

PROPONENTE
Repower Renewable Spa
Via Lavaredo, 44
30174 Mestre (VE)

PROJECT MANAGER : Dott.Giuseppe Caricato

REPOWER
L'energia che ti serve.

PROGETTAZIONE



Sinergo Spa - via Ca' Bembo 152
30030 - Maerne di Martellago - Venezia - Italy
tel 041.3642511 - fax 041.640481

sinergospa.com - info@sinergospa.com

Numero di commessa interno progettazione: 20094

Progettista :
Ing. Filippo Bittante



TENPROJECT

Tenproject Srl - via De Gasperi 61
82018 S. Giorgio del Sannio (BN)
t +39 0824 337144 - f +39 0824 49315
tenproject.it - info@tenproject.it

N° COMMESSA

1417

NUOVO PARCO EOLICO "LATIANO"
PROVINCIA DI BRINDISI
COMUNI DI LATIANO - MESAGNE - TORRE SANTA SUSANNA

PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE

ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE ELABORATO

0.10

NOME FILE

1417-PD_A_0.10_REL_r00

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICA	APPROVAZIONE
00	15/03/2021	PRIMA EMISSIONE	Geol. G. Nichilo	Geom. E. Cossalter	Ing. Filippo Bittante

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	6
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	7
3.1. Geologia	7
3.2. Geomorfologia	11
3.3. Tettonica	13
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	16
4.1. Idrografia e Pericolosità idrogeologica	18
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE	21
5.1. MASW	21
6. MODELLO GEOLOGICO e geotecnico	23
7. MATERIALI	24
7.1. Calcestruzzo per magrone	24
7.2. Calcestruzzo per opere di fondazione	24
7.2.1. Pali	27
7.2.2. Plinto	27
7.2.3. Torrino	29
7.3. Acciaio per armature lenta	29
7.3.1. Caratteristiche meccaniche	29
8. GEOMETRIA DELLE OPERE	30
8.1. Torre V150 6 MW HH125m – Fondazione diretta	30
8.2. Sistema di ancoraggio	31
9. CARICHI SULLA SOMMITÀ DELLA FONDAZIONE	32
9.1. Sistema di riferimento	32
9.2. Carico da neve	33
9.3. Carico da vento estremo	33
9.4. Carico in condizioni sismiche	34
9.4.1. Carico sismico in condizioni SLO	34
9.4.2. Carico sismico in condizioni SLD	34
9.4.3. Carico sismico in condizioni SLV	34
9.4.4. Carico sismico in condizioni SLC	35
9.5. Carichi di esercizio	35

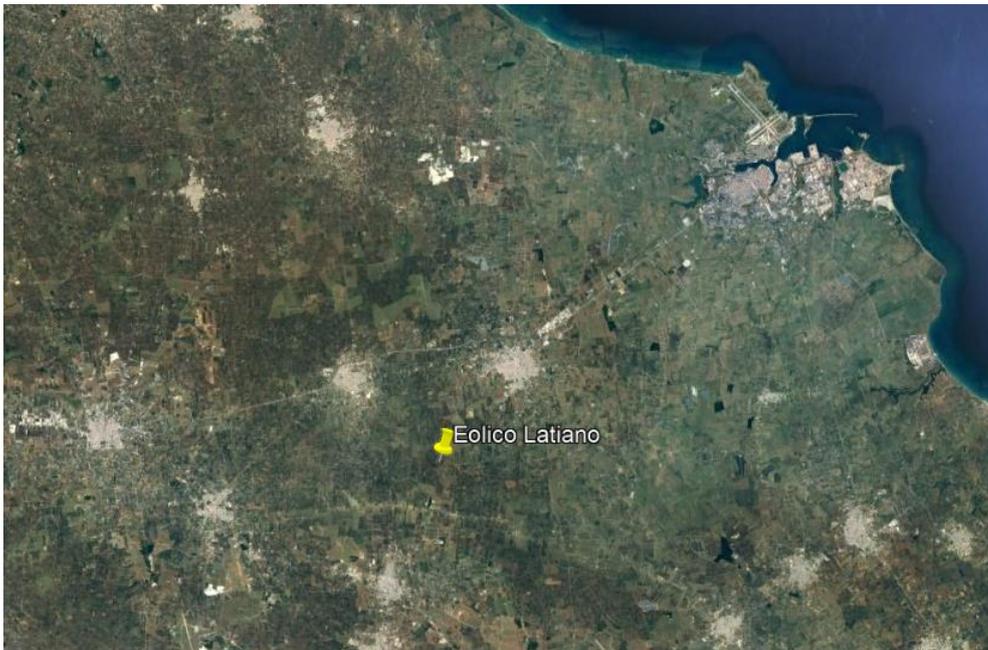
9.6. Carichi di fatica	35
9.7. Azione sismica sul plinto	35
9.8. Carichi alla base della fondazione	36
10. STRUMENTI SOFTWARE	37
10.1. Affidabilità dei codici di calcolo.....	37
10.2. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	38
11. VERIFICHE GEOTECNICHE	39
11.1. Modello di calcolo	39
11.2. Combinazioni di carico	41
11.3. Carichi dovuti al peso proprio del plinto e del terreno.....	42
11.4. Verifica capacità portante pali di fondazione	43
11.5. Sollecitazioni.....	44
11.6. Capacità portante verticale.....	46
11.7. Capacità portante orizzontale	52

STUDIO DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA E GEOTECNICA

1. INTRODUZIONE

La seguente relazione riguarda le **verifiche geotecniche delle fondazioni degli aerogeneratori per il progetto definitivo di un impianto eolico costituito da sei aerogeneratori della potenza di 6 MW ciascuno**, per una potenza di 36 MW, comprensivo di un sistema di accumulo con batterie agli ioni di litio di potenza pari a 12,5 MW, per una potenza complessiva di 48,5 MW, **da installare nel comune di Torre Santa Susanna (BR) e Mesagne (BR)** in località "Galesano" e con opere di connessione ricadenti anche nel comune di Latiano (BR).

Proponente dell'iniziativa è la società Repower Renewable SpA.



Inquadramento nel territorio della provincia di Brindisi

Come riportato negli elaborati di studio sulla compatibilità geologica si ritiene opportuno realizzare fondazioni di tipo profonde, ubicate su terreni di natura siltosa/sabbiosa.

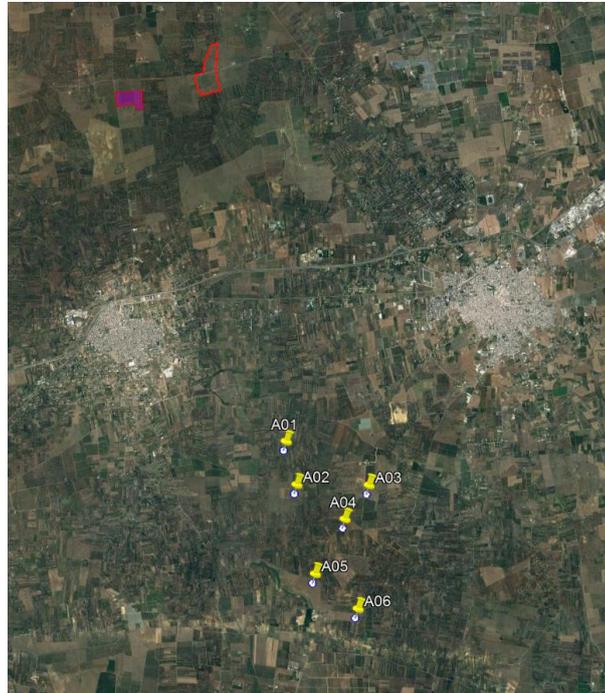
Il plinto di fondazione avrà forma circolare e diametro 26,00 m con n° 56 pali di lunghezza 20 m.

Il collegamento della torre alla fondazione è ottenuto attraverso un Anchor cage fornito da Vestas e composto da 192 tirafondi post-tesi M42 ad alta resistenza, collegati superiormente e inferiormente con flange annegate nel calcestruzzo.

Per i parametri geotecnici del terreno si è fatto riferimento alla relazione geologica a firma del geologo Giuseppe Nichilo dello Studio Sinergo. Per quanto riguarda la progettazione delle fondazioni si è fatto riferimento al documento "*Latiano_RP001EN_00:2020.12.21 FOUNDATION LOADS – V150 – 6 MW HH125m – Project ELETTROSTUDIO ENERGIA S.R.L.*" fornito da Vestas e alle specifiche Vestas.

Il sito è ubicato a nord-est del centro abitato di Torre Santa Susanna, dal quale l'aerogeneratore più vicino dista circa 4,3 km, a sud-est del comune di Latiano, dal quale l'aerogeneratore più vicino dista circa 3,6 km, e a sud-ovest del comune di Mesagne, dal quale l'aerogeneratore più vicino dista circa 4,4 km.

Nello specifico, nella seguente figura è riportato un dettaglio delle componenti progettuali su ortofoto e su Carta Tecnica Regionale, sulle quale sono riportate le posizioni previste per la realizzazione delle torri eoliche, dell'area SAT di ENEL Green Power (in arancio) e la posizione della stazione SSE (in viola).



Impianto eolico su ortofoto



Impianto eolico su CTR Regionale

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area compresa tra i territori comunali di Torre Santa Susanna, Latiano e Mesagne secondo la classificazione del Piano Paesaggistico Territoriale Regionale della Puglia nell'ambito della campagna brindisina. Tale ambito corrisponde alla quasi totalità della provincia di Brindisi, ed è caratterizzato da un bassopiano irriguo con superfici a seminativo, vigneto ed oliveto, senza pendenze significative e senza particolari segni morfologici di superficie.

