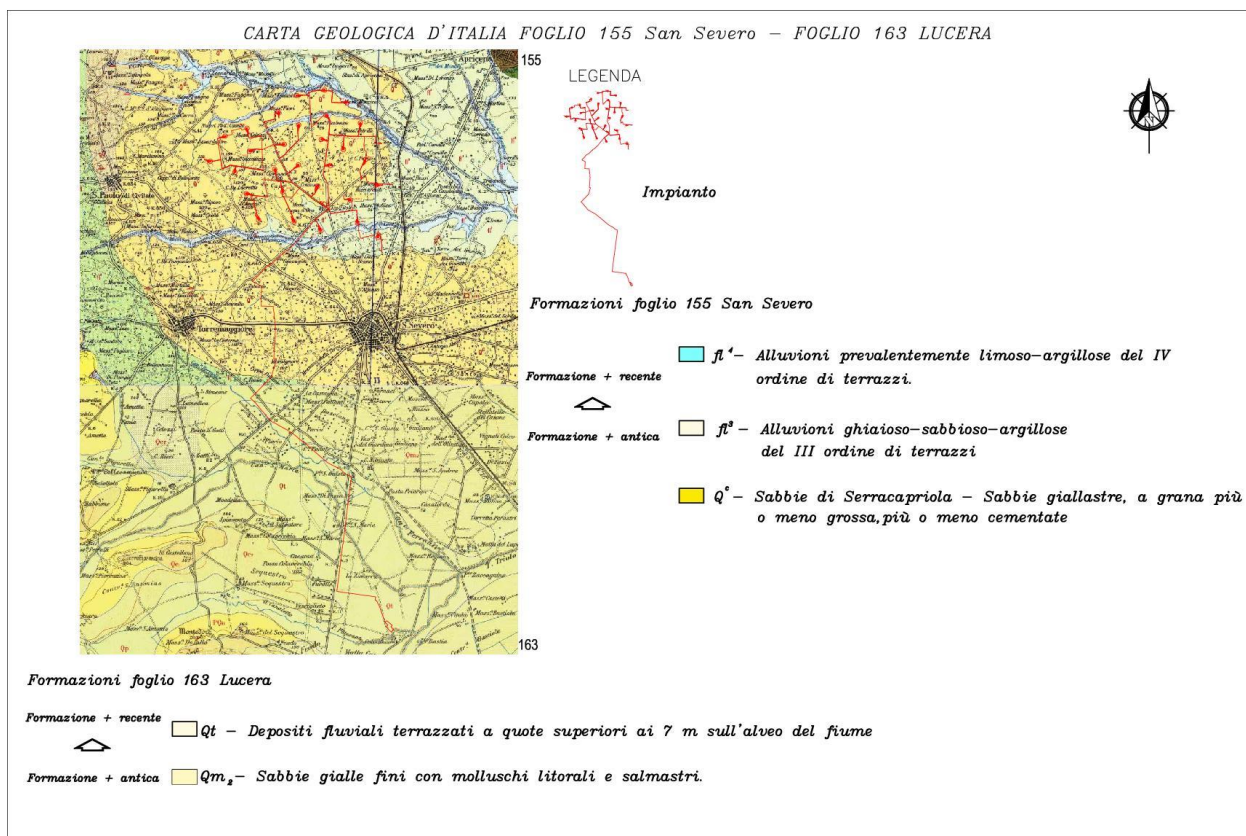
La presente relazione è stata redatta in conformità con quanto previsto dalla normativa al riguardo, ed in particolare:

- Decreto Ministeriale 14.17.2018. Testo Unitario-Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzione per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio superiore dei Lavori Pubblici. Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007;
- Eurocodice 8 (1998) -Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7.1 (1997). Progettazione geotecnica-Parte I: regole generali.UNI.
- Eurocodice 7.2 (2002). Progettazione geotecnica-Parte II: progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI.
- Eurocodice 7.3 (2002). Progettazione geotecnica-Parte II: progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI.

3 GEOLOGIA

3.1 Inquadramento geologico generale

Per conoscere le condizioni nelle quali si trovano i terreni in esame, si espongono alcuni brevi cenni sui caratteri geologici dei terreni affioranti nell'area in progetto. Assumendo



come riferimento la Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000: Foglio 155 "San Severo" e Foglio 163 "Lucera".

Figura 2_Inquadramento su Carta Geologica D'Italia.

Di seguito si riportano le formazioni presenti nella carta geologica d'Italia in scala 1:100.000 foglio 155 "San Severo" affioranti nell'area di intervento:

Possono essere distinti, dal basso verso l'alto, in:

➤ **Sabbie di Serracapriola (Q^c)** Calabriano - Pliocene Sup. – Sabbie giallastre, a grana più o meno grossa, più o meno cementate, a stratificazione spesso indistinta con intercalazioni lentiformi di conglomerati grossolani e di argille; abbondante macrofauna a gasteropodi e lamellibranchi(Ostrea, Pecten ecc.); microfauna a Bulimina marginata d'ORB., B. fusiformis WILL, Eponides frigidus granulatus DI NAPOLI, Ammonia beccarii L.

➤ **Alluvioni ghiaioso – sabbioso – argillose del III ordine di terrazzi (fl³)** Pleistocene.

➤ **Alluvioni prevalentemente limoso – argillose del IV ordine di terrazzi (fl⁴)** Pleistocene.

Sabbie di Serracapriola Q^c

Le sabbie di Serracapriola sono costituite prevalentemente da sabbie giallastre quarzose in grossi banchi; a luoghi sono presenti intercalazioni di arenarie abbastanza ben cementate, argille biancastre o verde chiaro.

Non mancano i livelli lentiformi di conglomerati ad elementi prevalentemente arenacei e calcareo - marnosi.

Poggiano in concordanza sulle Argille di Montesecco, alle quali passano gradualmente per alternanza, con locali fenomeni di eteropia. Il limite tra le due formazioni è stato posto convenzionalmente ove iniziano banchi sabbiosi più potenti, caratterizzati dalla presenza di intercalazioni arenacee, con locali episodi di sedimentazioni più grossolana.

Ove il passaggio è più netto, le Sabbie di Serracapriola spiccano con evidenza morfologica sulle tenere argille sottostanti.

Nella zona di Apricena le Sabbie di Serracapriola poggiano direttamente in trasgressione sui terreni mesozoici e miocenici del Gargano.

Le sabbie sono più quarzose e grossolane nella zona di Torremaggiore, San Severo esse diventano molto più argillose e a grana più fine; si presume che in questa zona le Sabbie di Serracapriola comprendano un intervallo stratigrafico più esteso in parziale eteropia con le Argille di Montesecco; lo spessore della formazione, che è normalmente di circa 30 m, diventa qui più considerevole. Fra i macrofossili rinvenuti prevalgono i

lamellibranchi a guscio più spesso (Ostrea, Pecten). Dal punto di vista micropaleontologico non si è notato un evidente differenza rispetto alla parte superiore delle argille sottostanti, salvo una maggiore scarsità o povertà di forme, per il problema di attribuzione al Pliocene superiore o al Calabriano si pone nei termini già discussi. Peraltro anche Selli non esclude la presenza del Calabriano nella parte alta delle Sabbie di Serracapriola. In questa formazione saranno realizzati 25 aerogeneratori.

Alluvioni ghiaioso-sabbioso-argillose del III ordine di terrazzi fl³

Si tratta di depositi più fini dei precedenti con prevalenza di sabbie e argille e rari livelli ghiaiosi. Essi sono stati individuati lungo il F. Fortore ove costituiscono una piattaforma estesa specie sul versante destro del fiume. Lo spessore del sedimento è di qualche metro ed il suo dislivello sull'attuale alveo del fiume nella zona meridionale del foglio è di circa 40 m. Il terrazzo è evidente solo fino all'altezza del Ponte di Civitate: più a Nord è di difficile separazione da fl².

In questa formazione saranno realizzati 2 aerogeneratori.

Alluvioni prevalentemente limoso-argillose del IV ordine di terrazzi fl⁴

Si tratta di limi, argille e sabbie provenienti essenzialmente dall'erosione dei sedimenti plio-pleistocenici; nella parte alta del F. Fortore a questo materiale fine s'intercalano lenti di ciottoli grossolani di provenienza appenninica. Lo spessore supera i 10 m; solo raramente (lungo il F. Fortore) si osserva la base della formazione costituita da sabbie, localmente poggianti sulla superficie erosa delle Argille di Montesecco.

Le alluvioni terrazzate costituiscono ripiani elevati al massimo di una decina di metri rispetto agli alvei attuali; verso il mare però tale valore decresce progressivamente fino ad annullarsi.

In questa formazione saranno realizzati 2 aerogeneratori.

Di seguito si riportano le formazioni presenti nella carta geologica d'Italia in scala 1:100.000 foglio 163 "Lucera" affioranti nell'area di intervento:

Possono essere distinti, dal basso verso l'alto, in:

➤ **Sabbie (Qm₂)** Pleistocene – Sabbie gialle fini con molluschi litorali e salmastri (**Chalamys varia**, **C. flexuosa**, **O. lamellosa**, **P. jacobaeus**.) siciliano.

Formano superfici spianate, inclinate ad Est, comprese fra quote 300 e 100 m.

➤ **Depositi fluviali (Qt)** Olocene – Depositi fluviali terrazzati a quote superiori ai 7 m sull'alveo del fiume (Qt).

Sabbie Qm₂

Sabbie fini gialle con molluschi salmastri, in contrada Feudo sono state segnalate: *Chlamys varia* L., *Chlamys flexuosa* POL., *Pecten jacobaeus* I.

In località Casalorda, tra il torrente Triolo e San Severo, è abbastanza frequente *Ostrea edulis* I. della forma lamellosa BROCCHI.

Questi depositi rappresentano probabilmente un passaggio laterale del termine Qc₂.

Nei dintorni di San Severo fu raccolto un molare di *Paleoloxdon antiquus* BL. Nell'insieme essi costituirebbero le facies continentali e litorali di una trasgressione medio-pleistocenica (Siciliano?).

Depositi fluviali Qt

I rilievi spianati che formano il Tavoliere della Capitanata, tra i quali possiamo prendere come esempio tipico quello su cui sorge Lucera, sono separati da valli amplissime, palesemente sproporzionate ai corsi d'acqua che le solcano. Il fondo di queste valli è coperto da una coltre alluvionale prevalentemente sabbiosa, con livelletti di ciottolame siliceo minuto, che raggiunge al massimo una decina di metri di spessore. Essa è stata incisa da corsi d'acqua attuali, che scorrono adesso circa 7 metri più in basso.

3.2 Inquadramento geologico di dettaglio

In considerazione del Foglio n. 163 "Lucera", Foglio n.155 "San Severo" e della Carta Idrogeomorfologica della Regione Puglia, le formazioni geologiche affioranti vengono raggruppate in alcune macro-unità distinte in base all'età, alla litologia e all'ambiente di sedimentazione.

Le formazioni sono di seguito così elencate:

- Rocce prevalentemente arenitiche (arenarie e sabbie)
- Depositi sciolti a prevalente componente pelitica e/o sabbiosa (alluvioni recenti e attuali, depositi eluviali e colluviali, "terra rossa")

Assieme al raggruppamento definito nella Carta Geologica di figura 2 è presente una sezione geologica schematica identificata dalle lettere A_A' e riportata in figura 3.