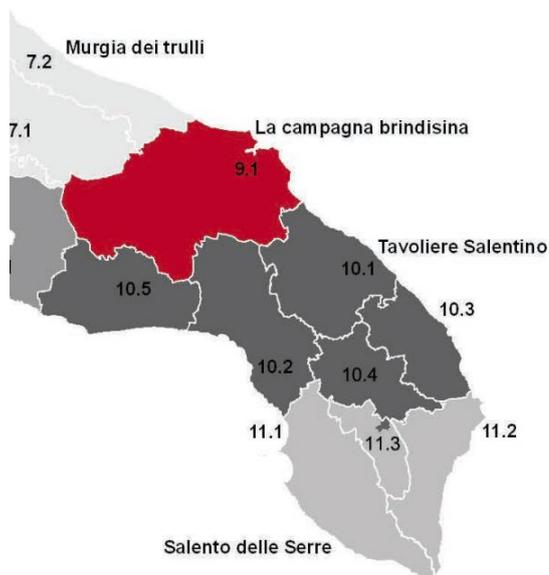


Figura 1 – Ambito della campagna brindisina (PPTR Puglia)

La pianura brindisina si estende da Brindisi verso l'entroterra sin quasi a ridosso delle Murge tarantine ed è compresa tra l'area delle Murge dei Trulli a nord-ovest ed il Tavoliere salentino a sud-est. L'area è caratterizzata da una intensa antropizzazione agricola, con prevalenza di oliveti a trama fitta, mentre lungo la fascia costiera si segnala la presenza di zone umide.

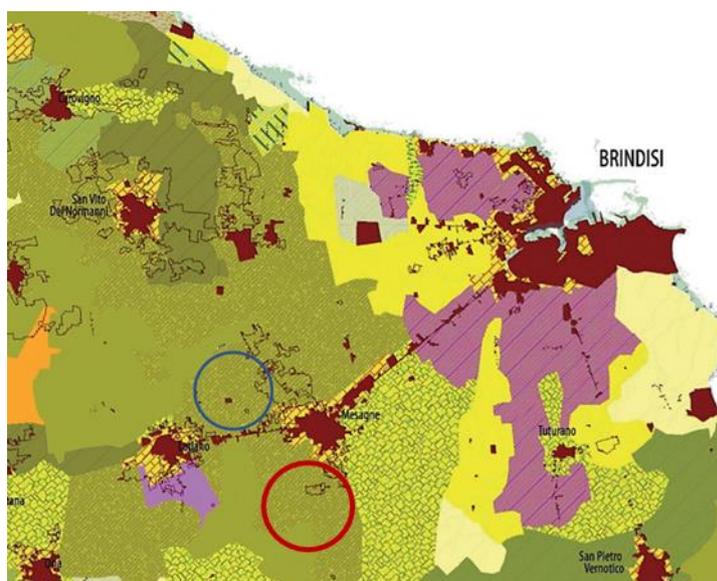


Figura 2 – Morfotopologie rurali (PPTR Puglia)

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

3.1. Geologia

Le aree fisiografiche pugliesi appartengono ai tre domini strutturali del sistema orogenico dell'Appennino meridionale: Catena Appenninica (corrispondente alla porzione pugliese dell'Appennino Dauno), Fossa Bradanica comprendente il Tavoliere delle Puglie e la Fossa Premurgiana, l'Avampaese Apulo che, attualmente, corrisponde geograficamente al Promontorio del Gargano, all'Altopiano delle Murge ed alle Serre Salentine, con le aree depresse interposte. Dunque l'evoluzione geologico-strutturale della regione è fortemente connessa alle tappe evolutive della Catena Appenninica meridionale.

Partendo dal Paleozoico superiore fino al Triassico medio, sul margine settentrionale in lento abbassamento del paleocontinente africano, di cui l'area era una propaggine, si creò un'ampia piana alluvionale, causando la deposizione di un'ampia e spessa copertura detritica. Quindi, con il frammentarsi della Pangea, si costituì una piana tidale soggetta a ripetute variazioni del livello marino, con conseguente deposizione di depositi salini evaporitici, in prevalenza gessosi e carbonatici.

Dal Triassico superiore iniziò la migrazione dei continenti ed in questa fase si individuò una propaggine della Placca Africana, detta Placca Apula. Durante il Mesozoico la Piattaforma Apula fu interessata da un'attiva sedimentazione compensata dalla subsidenza in condizioni di bassofondo in un ambiente marino tropicale con acque poco profonde. La sedimentazione di piattaforma non avvenne sempre in condizioni di bassofondo, con periodi di parziale emersione dovuti sia a variazioni globali del livello marino, sia a deformazioni tettoniche, che provocarono blandi inarcamenti della piattaforma stessa. Una importante fase di emersione fu quella avvenuta nel Cretaceo superiore: in corrispondenza dell'intervallo Cenomaniano-Turoniano si instaurò, infatti, un lungo periodo di continentalità indotto da un sollevamento litosferico intraplacca, connesso alle fasi iniziali del processo di collisione tra la Placca Africana e quella Euroasiatica questa fase di emersione fu registrata con una lacuna stratigrafica, accompagnata da una discordanza angolare ad estensione regionale e, localmente, da depositi continentali bauxitici o sabbioso marnoso-argillosi.

Tra la fine del Cretaceo e l'inizio del Cenozoico, la Piattaforma Apula subì un ampio inarcamento, evolvendosi progressivamente in una vasta area emersa, mentre durante il Paleogene la sedimentazione carbonatica di piattaforma continuò saltuariamente sia sui margini della piattaforma che sui fondali antistanti, caratterizzati da evidenti lacune stratigrafiche e discordanze stratigrafiche nelle relative successioni sedimentarie, indotte da circoscritte ingressioni del livello marino connesse da fenomeni di natura locale (tettonici) o globale (eustatici). Tali successioni costituiscono lembi di esiguo spessore ed estensione, attualmente localizzati lungo la fascia costiera garganica e salentina, all'epoca depositatesi soprattutto in ambienti di piattaforma-scarpata e pendio e localmente, durante il Paleocene, in ambiente bacinale (Bosellini et alii, 1999; Graziano, 2001).

A partire dal Miocene inferiore, il settore crostale pugliese cominciò a subire gli effetti deformativi connessi alla formazione sia della Catena Appenninica, ad Ovest, che di quella Dinarica, ad Est, assumendo così il ruolo di Avampaese. Inoltre, durante le fasi di costruzione dell'Appennino, l'Avampaese Apulo assunse progressivamente l'inflessione ed il sottoscorrimento dei margini rivolti verso i fronti di avanzamento degli opposti edifici tettonici (Ricchetti & Mongelli, 1980), determinando così l'assetto morfostrutturale di pilastro tettonico (Horst), dislocato da faglie in diversi blocchi che subirono abbassamenti e sollevamenti relativi.

Un'estesa trasgressione marina caratterizzò la fine del Messiniano: gran parte delle aree emerse dell'Avampaese Apulo furono sommerse e si individuò la Fossa Bradanica. Durante il Pliocene superiore, mentre il fronte di accavallamento appenninico migrava verso Est, l'area in esame appariva come un vasto arcipelago, dove i blocchi sollevati costituivano delle isole rocciose calcaree, mentre i

blocchi ribassati corrispondevano a bracci di mare poco profondi; la Fossa Bradanica era quindi un bacino marino profondo. Lungo le coste di queste isole si depositavano sabbie e ghiaie carbonatiche, mentre argille emipelagiche si sedimentavano nei settori marini poco profondi a fronte dell'Appennino. Alla fine del Pliocene superiore e all'inizio del Pleistocene inferiore, a causa del lento e progressivo affondamento, molte delle isole furono sommerse dal mare e le aree marine poco profonde si ampliarono con la conseguente deposizione delle argille emipelagiche. La tappa finale dell'evoluzione geodinamica del territorio pugliese iniziò nel Pleistocene, quando l'Avampaese Apulo e la Fossa Bradanica cominciarono a sollevarsi a causa della locale resistenza alla subduzione della porzione pugliese della Placca Adriatica, caratterizzata da uno spessore maggiore della litosfera continentale (100-110 km) rispetto a quella adriatica (70 km). A partire da quell'istante, si registrarono variazioni del livello del mare correlate a fenomeni tettonici (sollevamento Piattaforma Apula e Fossa Bradanica) ed a cambiamenti climatici (intervalli glaciali ed intervalli interglaciali) che portarono alla deposizione di depositi regressivi costieri del Pleistocene inferiore-medio e di depositi marini terrazzati del Pleistocene medio-superiore, nonché di depositi alluvionali terrazzati pleistocenici.

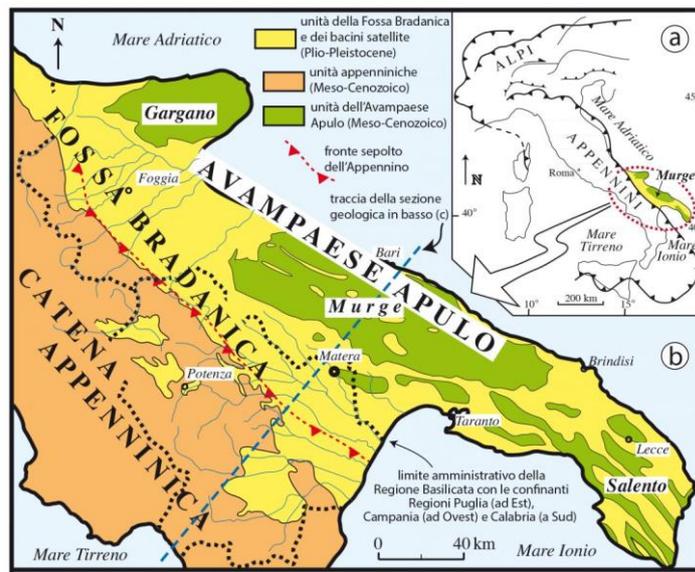


Figura 3 – Schema geologico dell'Italia meridionale (modificato da Pieri et al., 1997)

L'area in oggetto ricade nei territori comunali di Torre Santa Susanna, Latiano e Mesagne, i quali rientrano nel distretto geologico della Penisola Salentina, all'interno del quale si trovano nell'estrema porzione settentrionale. Dal punto di vista geologico, il Salento rappresenta il settore più meridionale dell'avampaese apulo, confinante con le Murge a nord-ovest e circondato dal Mare Adriatico ad est e dal Mar Ionio ad ovest. L'area di interesse ricade nel foglio 203 Brindisi della Carta Geologica d'Italia, scala 1:100'000. Di seguito si riporta schema geologico dell'Italia meridionale, in cui sono riportate le diffusioni areali delle unità dell'Avampaese Apulo, della Fossa Bradanica e della Catena Appenninica.