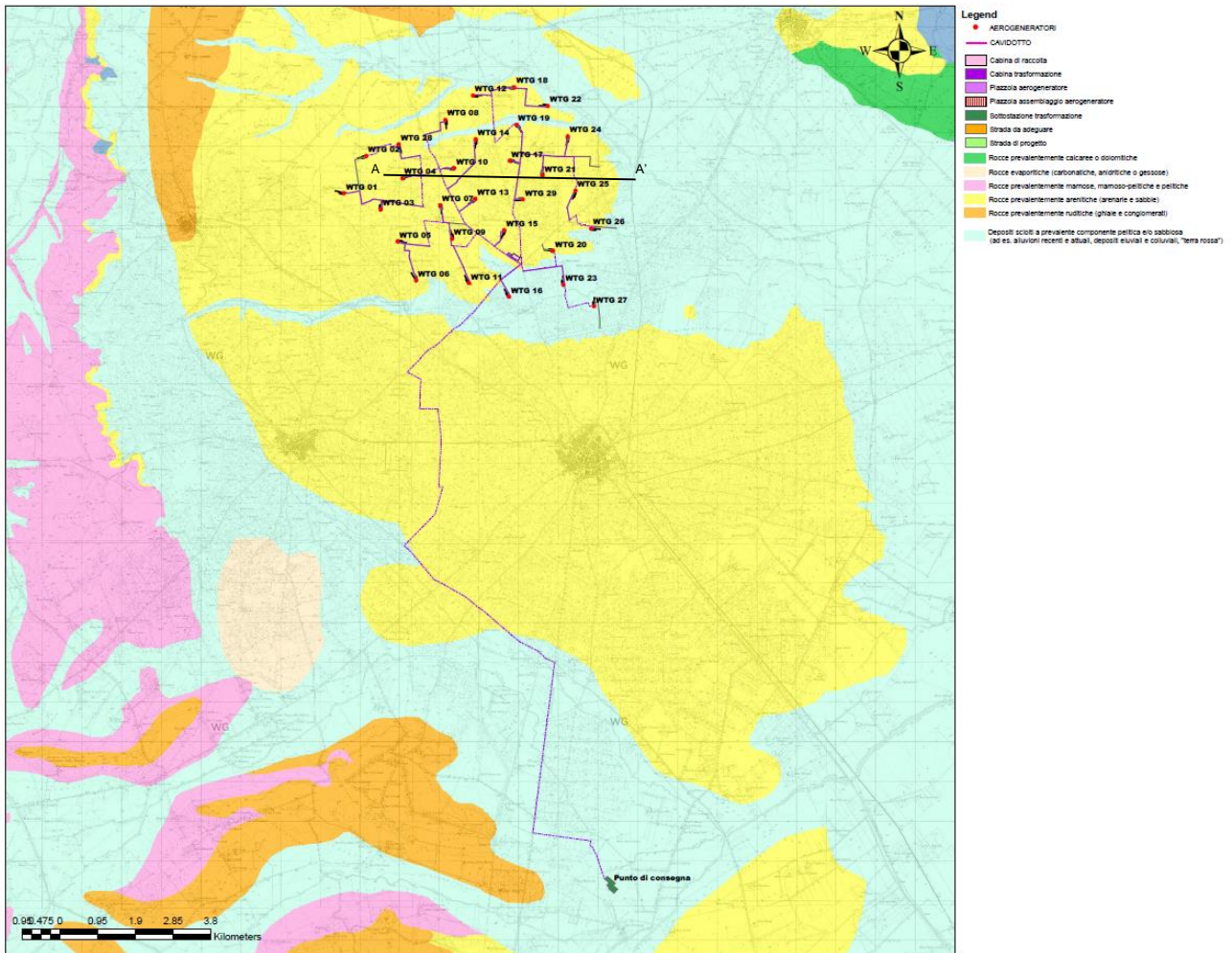


Figura 3_Stralcio carta geologica di dettaglio

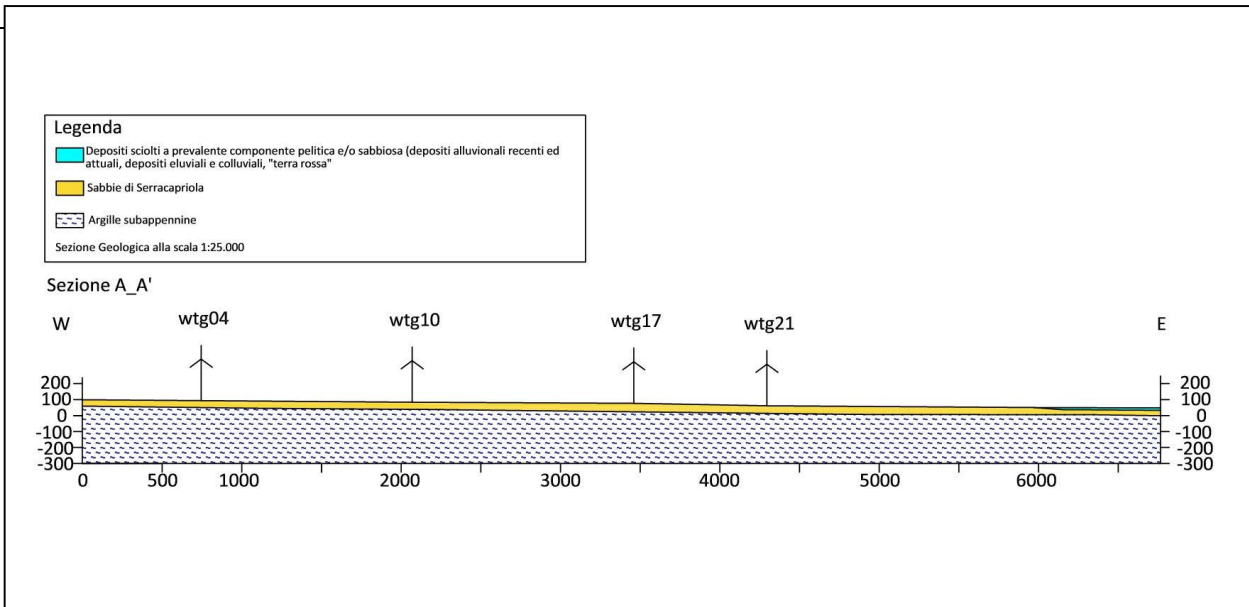


Figura 4_Sezione geologica schematica.

3.3 INQUADRAMENTO TETTONICO

L'area del Foglio "San Severo" comprende sia settori appartenenti al dominio geodinamico-strutturale dell'Avampaese apulo sia al dominio della Fossa bradanica. Il primo comprende un tratto del margine occidentale del Promontorio del Gargano, costituito in prevalenza da rocce carbonatiche autoctone mesozoiche, interessate da strutture legate a deformazione di natura fragile prodottesi in prevalenza durante il Terziario, in seguito alle diverse fasi deformative che hanno determinato l'orogenesi appenninico-dinarica; il secondo corrisponde ad un tratto della Fossa bradanica colmata da depositi plio-pleistocenici silicoclastici marini e continentali (Immagine 1).

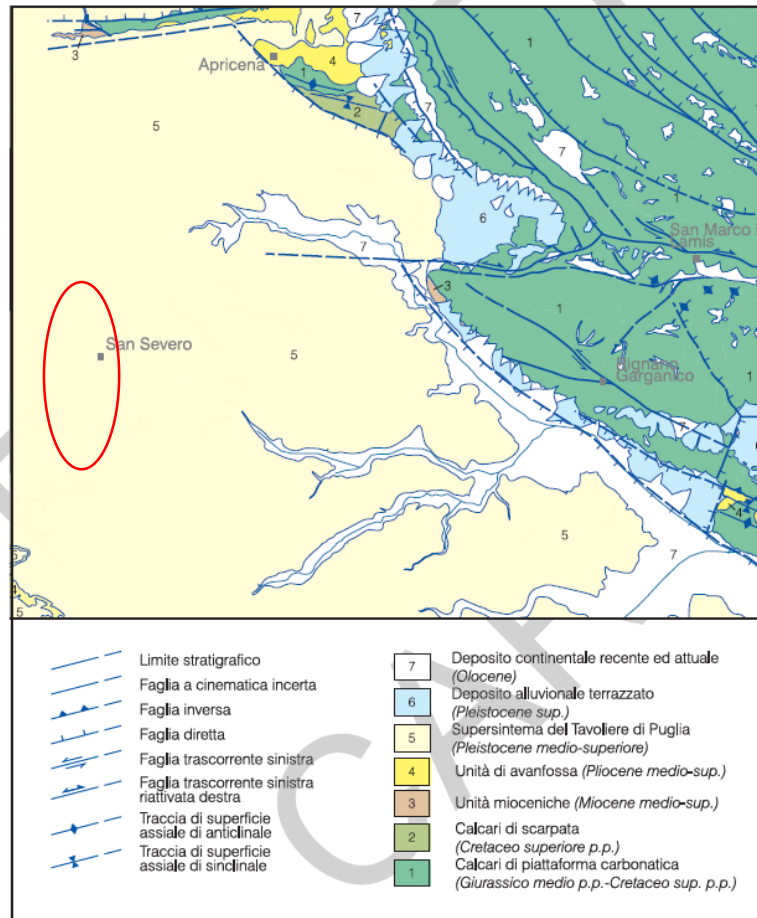


Figura 5_Schema tettonico del Foglio 396 "San Severo"

Dal Miocene al Quaternario il sistema sudappenninico, a seguito dell'arretramento della placca adriatica migra verso E coinvolgendo nella migrazione anche l'avanfossa pliopleistocenica che nel tratto pugliese si differenzia rispetto alle restanti parti del bacino per essere delimitata da ambedue i lati: ad O dai rilievi appenninici, ad E da quelli dell'Avampaese apulo emerso. L'arretramento determinava già nel Miocene mediosuperiore la subsidenza della rampa regionale con la conseguente sedimentazione di unità carbonatiche mioceniche di mare sottile (es. formazione di Masseria Belvedere).

L'avanfossa plio-pleistocenica si costituisce a partire dal Pliocene inferiore allorché la strutturazione della catena è quasi ultimata per l'intero arco appenninico (Fossa bradanica). Dal punto di vista strutturale si tratta di un foreland basin che si sviluppa in gran parte sulla rampa regionale dell'avampaese, e che migra verso E per effetto dell'arretramento e abbassamento della rampa stessa; contestualmente anche le strutture compressive appenniniche avanzano in sequenza verso E, immettendo nel bacino enormi volumi di terreni alloctoni. A seguito di tali fenomeni il bacino si presenta, in sezione trasversale, asimmetrico per avere un margine occidentale appenninico molto acclive, e un margine orientale di avampaese caratterizzato da bassi gradienti. In un quadro paleogeografico così articolato la sedimentazione si è necessariamente differenziata sia per diversità di facies e di spessori, sia per diversi caratteri petrografici (Moretti et alii, 2011).

Lungo l'area marginale appenninica, i materiali terrigeni prodotti dallo smantellamento della catena alimentavano sistemi costieri in facies di spiaggia-delta, che passavano distalmente ad una sedimentazione di tipo argilloso, la cui unità emblematica è rappresentata dalle argille subappennine.

4 GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA

L'area di studio corrisponde ad un'area di basso strutturale delimitata da importanti lineamenti tettonici di estensione regionale

Questo settore dell'unità morfologica del Tavoliere, procedendo da monte verso mare, è caratterizzato da una serie di ripiani disposti ad altezze diverse fra le quote 150 e 5 metri.

In generale morfologicamente San Severo rientra nella piana del Tavoliere di Puglia, appartenente al dominio di Avanfossa, litologicamente le piatte e poco elevate colline del Tavoliere sono costituite da depositi alluvionali e/o marini costieri silicoclastici molto recenti e poco sollevati, quindi anche blandamente incisi, il paesaggio è dato da spianate intervallate da vallecole ampie ma poco profonde. Presenta gli aspetti di un modellamento fluviale di tipo policiclico, caratterizzato da superfici pianeggianti variamente estese intagliate da analoghe forme più recenti, ben riconoscibili nei profili longitudinali e trasversali degli ampi interfluvi dell'alto bacino idrografico del Torrente Candelaro e degli affluenti Torrente Triolo, con i subaffluenti Canale Ferrante e Canale S. Maria, e del tratto terminale del Torrente Salsola. Mentre il Torrente Radicosa, con andamento sinuoso, recapita le sue fluenze direttamente nel Torrente Candelaro di cui ne costituisce il principale affluente in sinistra nella tratta di monte.

Dal punto di vista genetico, tali superfici corrispondono a lembi relitti di superfici strutturali, impostate su depositi terrigeni sabbiosi e ghiaiosi, di origine sia marina (piane di regressione) o fluviale (piane alluvionali). Fra le paleosuperfici di origine marina la più elevata in quota è localizzata presso in corrispondenza del rilievo tabulare di Coppa degli Ulivi, limitato sul lato meridionale da un evidente gradino; il successivo, in ordine altimetrico, occupa una vasta area attorno alla cittadina di San Severo con debole immersione ad O ed elevazione massima intorno al centinaio di metri; il terrazzo più basso si estende sul lato orientale del precedente, delimitato a monte da un modesto e discontinuo pendio, con superficie sommitale posta a quote prossime ai 65 metri in leggera pendenza verso la piana alluvionale del Torrente Triolo.

Come visibile dalle foto di seguito riportate le aree interessate dalla realizzazione degli aerogeneratori sono prevalentemente pianeggianti.



Figura 6_Area di realizzazione aerogeneratore wtg01

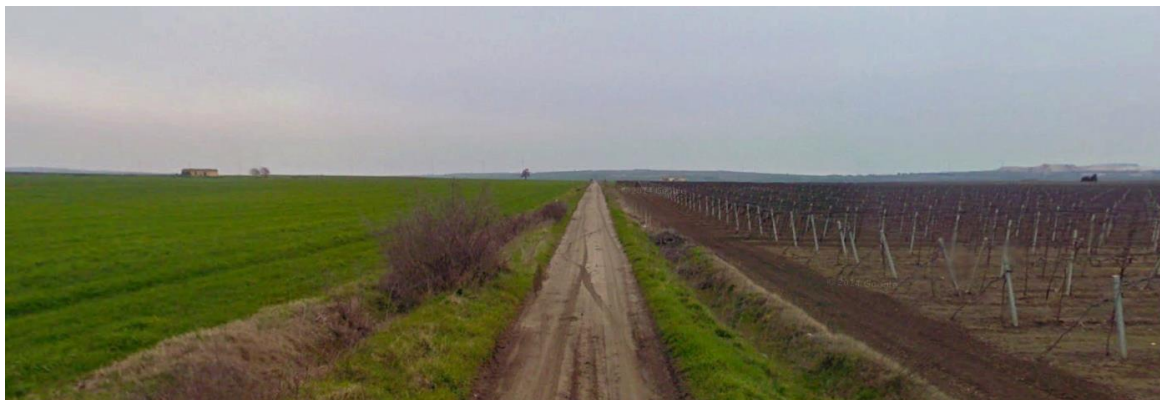


Figura 7_ Area di realizzazione aerogeneratore wtg12_wtg18



Figura 8_Area di realizzazione aerogeneratore wtg25

Figura 9_Area di realizzazione aerogeneratore wtg28

I bacini idrografici del Torrente Candelaro e dei suoi affluenti sono molto estesi arealmente, e caratterizzati, a causa della generale morfologia pianeggiante da spartiacque indeterminato e da una fittezza di brevi linee di deflusso cataclinali che si diramano sia dai versanti delle superfici terrazzate che dalla scarpata del rilievo garganico, tutte confluenti nelle aste principali dei torrenti Candelaro, Triolo e Salsano. Pertanto questi corsi d'acqua, caratterizzati da bassi profili di equilibrio presentano, a seconda delle condizioni metereologiche, una naturale tendenza a divagare oppure ad

inondare le valli nelle quali scorrono, nonostante le numerose opere di bonifica sinora eseguite.