L'area del foglio Brindisi, assieme a quelle dei fogli adiacenti Lecce e Maruggio, è caratterizzata da un'impalcatura geologica costituita esclusivamente dal Cretacico, rappresentato dalle Dolomie di Galatina (Cenomaniano e probabilmente Turoniano inferiore) e dai Calcari di Melissano (Cenomaniano – Senoniano). Al Cretacico si addossano lungo scarpate, o si sovrappongono in trasgressione, sedimenti miocenici rappresentanti la tipica "pietra leccese" e le Calcareniti di Andrano. Notevole diffusione hanno anche i sedimenti

La successione stratigrafica relativa all'area in esame è costituita dalle seguenti formazioni, dalla più antica alla più recente:

- **Dolomie di Galatina con passaggio graduale al Calcere di Altamura (C⁸⁻⁶)** (Cretaceo)

Queste rappresentano la formazione più antica dell'area e sono costituite da dolomie e calcari dolomitici grigi e talora bituminosi, calcari micritici chiari, calcari ad intraclasti, calcari a pellets, calcari a bioclasti e brecce calcaree. Nel foglio Brindisi si ha predominanza dei calcari. Da numerosi studi paleontologici è stato possibile datare la formazione al Cenomaniano Superiore e forse al Turoniano. L'ambiente di deposizione di questa formazione è quello di piattaforma carbonatica, di mare sottile con eventuali episodi di emersione.

- **Formazione di Gallipoli (Q^{1c} – Q^{1s})** (Calabriano)

La formazione è costituita da sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurrine. Spesso nell'unità si rinvenivano banchi arenacei e calcarenitici ben cementati. La formazione di Gallipoli è rappresentata da due litotipi fondamentali, le marne argillose alla base e le sabbie più o meno argillose in sommità. Le marne argillose hanno generalmente comportamento plastico e sono poco stratificate, ed andando verso l'alto la componente marnoso-argillosa tende a diminuire, lasciando spazio gradualmente a sabbie vere e proprie, stratificate e parzialmente cementate.

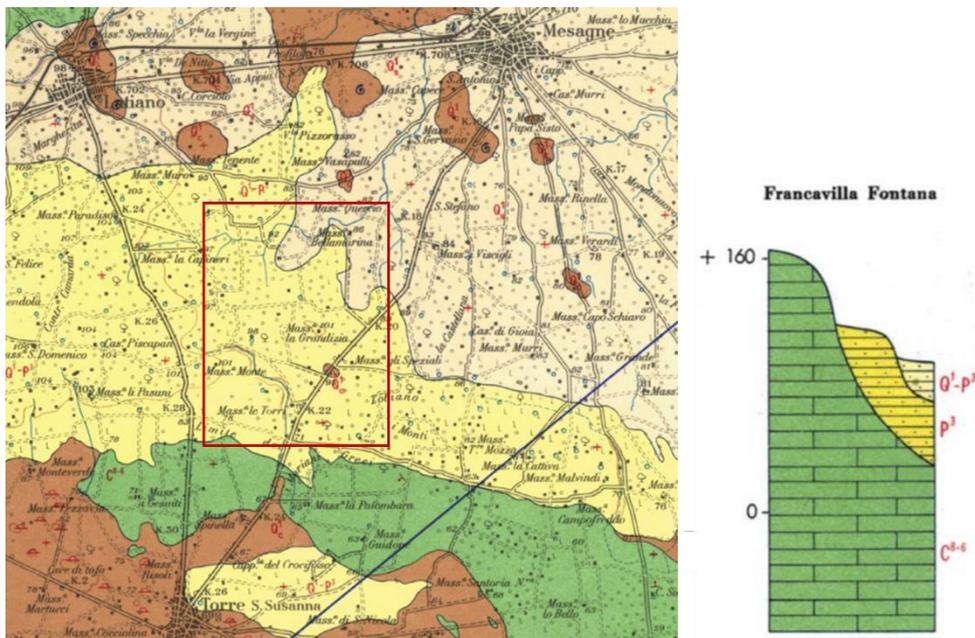


Figura 6 – Stralcio carta geologica d'Italia – dettaglio dell'area di progetto e colonna stratigrafica attigua all'area di progetto (fonte: ISPRA)

La colonna stratigrafica sopra riportata riporta l'accostamento tra sabbie calcaree e calcareniti lungo scarpate formate da terreni più antichi cretacici-miocenici, tipico della Penisola Salentina. Questo è stato interpretato come un accostamento originario dovuto alla presenza di terre emerse delimitate da scarpate marine attive nel periodo di tempo corrispondente all'età dei sedimenti accostati.

Analizzando i dati relativi alle litologie affioranti, estratti dal SIT della Regione Puglia e riportati in stralcio nella seguente figura, per il sito in esame si ha che le sei torri eoliche ricadono in aree interessate da depositi a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica, mentre la SSE ed il SAT di ENEL Green Power, ricadono nell'area caratterizzata da affioramenti di unità prevalentemente

calcareae o dolomitiche. Un'altra formazione abbondante nella zona è quella costituita dall'unità a prevalente componente arenitica, sulla quale però non si prevede di realizzare alcuna opera.

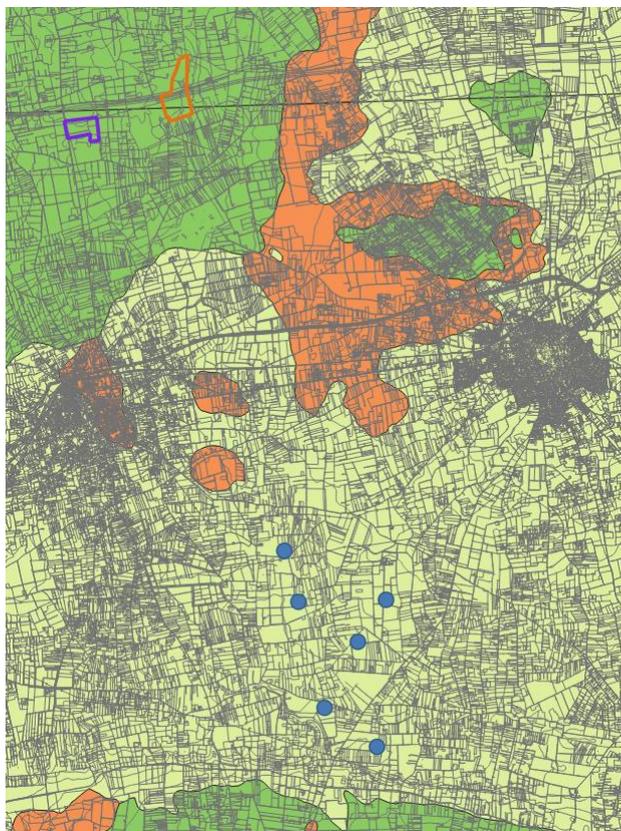


Figura 7 – Stralcio carta litologica (fonte: SIT Puglia)

Per quanto concerne le giaciture degli strati, si riporta di seguito un sommario delle misure riportate:

- Unità calcarea/dolomitica strati sub-orizzontali (giaciture 0° - 10°);
- Unità a prevalente componente arenitica strati sub-orizzontali (giaciture 0° - 10°);
- Unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica strati sub-orizzontali (giaciture 0° - 10°).

3.2. Geomorfologia

La morfologia dell'area brindisina è caratterizzata dalle cosiddette "serre", nonché dorsali, alture ed altipiani, che raramente si alzano più di qualche decina di metri sopra le aree circostanti, le quali coincidono con alti strutturali con affioranti le formazioni più antiche, cretatiche o mioceniche. Le alture sono delimitate da scarpate che hanno generalmente inclinazione non superiore a 20° e spesso inferiore a 10°, con direzione complessiva NO-SE, ma con frequente sinuosità di ampiezza variabile.

In generale si segnala una corrispondenza generale tra morfologia del terreno ed il relativo andamento strutturale: le antiche linee di costa si conservano sotto forma di scarpate, le anticlinali rappresentano le zone sopraelevate, mentre le sinclinali costituiscono le zone più depresse. Lo schema strutturale-stratigrafico descritto trova rappresentazione nella seguente figura, tratta dalle Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Fogli 203, 204, 213 Brindisi – Lecce – Maruggio, rappresentante l'assetto strutturale tipico dell'area.



Figura 8 – Schema indicativo dei rapporti stratigrafici (D. Rossi)

La natura carbonatica di diverse formazioni della zona rende necessaria la trattazione del tema del carsismo, rappresentante l'attività chimica dissolutiva e costruttiva esercitata dall'acqua soprattutto su rocce calcaree. La fase dissolutiva è operata dall'acqua resa acida dall'anidride carbonica presente nell'atmosfera, e può essere superficiale o sotterranea, mentre la fase costruttiva è definita dall'acqua arricchita fino alla saturazione di carbonato acido di calcio la quale, sfociando in un ambiente ipogeo quale può essere quello di una grotta, rilascia il suddetto carbonato di calcio in forma insolubile, formando stalattiti o stalagmiti. Come anticipato, i fenomeni legati al carsismo si verificano maggiormente in rocce calcaree, quindi nell'area di progetto interessano esclusivamente queste formazioni. Tale differenziazione risulta evidente anche nel seguente stralcio di carta morfologico-strutturale dell'area, tratta da "Le acque sotterranee e l'intrusione marina in Puglia: dalla ricerca all'emergenza nella salvaguardia della risorsa", allegato alle Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia, vol. XCII- Tav.2.

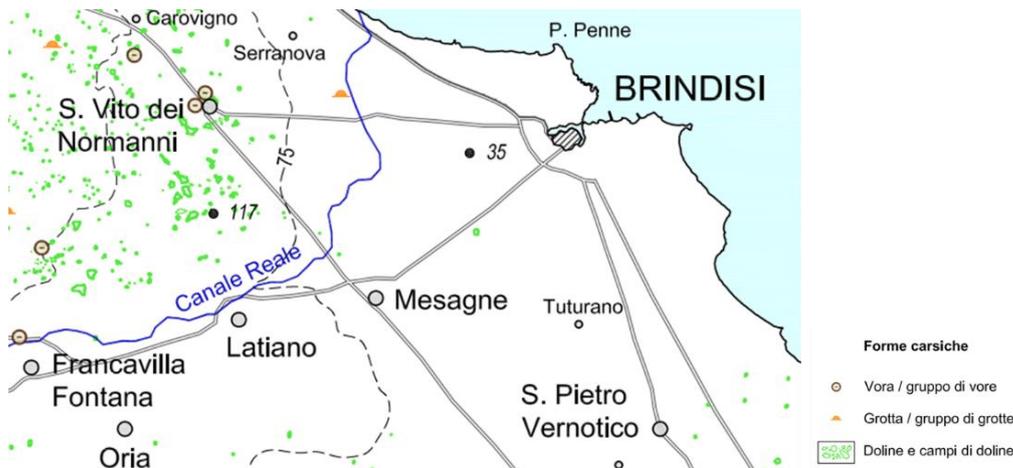


Figura 9 – Carta morfologico-strutturale (da Cotecchia)

L'area nel settore nord-occidentale rispetto ai comuni di Latiano e Mesagne, caratterizzata da calcare affiorante, è caratterizzata dalla presenza di numerose doline, vore o inghiottitoi e grotte, singole o a gruppi/campi. La dolina è una conca chiusa causata da fenomeni di subsidenza carsica e sprofondamento, anche detta sinkhole, e si verifica essenzialmente a causa di fenomeni di collassi di volte di grotte preesistenti, crolli graduali di pareti di doline in formazione, cedimenti di depositi di riempimento. Da quanto esposto dalle cartografie inerenti, tra cui la carta idrogeomorfologica del SIT Puglia, risulta che i dintorni dell'area di progetto non dovrebbero essere interessati da fenomeni carsici, rappresentati con retini azzurri sulla carta litologica, vista l'assenza di calcare affiorante. Naturalmente mediante esecuzione di sondaggi nell'area di impianto si verificherà la profondità di affioramento del substrato e l'eventuale presenza di forme carsiche profonde.

Infine, si riporta l'area di progetto, per la quale sono indicate le n.6 torri eoliche, l'area SAT di Enel Green Power, in arancio, e la SSE in viola, su base cartografica tecnica regionale (CTR) e Modello Digitale del Terreno (DTM), estratto dai dati forniti dal SIT della Regione Puglia, avente quota massima (marrone) e minima (verde) rispettivamente pari a circa 137 e 38 metri sul livello del mare.

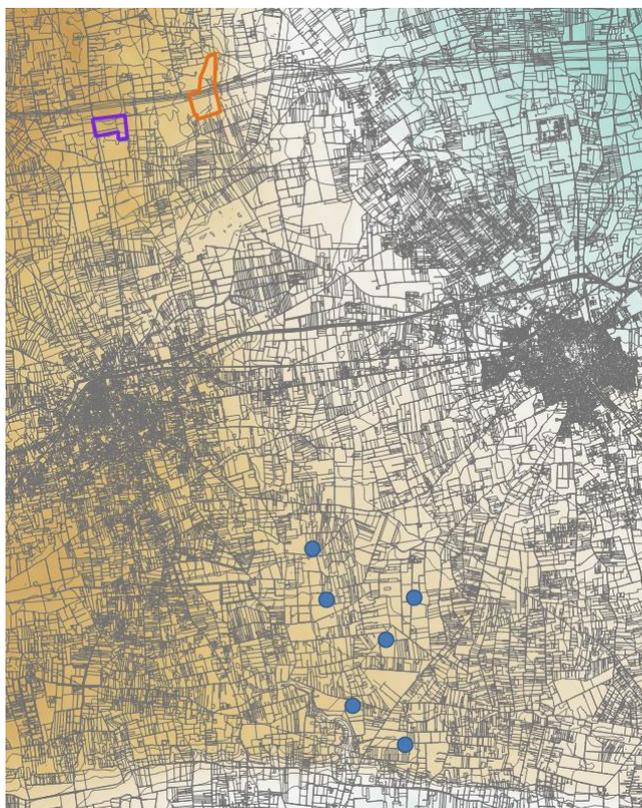


Figura 10 – Area di progetto su CTR e DTM

3.3. Tettonica

Dal punto di vista strutturale, l'area salentina è rappresentata da un blocco avente orientamento NO-SE, dislocato da numerose faglie dirette in una serie di blocchi sub-paralleli: nel settore nord-orientale dell'area prevalgono faglie dirette e subverticali, orientate NO-SE e N-S, mentre il settore sud-occidentale risulta essere più deformato ed articolato, con pieghe ad ampio raggio di curvatura con direzione delle superfici assiali NNO-SSE e deformazioni duttili con direzione ENE-OSO e NE-SO del piano assiale, ed immersione a NO. In quest'ultimo settore la tettonica disgiuntiva è rappresentata da faglie dirette, trascorrenti e oblique di direzione NNO-SSE e NO-SE. Spostandosi dall'area sud-occidentale a quella nord-orientale le faglie dirette diventano progressivamente sempre più frequenti, fino a diventare preponderanti. Dunque, l'assetto strutturale è rappresentato da blocchi, le Serre Salentine, e depressioni, separati da faglie NNO-SSE.

Focalizzando l'attenzione sull'area in oggetto, la dolce morfologia trova corrispondenza nel fatto che i piegamenti che hanno colpito le formazioni affioranti sono piuttosto blandi. Nella parte nord-occidentale del foglio Brindisi si ha un esteso lembo cretacico, terminazione meridionale delle Murge baresi, con strati che immergono costantemente verso sud o sud-est. Gli affioramenti cretaciici rappresentano gli alti strutturali, data la loro rappresentanza degli strati più esterni di anticlinali ad asse ondulato diretto secondo NO-SE.

Di seguito si riporta stralcio della Carta Geologico-Strutturale Tavola 1 allegata alla “Memorie Descrittive della Carta Geologica d’Italia, vol. XCII”, rappresentante nell’area di interesse i principali lineamenti tettonici. Si nota come, nello specifico, l’area in oggetto sia interessata sostanzialmente da due sistemi di faglie perpendicolari tra loro, uno sviluppato lungo la direzione NE-SO e l’altro in direzione NO-SE.

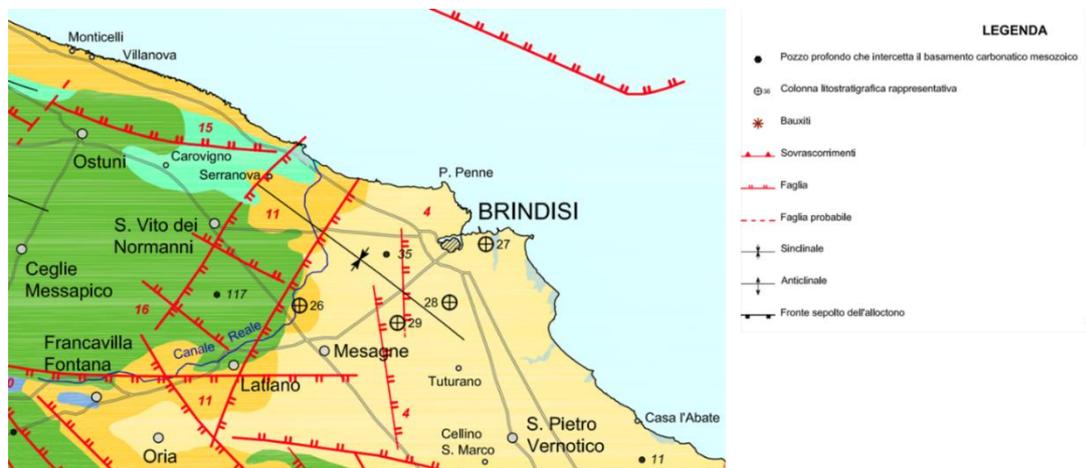


Figura 11 – Stralcio carta geologico-strutturale (da Cotecchia)