Le risorse idriche a cui attingono i numerosi pozzi d'acqua sparsi un po' ovunque nel Tavoliere, sono legate prevalentemente alla falda acquifera presente nelle coperture alluvionali e subordinatamente alla falda profonda. La superficie piezometrica segue grossomodo l'andamento del substrato argilloso pliocenico (argille subappennine), cosicché si registra un maggiore spessore ed una maggiore produttività dell'acquifero laddove il substrato argilloso impermeabile è più depresso e forma dei veri e propri impluvi; la produttività dell'acquifero risulta quindi essere strettamente dipendente dallo spessore e dalle caratteristiche granulometriche degli strati acquiferi.

In prossimità dell'area di realizzazione dell'impianto eolico, sono presenti dei pozzi per acqua, figura 5, censiti nell'archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984) dai quali si evince una falda a profondità di 18.50 m da piano campagna nel pozzo 1 e l'altra a 25 m di profondità dal piano campagna nel pozzo 2.

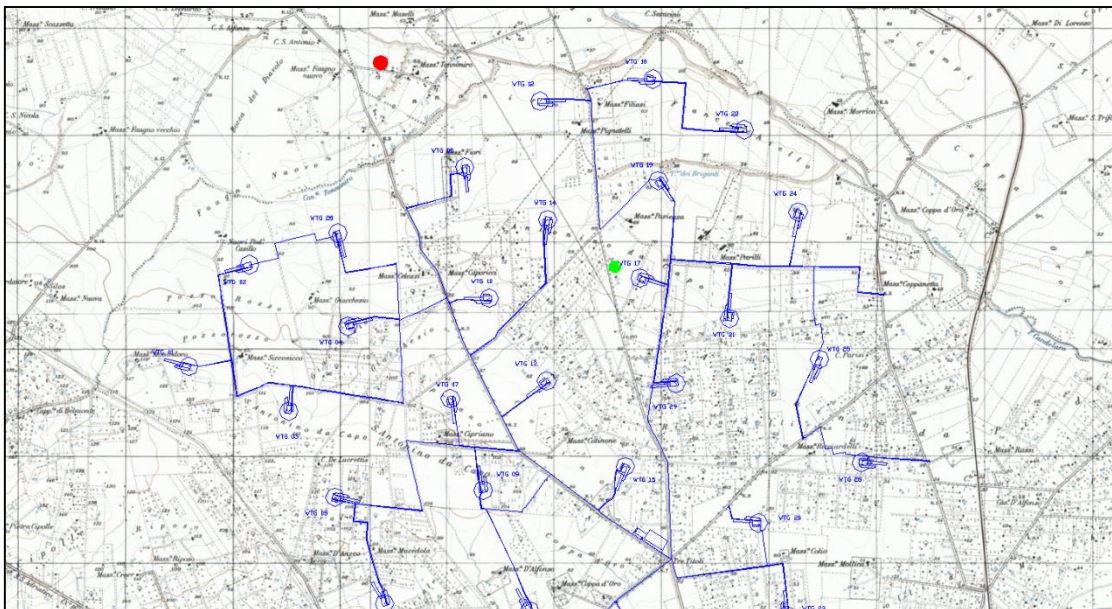


Figura 10 - Pozzi per acqua, rappresentato con un cerchio rosso pozzo 1 e verde pozzo 2, presente in prossimità dell'impianto eolico




|   | | Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---------------------|---|----------------------|------------------|--|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|---|-------|-------|-------|---|-------------------|-------|-------|-------|-------|--|------------------------------|---|-------|-------|-------|--|-----------------------|---|-------|-------|-------|--|--|---|-------|-------|-------|--|--|--|--|--|
| Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dati generali | | Ubicazione indicativa dell'area d'indagine | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p> Codice: 198313 Regione: PUGLIA Provincia: FOGGIA Comune: APRICENA Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 98,00 Quota pc slm (m): ND Anno realizzazione: 1993 Numero diametri: 0 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): 5,000 Portata esercizio (l/s): ND Numero falde: 4 Numero filtri: 0 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 6 Longitudine WGS84 (dd): 15,328608 Latitudine WGS84 (dd): 41,771781 Longitudine WGS84 (dms): 15° 19' 42.100" E Latitudine WGS84 (dms): 41° 46' 18.41" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia </p> | |  | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FALDE ACQUIFERE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Lunghezza (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>18,50</td> <td>48,00</td> <td>29,50</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>48,00</td> <td>60,00</td> <td>12,00</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>60,00</td> <td>78,00</td> <td>18,00</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>78,00</td> <td>98,00</td> <td>20,00</td> </tr> </tbody> </table> | Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | 1 | 18,50 | 48,00 | 29,50 | 2 | 48,00 | 60,00 | 12,00 | 3 | 60,00 | 78,00 | 18,00 | 4 | 78,00 | 98,00 | 20,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 18,50 | 48,00 | 29,50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 48,00 | 60,00 | 12,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 60,00 | 78,00 | 18,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 78,00 | 98,00 | 20,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MISURE PIEZOMETRICHE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Data rilevamento</th> <th>Livello statico (m)</th> <th>Livello dinamico (m)</th> <th>Abbassamento (m)</th> <th>Portata (l/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>mar/1993</td> <td>48,00</td> <td>60,00</td> <td>12,00</td> <td>5,000</td> </tr> </tbody> </table> | Data rilevamento | Livello statico (m) | Livello dinamico (m) | Abbassamento (m) | Portata (l/s) | mar/1993 | 48,00 | 60,00 | 12,00 | 5,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Data rilevamento | Livello statico (m) | Livello dinamico (m) | Abbassamento (m) | Portata (l/s) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| mar/1993 | 48,00 | 60,00 | 12,00 | 5,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| STRATIGRAFIA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Spessore (m)</th> <th>Età geologica</th> <th>Descrizione litologica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> <td></td> <td>TERRENO VEGETALE</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1,00</td> <td>18,50</td> <td>17,50</td> <td></td> <td>ARGILLA BLU SECCA</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>18,50</td> <td>48,00</td> <td>29,50</td> <td></td> <td>SABBIA GRIGIA CHIARA C/ACQUA</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>48,00</td> <td>60,00</td> <td>12,00</td> <td></td> <td>SABBIA DURA CON ACQUA</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>60,00</td> <td>78,00</td> <td>18,00</td> <td></td> <td>SABBIA C/ STRATI DI ARENARIA CON ACQUA</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>78,00</td> <td>98,00</td> <td>20,00</td> <td></td> <td>SABBIA GIALLA C/ STRATI DI ARENARIA DURA CON ACQUA</td> </tr> </tbody> </table> | Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Spessore (m) | Età geologica | Descrizione litologica | 1 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | | TERRENO VEGETALE | 2 | 1,00 | 18,50 | 17,50 | | ARGILLA BLU SECCA | 3 | 18,50 | 48,00 | 29,50 | | SABBIA GRIGIA CHIARA C/ACQUA | 4 | 48,00 | 60,00 | 12,00 | | SABBIA DURA CON ACQUA | 5 | 60,00 | 78,00 | 18,00 | | SABBIA C/ STRATI DI ARENARIA CON ACQUA | 6 | 78,00 | 98,00 | 20,00 | | SABBIA GIALLA C/ STRATI DI ARENARIA DURA CON ACQUA | | | |
| Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Spessore (m) | Età geologica | Descrizione litologica | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | | TERRENO VEGETALE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 1,00 | 18,50 | 17,50 | | ARGILLA BLU SECCA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 18,50 | 48,00 | 29,50 | | SABBIA GRIGIA CHIARA C/ACQUA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 48,00 | 60,00 | 12,00 | | SABBIA DURA CON ACQUA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | 60,00 | 78,00 | 18,00 | | SABBIA C/ STRATI DI ARENARIA CON ACQUA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | 78,00 | 98,00 | 20,00 | | SABBIA GIALLA C/ STRATI DI ARENARIA DURA CON ACQUA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Figura 11_Stratigrafia pozzo 1 per acqua archivio ISPRA

|  |  | Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|---|----------------------|------------------|-----------------------------|------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|------------------|-------|-------|-------|----------|-------|----------------|-------|-------|-------|-------|--|-------------------------|---|-------|-------|------|--|-----------------|---|-------|-------|------|--|----------------|---|-------|-------|-------|--|---------------------------|---|-------|-------|------|--|----------------|---|-------|-------|------|--|-----------------------------|--|--|
| Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dati generali | Ubicazione indicativa dell'area d'indagine | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p> Codice: 206907 Regione: PUGLIA Provincia: FOGGIA Comune: SAN SEVERO Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 62,00 Quota pc slm (m): 69,00 Anno realizzazione: 1991 Numero diametri: 1 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): 8,000 Portata esercizio (l/s): 8,000 Numero falde: 2 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 3 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 8 Longitudine WGS84 (dd): 15,355561 Latitudine WGS84 (dd): 41,755389 Longitudine WGS84 (dms): 15° 21' 20.03" E Latitudine WGS84 (dms): 41° 45' 19.40" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia </p> |  | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DIAMETRI PERFORAZIONE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Lunghezza (m)</th> <th>Diametro (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,00</td> <td>62,00</td> <td>62,00</td> <td>500</td> </tr> </tbody> </table> | Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | Diametro (mm) | 1 | 0,00 | 62,00 | 62,00 | 500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | Diametro (mm) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0,00 | 62,00 | 62,00 | 500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FALDE ACQUIFERE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Lunghezza (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>25,00</td> <td>30,00</td> <td>5,00</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>38,00</td> <td>52,00</td> <td>14,00</td> </tr> </tbody> </table> | Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | 1 | 25,00 | 30,00 | 5,00 | 2 | 38,00 | 52,00 | 14,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 25,00 | 30,00 | 5,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 38,00 | 52,00 | 14,00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| POSIZIONE FILTRI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Lunghezza (m)</th> <th>Diametro (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>25,00</td> <td>52,00</td> <td>27,00</td> <td>300</td> </tr> </tbody> </table> | Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | Diametro (mm) | 1 | 25,00 | 52,00 | 27,00 | 300 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Lunghezza (m) | Diametro (mm) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 25,00 | 52,00 | 27,00 | 300 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MISURE PIEZOMETRICHE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Data rilevamento</th> <th>Livello statico (m)</th> <th>Livello dinamico (m)</th> <th>Abbassamento (m)</th> <th>Portata (l/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>mar/1991</td> <td>12,00</td> <td>52,00</td> <td>40,00</td> <td>8,000</td> </tr> <tr> <td>mar/1991</td> <td>12,00</td> <td>35,00</td> <td>23,00</td> <td>3,000</td> </tr> <tr> <td>mar/1991</td> <td>12,00</td> <td>42,00</td> <td>30,00</td> <td>5,000</td> </tr> </tbody> </table> | Data rilevamento | Livello statico (m) | Livello dinamico (m) | Abbassamento (m) | Portata (l/s) | mar/1991 | 12,00 | 52,00 | 40,00 | 8,000 | mar/1991 | 12,00 | 35,00 | 23,00 | 3,000 | mar/1991 | 12,00 | 42,00 | 30,00 | 5,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Data rilevamento | Livello statico (m) | Livello dinamico (m) | Abbassamento (m) | Portata (l/s) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| mar/1991 | 12,00 | 52,00 | 40,00 | 8,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| mar/1991 | 12,00 | 35,00 | 23,00 | 3,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| mar/1991 | 12,00 | 42,00 | 30,00 | 5,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| STRATIGRAFIA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Spessore (m)</th> <th>Età geologica</th> <th>Descrizione litologica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,00</td> <td>0,90</td> <td>0,90</td> <td></td> <td>TERRENO VEGETALE</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,90</td> <td>10,00</td> <td>9,10</td> <td></td> <td>ARGILLA GIALLA</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>10,00</td> <td>25,00</td> <td>15,00</td> <td></td> <td>ARGILLA GIALLA SABBIOSA</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>25,00</td> <td>30,00</td> <td>5,00</td> <td></td> <td>ARENARIA GIALLA</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>30,00</td> <td>38,00</td> <td>8,00</td> <td></td> <td>ARGILLA GIALLA</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>38,00</td> <td>52,00</td> <td>14,00</td> <td></td> <td>ARENARIA GIALLA ACQUIFERA</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>52,00</td> <td>55,00</td> <td>3,00</td> <td></td> <td>ARGILLA GIALLA</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>55,00</td> <td>62,00</td> <td>7,00</td> <td></td> <td>LIMI ARGILLOSI GRIGIO SCURI</td> </tr> </tbody> </table> | Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Spessore (m) | Età geologica | Descrizione litologica | 1 | 0,00 | 0,90 | 0,90 | | TERRENO VEGETALE | 2 | 0,90 | 10,00 | 9,10 | | ARGILLA GIALLA | 3 | 10,00 | 25,00 | 15,00 | | ARGILLA GIALLA SABBIOSA | 4 | 25,00 | 30,00 | 5,00 | | ARENARIA GIALLA | 5 | 30,00 | 38,00 | 8,00 | | ARGILLA GIALLA | 6 | 38,00 | 52,00 | 14,00 | | ARENARIA GIALLA ACQUIFERA | 7 | 52,00 | 55,00 | 3,00 | | ARGILLA GIALLA | 8 | 55,00 | 62,00 | 7,00 | | LIMI ARGILLOSI GRIGIO SCURI | | |
| Progr | Da profondità (m) | A profondità (m) | Spessore (m) | Età geologica | Descrizione litologica | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0,00 | 0,90 | 0,90 | | TERRENO VEGETALE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 0,90 | 10,00 | 9,10 | | ARGILLA GIALLA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 10,00 | 25,00 | 15,00 | | ARGILLA GIALLA SABBIOSA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 25,00 | 30,00 | 5,00 | | ARENARIA GIALLA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | 30,00 | 38,00 | 8,00 | | ARGILLA GIALLA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | 38,00 | 52,00 | 14,00 | | ARENARIA GIALLA ACQUIFERA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | 52,00 | 55,00 | 3,00 | | ARGILLA GIALLA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | 55,00 | 62,00 | 7,00 | | LIMI ARGILLOSI GRIGIO SCURI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Figura 12_Stratigrafia pozzo 2 per acqua archivio ISPRA