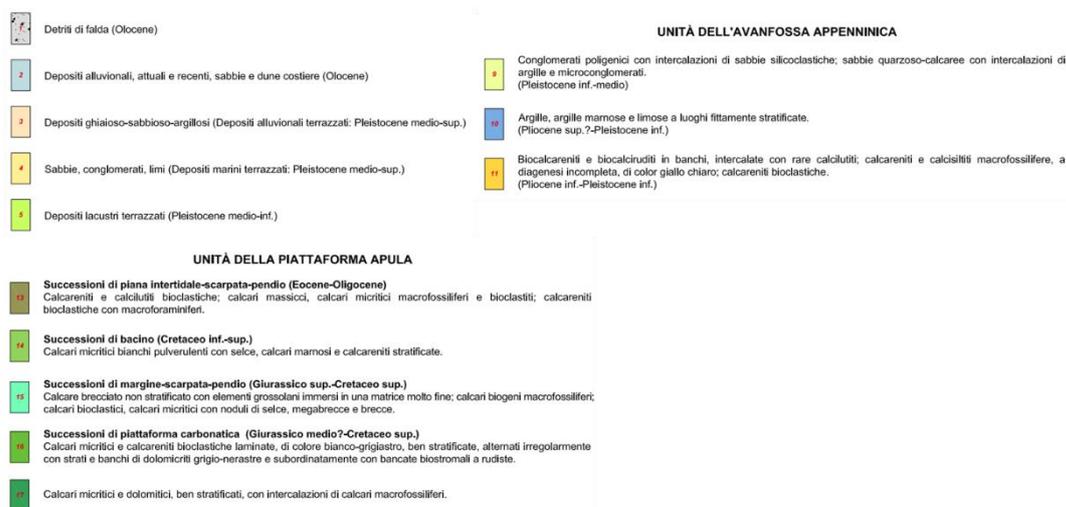


Figura 12 – Stralcio carta geologico-strutturale - legenda (da Cotecchia)

Infine, dalla consultazione del Catalogo delle faglie capaci (ITHACA), risulta che l’area in esame, così come la totalità della provincia di Brindisi e della Penisola Salentina in generale, non è attraversata da faglie capaci, definite tali in quanto ritenute in grado di produrre, entro un intervallo di tempo di interesse per la società, una deformazione o dislocazione della superficie del terreno, e/o in prossimità di essa.

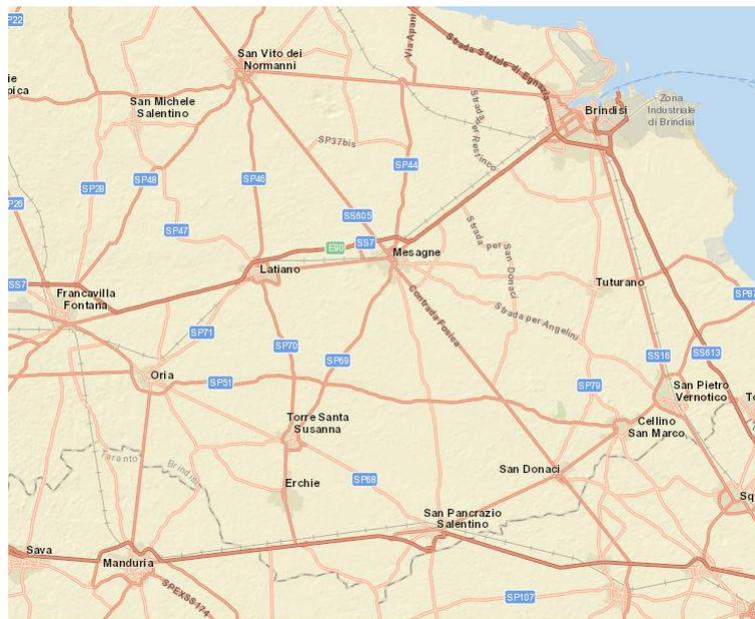


Figura 13 – Faglie capaci (Progetto ITHACA)

L'assenza di faglie capaci ha conferma anche nell'assenza di sorgenti sismogenetiche nella totalità dell'area salentina, come rappresentato dalla seguente figura, estratta dal DISS "Inventario delle sorgenti sismogenetiche" dell'INGV Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (DISS Working Group (2018). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; DOI:10.6092/INGV.IT-DISS3.2.1.).

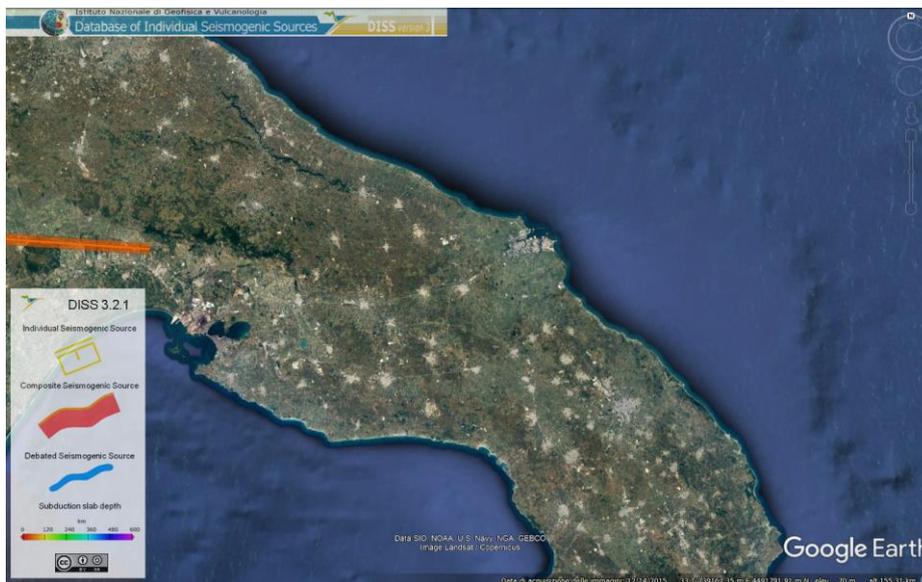


Figura 14 – Sorgenti Sismogenetiche (DISS Working Group)

4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Sotto il profilo idrogeologico la regione Puglia presenta una forte complessità, legata ad ambienti variegati ed estesi. In generale, si può affermare che le caratteristiche geologiche, strutturali e morfologiche della regione hanno consentito la formazione di cospicui corpi idrici sotterranei, contenuti fondamentalmente nelle successioni carbonatiche mesozoiche e, solo in subordine, mioceniche e quaternarie. Le maggiori riserve idriche sono contenute nei corpi carbonatici e le piogge costituiscono l'unica fonte di alimentazione delle falde regionali, appartenenti sia ai corpi acquiferi estesi e profondi del mesozoico, sia ad acquiferi minori, presenti in formazioni di età miocenica o quaternaria.

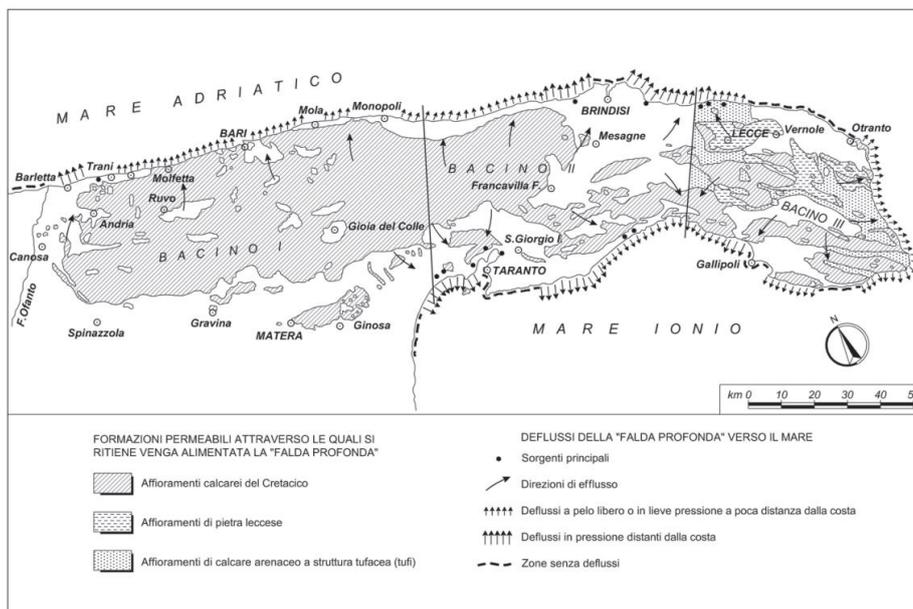


Figura 15 – Carta idrogeologica a scala regionale (Murgia e Salento) (da Cotecchia et al., 1957)

Le aree idrogeologiche regionali sono le seguenti:

- Gargano;
- Tavoliere;
- Murgia;
- Piana di Brindisi;
- Arco Ionico Tarantino;
- Salento.

La zona in esame dei comuni di Latiano, Mesagne e Torre Santa Susanna fa parte della Piana di Brindisi, rappresentata da una vasta depressione strutturale costituitasi a seguito del graduale abbassamento del basamento carbonatico mesozoico che si spinge sino al litorale adriatico, laddove, a seguito di distinte fasi eustatico-tettoniche, è stato sepolto dai sedimenti del ciclo della Fossa Bradanica e dai Depositi marini terrazzati. La morfologia dell'area è espressa da superfici terrazzate digradanti verso il Mare Adriatico con modeste cadute di pendio in corrispondenza di antiche linee di costa.

La Piana di Brindisi rientra nell'unità fisiografica delle Murge, all'interno della quale però si distingue per particolari condizioni geostutturali che caratterizzano i calcari mesozoici ed i loro rapporti con le formazioni geologiche più recenti, determinando peculiari condizioni idrogeologiche. La stratigrafia della zona permette la presenza di una falda acquifera superficiale. La base di tale acquifero superficiale è costituita da argille pleistoceniche, poggianti su calcari fratturati e carsici del Cretaceo, nei quali ha invece sede l'acquifero profondo, in continuità con quello che impegna l'intera piattaforma apula, il quale si alimenta dall'altopiano murgiano e fluisce verso il mare in pressione, con una cadente piezometrica generalmente inferiore all'1‰. Al tetto della formazione carbonatica, fra la stessa e le argille predette, si rinviene talora la formazione delle Calcareniti di Gravina, la cui prevalente impermeabilità contribuisce ad una circolazione idrica confinata nell'acquifero profondo.

L'efflusso a mare della falda profonda avviene spesso in punti distanti dalla linea di costa a causa della presenza della copertura argillosa impermeabile lungo la fascia costiera e sui fondali marini prossimi alla linea di costa stessa. Questa situazione costringe le acque sotterranee a circolare in pressione ed emergere talora oltre la costa sui fondali marini. È evidente che nella situazione descritta un forte condizionamento derivi dall'intrusione marina, con conseguente spiccata stratificazione salina delle acque sotterranee profonde. In prossimità della costa, ed in particolare dell'abitato di Brindisi, i calcari acquiferi degradano rapidamente sotto alla quota del mare rendendo così le acque spesso fortemente salmastre, mentre nelle porzioni più interne della Piana, dove i calcari di base hanno quote maggiori del livello marino, si riscontra invece una discreta qualità delle acque sotterranee.

Di seguito si riportano le caratteristiche di permeabilità degli acquiferi presenti nella zona in esame:

- Acquiferi carbonatici mesozoici: sono rappresentati da calcari e calcari dolomitici permeabili per fratturazione e carsismo. In genere sono interessati da fratture originatesi per tettonica che, intersecandosi con i giunti di strato, danno vita ad un sistema irregolare di fessure all'interno del quale si ha la circolazione idrica. I fenomeni carsici causano un allargamento delle fratture, determinando così un generale aumento della permeabilità. L'azione solvente delle acque dipende da diversi fattori, quali l'intensità delle piogge, caratteristiche del moto di circolazione idrica, composizione chimica e stato di fratturazione della roccia, e da ciò ne deriva che la permeabilità della formazione calcarea varia nel contesto regionale, raggiungendo i valori massimi nel Salento ed i minimi nelle aree interne della Murgia.
- Acquiferi plio-quadernari: questi acquiferi sono costituiti da depositi quadernari alluvionali permeabili per porosità. Generalmente la permeabilità è medio-bassa e variabile a seconda della granulometria dei terreni e delle loro condizioni litologiche e stratigrafiche. Infatti, tali acquiferi mostrano una elevata anisotropia ed eterogeneità da sito a sito.

Per quanto concerne l'area di progetto, la carta idrogeologica dell'area riportata di seguito, tratta da "Le acque sotterranee e l'intrusione marina in Puglia: dalla ricerca all'emergenza nella salvaguardia della risorsa", allegato alle Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia, vol. XCII- Tav.4, evidenzia una presunta quota di isopiezica media della falda profonda pari a 5 metri sul livello del mare, mentre per quanto concerne la salinità della falda questa si attesta tra 0,5 ed 1,0 g/l in prossimità del comune di Latiano, mentre spostandosi verso il comune di Mesagne, e quindi verso la costa, tale valore aumenta fino ad essere compreso tra 1,0 e 2,5 g/l.

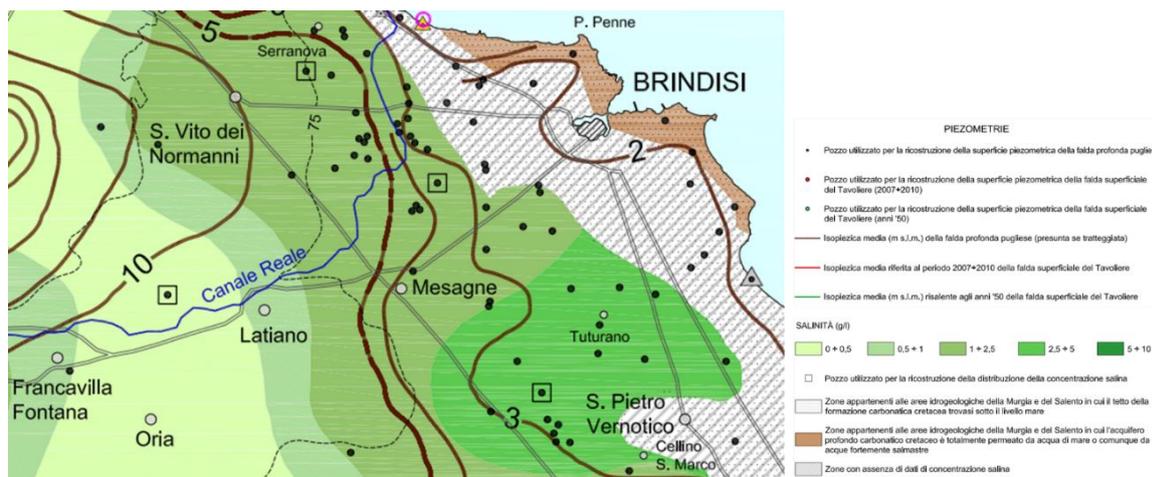


Figura 16 – Carta idrogeologica – Sorgenti, piezometri e salinità (da Cotecchia)

4.1. Idrografia e Pericolosità idrogeologica

La rete idrografica della Piana di Brindisi comprende un reticolo di incisioni ben gerarchizzato, nel quale sono disposti, con direzione prevalente SO-NE il Canale Reale, il Foggia Rau e il Canale Cillarese, sfocianti nell'Adriatico. Le incisioni maggiori sono separate fra loro da spartiacque poco marcati, mentre le numerose canalizzazioni minori formano piccole aree depresse, che favoriscono frequenti alluvionamenti.

Focalizzando l'attenzione sull'area in esame, per la zona a ridosso della costa e della città di Brindisi il Geoportale Nazionale di ISPRA conferma la presenza di diversi canali di dimensioni esigue, mentre l'entroterra, compresi i territori di Latiano e Mesagne, vede la totale assenza di corsi d'acqua superficiali. Tale assetto idrografico è dovuto alla presenza di depositi carbonatici, caratterizzati da fratturazione e carsismo i quali, aumentando la porosità e la permeabilità della roccia, non permettono lo sviluppo di un reticolo idrografico superficiale.

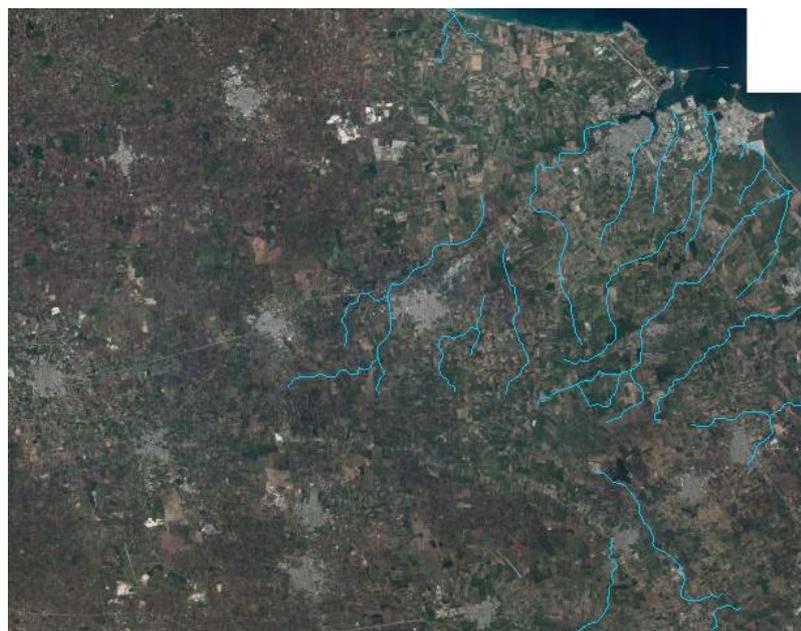


Figura 17 – Reticolo idrografico area di progetto (fonte Geoponale Nazionale ISPRA)

L'assenza di rete idrografica superficiale rende molto basso il pericolo idrogeologico nell'area di interesse, come rappresentato da estratto cartografico del portale IdroGEO dell'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, nonostante nelle vicinanze siano cartografate aree a pericolosità P3 da alluvioni, probabilmente legate ad eventi pluviometrici di rilevante entità che causano il rapido accumulo di acqua in aree con particolari caratteristiche topografiche o caratterizzate da maggiore impermeabilità dei terreni.

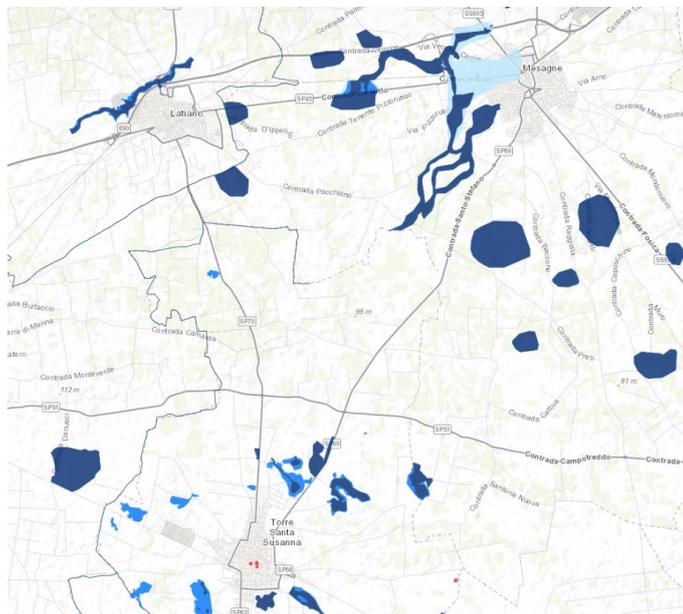


Figura 18 – Pericolosità idrogeologica (fonte IdroGEO – ISPRA)

Inoltre, di seguito si riporta estratto cartografico del Geoportale Nazionale relativo alle aree a potenziale rischio significativo di alluvioni. Come si può notare, le aree direttamente interessate dalle opere non sono classificate come a rischio, seppure nelle aree immediatamente a sud delle stesse sono presenti aree reputate a rischio con tempo di ritorno ≤ 500 anni.