In relazione alla situazione stratigrafica e strutturale dell'area del Tavoliere, si riconoscono tre unità acquifere principali, situate a differenti profondità: acquifero poroso superficiale (che si rinviene nelle lenti sabbioso-ghiaiose dei depositi marini e alluvionali terrazzati pleistocenico - olocenici); acquifero poroso profondo (situato in corrispondenza dei livelli sabbiosi intercalati nella successione prevalentemente argillosa di età plio-pleistocenica); acquifero fessurato carsico profondo (situato in corrispondenza del substrato carbonatico prepliocenico del Tavoliere, collegato lateralmente alla vasta falda del Gargano). Tutti i depositi miocenico-quadernari, marini e continentali del territorio del Tavoliere in senso lato, sono composte prevalentemente da sedimenti clastici e sono caratterizzate da permeabilità per porosità mentre le rocce calcareo-dolomitiche del substrato prepliocenico sono caratterizzate da permeabilità secondaria per fratturazione e carsismo.

5 Calcolo della portanza e verifica allo scorrimento della fondazione della torre eolica

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

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

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

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

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

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

| | Effetto | Coefficient e Parziale γ_F (σ_{FE}) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0.9 | 1.0 | 1.0 |
| | Sfavorevole | | 1.1 | 1.3 | 1.0 |
| Carichi permanenti G_2 | Favorevole | γ_{G2} | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |
| (1) | | | | | |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |

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

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

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

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

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

$$E_d < C_d$$

Dove:

- E_d valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- C_d valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

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

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

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

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

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze**

di progetto, con i coefficienti parziali α_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i α_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

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

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

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

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

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

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

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

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

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

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

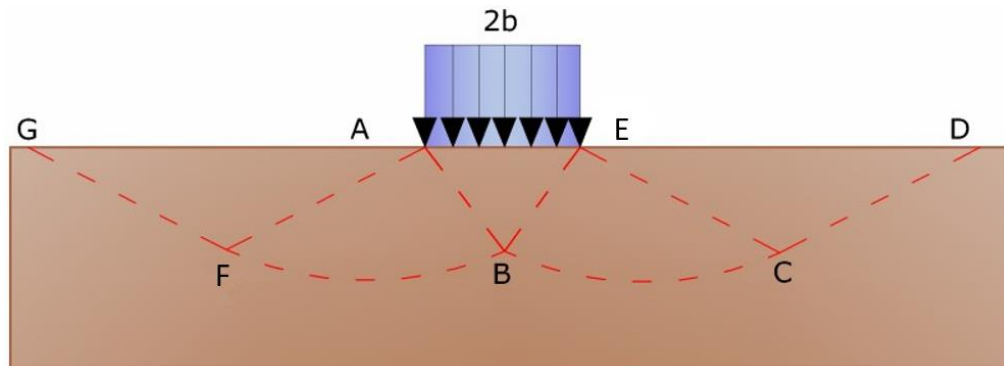
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione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

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

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

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

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

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

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

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti, **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

METODO DI TERZAGHI (1955)

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

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

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

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

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

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

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

dove:

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

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

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

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

FORMULA DI MEYERHOF (1963)

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

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

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

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

Carico inclinato

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

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

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

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

fattore di forma:

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

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

fattore di profondità:

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

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

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

inclinazione:

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

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

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

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- $\theta =$ *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

FORMULA DI HANSEN (1970)

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

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

Per valori di $D/B < 1$:

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi=0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

$s_c = 1$ per fondazioni nastroformi

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

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

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

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

FORMULA DI VESIC (1975)

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

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

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

FORMULA BRICH-HANSEN (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

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

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

Dove:

- $A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u coesione non drenata;
- q pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

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

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma:

| | |
|--|--|
| $s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen}\varphi'$ | per forma rettangolare |
| $s_q = 1 + \text{sen}\varphi'$ | per forma quadrata o circolare |
| $s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$ | per forma rettangolare |
| $s_\gamma = 0.7$ | per forma quadrata o circolare |
| $s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$ | per forma rettangolare, quadrata o circolare |

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

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

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

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

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

MEYERHOF E HANNA (1978)

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

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

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

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

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

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

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

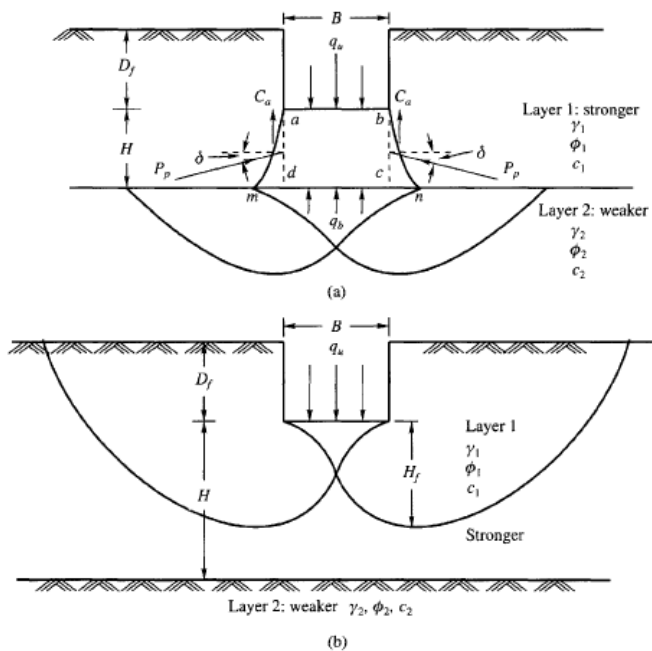


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

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

Strato 2

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

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma 1}$ fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma 2}$ fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