Figura 19 – Aree a potenziale significativo rischio alluvioni (fonte Geoportale Nazionale – ISPRA)

Infine, data la presenza nel sottosuolo di depositi carbonatici soggetti a possibili fenomeni carsici le cui evidenze, tra l'altro, sono già segnalate dalle cartografie ufficiali, si raccomanda in fase di progettazione esecutiva di eseguire una campagna di indagini dettagliata, al fine di poter escludere fenomeni di dissesto durante le operazioni di cantiere legate al crollo di cavità carsiche.

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nella presente fase progettuale non è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche ad hoc, scegliendo di impostare la progettazione delle opere su base cautelativa, partendo dalle conoscenze pregresse dell'area. Si è però scelto di indagare mediante profilo sismico a rifrazione MASW l'area della sottostazione, i cui risultati sono di seguito esposti.

5.1. MASW

Ai fini della determinazione della categoria di suolo, in ottemperanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, è stata svolta n.1 indagine geofisica in territorio di Latiano per la definizione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche dei terreni presenti nella zona di realizzazione della stazione SSE. Mediante un profilo di sismica a rifrazione con tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), si è proceduto quindi a ricavare il parametro VS equivalente ($V_{S_{eq}}$) sia in un'area in adiacenza al parco eolico che nella zona della futura sottostazione.

La procedura MASW rappresenta un sistema d'indagine indiretta, non invasiva, del sottosuolo. Essa si basa sulla determinazione delle onde di superficie mediante un profilo sismico: sul terreno vengono disposti dei geofoni ad intervallo costante, collegati ad un sismografo, i quali registrano l'impulso causato da una vibrazione generata artificialmente. Il contributo maggiore è dato dalle onde di Rayleigh, la cui velocità di trasmissione è legata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato come qualsiasi sottosuolo investigato, si verifica la dispersione, secondo cui le onde con diversa lunghezza d'onda si propagano con diverse velocità di fase e di gruppo.

L'elaborazione dei dati acquisiti mediante MASW si riconduce a quattro fasi:

- trasformazione delle serie temporali registrate nel dominio frequenza (f) – numero d'onda (k), mediante trasformata di Fourier;
- individuazione delle coppie f - k cui corrispondono i massimi spettrali di energia, in modo da risalire alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh;
- calcolo della curva di dispersione teorica attraverso la formulazione del profilo di velocità delle onde di taglio V_s , andando a modificare opportunamente i valori di spessore, densità di massa e velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p degli strati costituenti il sottosuolo investigato;
- modifica della curva teorica fino al raggiungimento del fit ottimale tra la curva di dispersione teorica e quella sperimentale.

La MASW è stata realizzata utilizzando 24 geofoni con frequenza propria di 4.5 Hz e distanza intergeofonica di 2.0 metri, definendo uno stendimento di 46 metri. Di seguito si riportano la planimetria delle indagini MASW eseguite ed i risultati ottenuti.

MASW – SSE Latiano

I parametri dinamici del terreno ed il modello di velocità delle onde S per il sito in esame sono i seguenti:

Strato	V_s (m/s)	Spessore (m)	V_p stimata (m/s)	Stima densità (gr/cm^3)	Stima mod. Poisson (-)	Stima modulo di taglio (MPa)	Stima modulo compressione (MPa)	Stima modulo Young (MPa)	Stima modulo Lamè (MPa)
1	1383	14,1	2487	2,28	0,28	4353	8272	11109	5370
2	1753	4,4	3078	2,33	0,26	7153	12515	18025	7747
3	2005	4,3	3486	2,36	0,25	9480	16017	23753	9697
4	2230	Inf.	3881	2,38	0,25	11857	20104	29728	12199

Figura 20 – MASW SSE Latiano: parametri dinamici del terreno

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore (m)
1	2487	1383	14,1
2	3078	1753	4,4
3	3486	2005	4,3
4	3881	2230	Inf.

Figura 21 – MASW SSE Latiano: modello di velocità delle onde S

Alla luce dei risultati sopra esposti e di quanto definito nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17/01/18), per il sito ricadente all'interno dell'area del parco eolico si ha il seguente valore di $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = 1660 \text{ m/s}$$

6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

In questa fase progettuale si è scelto di non eseguire una campagna di indagini geognostiche, rimandando tali studi all'eventuale fase di progettazione esecutiva, ad autorizzazione concessa. Si è dunque deciso di ricostruire il modello stratigrafico del sito dove dovrebbero essere realizzate le fondazioni delle torri eoliche basandosi sui dati deducibili dalla cartografia geologica ufficiale della zona e sulle esperienze dirette nei dintorni dell'area di studio.

Analizzando la carta geologica della zona si evince come per l'area prescelta non vi siano affioramenti litoidi e che il substrato roccioso calcareo sia sito ad una profondità non facilmente valutabile in assenza di verticali di indagine. Nello specifico, data la presenza di calcare affiorante a Nord nella zona della stazione SSE ed immediatamente a Sud dell'area di impianto, si è in corrispondenza di un graben, un'area limitate da faglie dirette morfologicamente depressa rispetto ai vicini horst rappresentati dai calcari affioranti. In tale contesto geologico e tettonico risulta abbastanza cautelativo considerare che in profondità il bedrock affiori a profondità tra i 20 ed i 30 metri. Al di sopra del substrato calcareo nella zona si rinvencono unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica, i quali assieme alle calcareniti si sono depositate lungo le scarpate determinate dagli elementi tettonici sopra citati durante una fase di emersione delle terre. Considerando tutto ciò, ai fini della progettazione preliminare delle strutture in oggetto, si è deciso di considerare la condizione più svantaggiosa possibile, e quindi più cautelativa.

Si è quindi definito il seguente modello geologico di partenza, nel quale si hanno depositi siltoso-sabbiosi per i primi 25 metri di sottosuolo.

Profondità (m)		Descrizione litologica
0,0	25,0	Depositi a prevalente componente siltoso-sabbiosa

Modello geologico cautelativo area impianto eolico

Partendo dal modello geologico precedentemente definito, si è quindi andati a caratterizzare dal punto di vista geotecnico i depositi previsti. A tal proposito si sono utilizzati dei valori cautelativi per i depositi in esame, ottenuti da dati di letteratura o da informazioni dedotte da indagini svolte in passato in aree attigue a quella di progetto.

UG1	Profondità (m)		γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)
	0	25	20,5	25	3	31	50

Caratterizzazione geotecnica UG1

La falda si trova a circa 10 m dal piano campagna.

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*”.

Categoria topografica: T1 “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ”

7. MATERIALI

7.1. Calcestruzzo per magrone

Calcestruzzo magro dosato a 200 kg/mc di cemento (Classe C15/20).

7.2. Calcestruzzo per opere di fondazione

I riferimenti per le caratteristiche di durabilità del calcestruzzo sono le seguenti norme:

- UNI EN 206.2016;
- UNI 11104-2016.

Di seguito si riporta un prospetto estratto da quest'ultima norma in cui sono espresse le classi minime di resistenza del calcestruzzo da impiegare in funzione della classe di esposizione del conglomerato cementizio.

VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE																		
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto a/c	-	0.60	0.55	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.45	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.45				
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C30/37	C32/40	C35/45		
Minimo contenuto in cemento (Kg/m ³) (d)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360				
Contenuto minimo in aria (%)											(e)	4,0 (a)							
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156							È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)		

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è valutata come:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

in cui:

- f_{ck} rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni di maturazione;
- γ_c è fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo, pari a 1.50;
- α_{cc} risulta il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, pari a 0,85.

La resistenza a trazione di progetto, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{ctk} rappresenta la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo, definita secondo il §11.2.10.2 delle NTC 2018.

La resistenza a trazione assiale caratteristica del calcestruzzo, f_{ctk} , risulta essere pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

La resistenza media a trazione semplice (assiale), f_{ctm} , è pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi } \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi } > C50/60$$

Il modulo elastico E_{cm} , in sede di progettazione si può assumere pari a:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

in cui f_{cm} rappresenta il valore medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcolato come:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La solidarietà tra barre di acciaio e calcestruzzo è garantita dall'aderenza che si sviluppa lungo le superfici che vengono a contatto tra loro. Per espletare tale funzione le barre devono essere perfettamente aderenti al calcestruzzo che le circonda. La tensione che si genera assicura la trasmissione degli sforzi di scorrimento tra i due materiali.