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

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

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

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

Dove:

- q_b carico limite nello strato 2;
- P_p spinta passiva;
- C_a adesione;
- δ inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

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

METODO DI RICHARDS ET AL.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

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

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

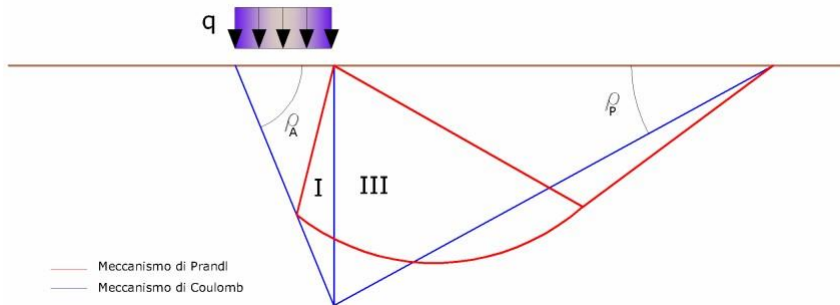
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

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

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

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

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

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

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

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

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

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

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

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

Dove:

- E_d pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

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

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

Dove:

- N_d azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ area ridotta;

FONDAZIONI QUADRATE O RETTANGOLARI

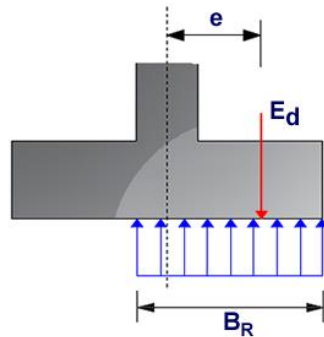
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

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

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

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



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

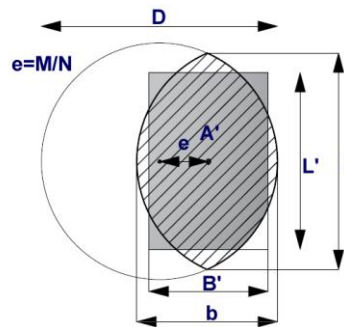
FONDAZIONI CIRCOLARI

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

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

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

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



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

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

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

di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

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

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

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

- q_0 Intensità della pressione di contatto
- B' Minima dimensione dell'area reagente,
- E e μ Parametri elastici del terreno.
- I_j Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ ,
profondità del piano di posa D ;

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in

condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto, la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

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

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

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

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

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

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

dove:

- RR Rapporto di ricomprensione;
- CR Rapporto di compressione;
- H_0 Spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0} Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$ Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

- H_c altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva
cedimento-logaritmo tempo;
- T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

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

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

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

nella quale:

- Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

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

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

e vale:

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

Dove:

- σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi;
- E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo;
- Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

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

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

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

che tiene conto della profondità del piano di posa.

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

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

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

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità

I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

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

nella quale:

- q' pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- I_c Indice di compressibilità;
- f_S, f_H, f_t fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello

strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H e f_t sono rispettivamente:

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

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

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

Con:

t tempo in anni > 3;

R₃ costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

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

DATI GENERALI

```

=====
Normativa                NTC_2018
Zona                     San Severo
Lat./ Long. [WGS84]    41.6854209899902/15.3795156478882
Diametro della fondazione    36.0 m
Profondità piano di posa    1.5 m
Correzione parametri
=====
  
```

STRATIGRAFIA TERRENO

| Spessore strato [m] | Peso unità di volume [kN/m ³] | Peso unità di volume saturo [kN/m ³] | Angolo di attrito [°] | Coesione [kN/m ²] | Coesione non drenata [kN/m ²] | Modulo Elastico [kN/m ²] | Modulo Edometrico [kN/m ²] | Poisson | Coeff. consolidazione primaria [cmq/s] | Coeff. consolidazione secondaria | Descrizione |
|---------------------|---|--|-----------------------|-------------------------------|---|--------------------------------------|--|---------|--|----------------------------------|-------------|
| 40.0 | 17.65 | 18.63 | 28.0 | 0.0 | 0.0 | 9806.65 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

| Nr. | Nome combinazione | Pressione normale di progetto [kN/m ²] | N [kN] | M _x [kN·m] | M _y [kN·m] | H _x [kN] | H _y [kN] | Tipo |
|-----|-------------------|--|---------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|----------|
| 1 | A(1)+M(1)+R(3) | 364.23 | 7110.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Progetto |

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

| Nr | Correzione | Tangente | Coesione | Coesione non | Peso Unità | Peso unità | Coef. Rid. | Coef.Rid.Cap |
|----|------------|----------|----------|--------------|------------|------------|------------|--------------|
|----|------------|----------|----------|--------------|------------|------------|------------|--------------|

| | Sismica | angolo di resistenza al taglio | efficace | drenata | volume in fondazione | volume copertura | Capacità portante verticale | acità portante orizzontale |
|---|---------|--------------------------------|----------|---------|----------------------|------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 1 | No | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2.3 | 1.1 |

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A(1)+M(1)+R(3)

Autore: TERZAGHI (1955)

| | |
|---------------------------------|---------------------------|
| Carico limite [Qult] | 1092.69 kN/m ² |
| Resistenza di progetto[Rd] | 475.08 kN/m ² |
| Tensione [Ed] | 364.23 kN/m ² |
| Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] | 3 |
| Condizione di verifica [Ed<=Rd] | Verificata |

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 43707.66 kN/m³

A(1)+M(1)+R(3)

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

| | |
|-----------------------------|-------------------------|
| Peso unità di volume | 17.65 kN/m ³ |
| Peso unità di volume saturo | 18.63 kN/m ³ |
| Angolo di attrito | 28.0 ° |
| Coesione | 0.0 kN/m ² |

=====

| | |
|---|-------|
| Fattore [Nq] | 7.14 |
| Fattore [Nc] | 17.24 |
| Fattore [Ng] | 4.74 |
| Fattore forma [Sc] | 1.3 |
| Fattore forma [Sg] | 0.6 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

=====

| | |
|------------------------|---------------------------|
| Carico limite | 1092.69 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 475.08 kN/m ² |

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====