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{bk} rappresenta la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

dove:

- η_1 è pari a 1,00 in condizioni di buona aderenza ovvero pari a 0,7 in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa;
- $\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro ≤ 32 mm, altrimenti pari a $\eta_2 = (132 - \Phi)/100$;

7.2.1. Pali

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC2
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.60
Minimo contenuto di cemento	300 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro minimo (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C25/30

CALCESTRUZZO	CLASSE C30/37	
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} [MPa]	37.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck} [MPa]	30.71
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{cd} [MPa]	17.40
Valore medio della resistenza a compressione	f _{cm} [MPa]	38.71
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f _{ctm} [MPa]	2.94
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f _{ctk} [MPa]	2.06
Resistenza a trazione semplice di progetto	f _{ctd} [MPa]	1.37
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f _{bk} [MPa]	4.63
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f _{bd} [MPa]	3.09
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	18.43
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	13.82
Modulo di elasticità secante	E _{cm} [MPa]	33019.43
Peso specifico	P _c [kN/m ³]	25.00

7.2.2. Plinto

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-

Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

CALCESTRUZZO	CLASSE C32/40	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} [MPa]	40.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f_{ck} [MPa]	33.20
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	18.81
Valore medio della resistenza a compressione	f_{cm} [MPa]	41.20
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]	3.10
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk} [MPa]	2.17
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd} [MPa]	1.45
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk} [MPa]	4.88
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd} [MPa]	3.25
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	19.92
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	14.94
Modulo di elasticità secante	E_{cm} [MPa]	33642.78
Peso specifico	P_c [kN/m ³]	25.00

7.2.3. Torrino

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4 + XS1
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

CALCESTRUZZO	CLASSE C45/55	
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} [MPa]	55.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck} [MPa]	45.65
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{cd} [MPa]	25.87
Valore medio della resistenza a compressione	f _{cm} [MPa]	53.65
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f _{ctm} [MPa]	3.83
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f _{ctk} [MPa]	2.68
Resistenza a trazione semplice di progetto	f _{ctd} [MPa]	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f _{bk} [MPa]	6.04
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f _{bd} [MPa]	4.02
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	27.39
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	20.54
Modulo di elasticità secante	E _{cm} [MPa]	36416.11
Peso specifico	P _c [kN/m ³]	25.00

7.3. Acciaio per armature lenta

7.3.1. Caratteristiche meccaniche

Tipo:	B450C
Modulo elastico:	E _s = 210000 MPa
Tensione di snervamento	f _{yk} = f _{ynom} = 450 MPa
Tensione di rottura	f _{tk} = f _{tnom} = 540 MPa
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_{s,M}$ = 1.15
Snervam. progetto materiali:	f _{yd} = f _{yk} / $\gamma_{s,M}$ = 391.3 MPa

8. GEOMETRIA DELLE OPERE

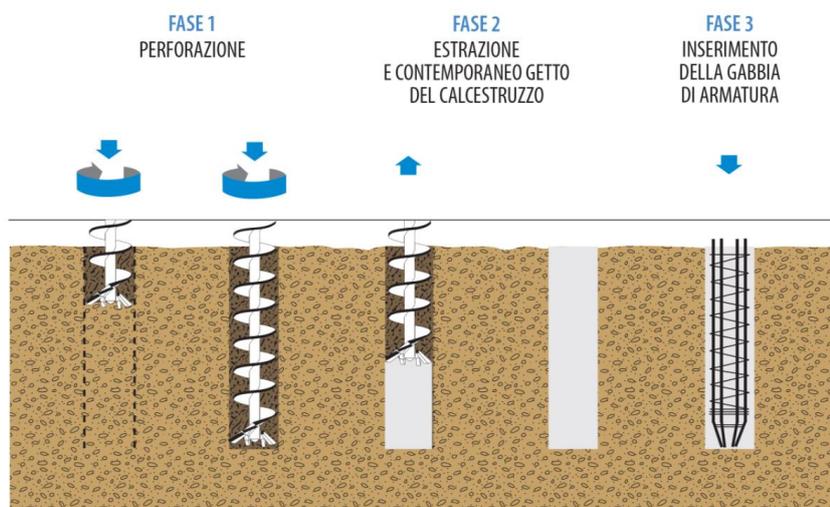
8.1. Torre V150 6 MW HH125m – Fondazione diretta

I plinti delle torri eoliche hanno forma circolare. Data la natura del terreno, come descritto nei capitoli successivi, le fondazioni saranno del tipo profondo. Si è scelto di utilizzare pali CFA.

I pali CFA (Continuos Flight Auger), o pali ad elica continua, sono pali trivellati di medio – grande diametro, compreso in genere tra 300 mm e 1400 mm, gettati in opera con profondità massime che possono raggiungere i 35 m. Nell'esecuzione dei pali CFA vi è una parziale asportazione di terreno, ma non vengono utilizzati fanghi bentonitici o polimeri, né tubi forma di rivestimento, fatto che semplifica lo smaltimento del terreno di scarto e che li rende impieghiabili anche nelle vicinanze di falde acquifere potabili.

L'esecuzione di un palo CFA prevede tre fasi:

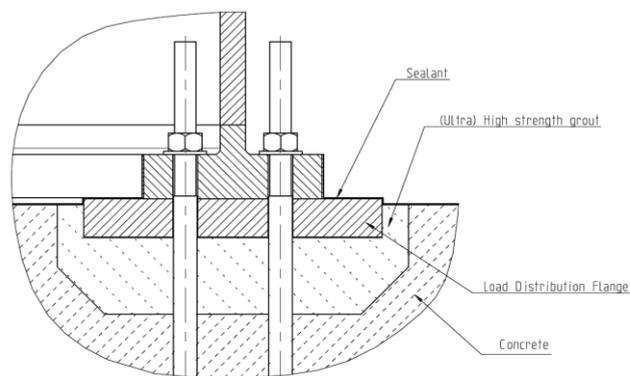
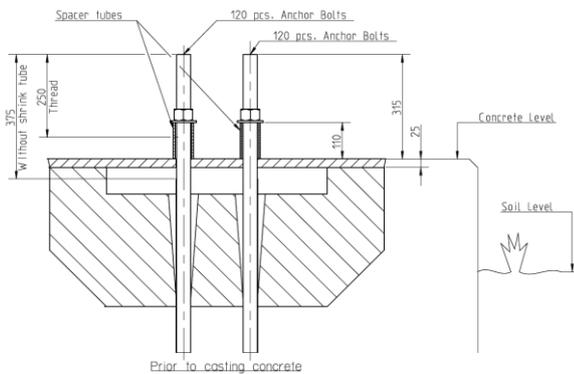
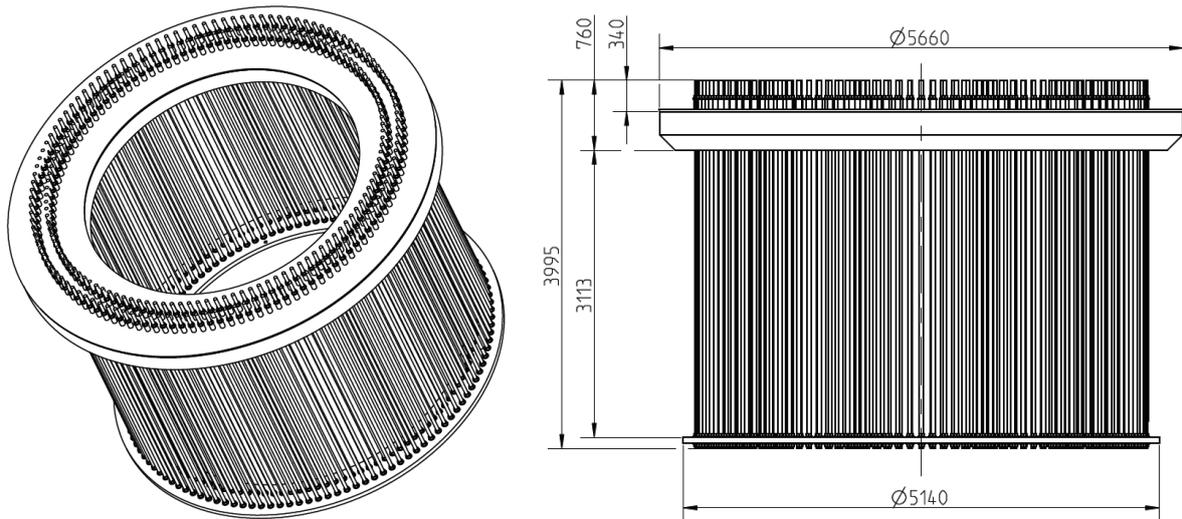
- **FASE 1 – PERFORAZIONE:** la perforazione del palo avviene tramite l'inserimento nel terreno di un macchinario a forma di elica continua o coclea, saldata ad un'asta cava centrale. In corrispondenza della punta si trovano dei denti che facilitano la penetrazione della coclea nel terreno. L'asta di perforazione viene spinta verso il basso e allo stesso tempo posta in rotazione. Si realizza così un foro di diametro pari al diametro esterno dell'elica. L'estremità inferiore dell'asta cava è chiusa durante la perforazione; questo determina quindi una compressione del terreno laterale e un conseguente aumento della densità naturale originaria del terreno.
- **FASE 2 – ESTRAZIONE E GETTO DEL CALCESTRUZZO:** raggiunta la profondità di progetto, si esegue il getto del calcestruzzo che fuoriesce in pressione attraverso il foro localizzato alla base dell'asta cava della coclea. Contemporaneamente al getto, l'asta viene estratta dal foro, facilitata dalla pressione esercitata verso l'alto dal calcestruzzo in pressione. Il getto procede fino ad ultimazione del palo sfilando gradualmente la coclea mentre il calcestruzzo fluisce con continuità. Il getto termina al raggiungimento della quota di piano campagna.
- **FASE 3 – ARMATURA:** a calcestruzzo ancora fresco si procede con l'inserimento dell'armatura, precedentemente assemblata in cantiere o in stabilimento. L'armatura viene sollevata per mezzo di una gru e inserita nel foro.



Fasi di lavoro palo CFA

8.2. Sistema di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio è illustrato nelle figure seguenti e consiste in tirafondi M42 di lunghezza pari a 3,995 m, collegati tra loro da una piastra superiore e inferiore. Il dispositivo di ancoraggio è fornito dal manufacturer Vestas, e si simanda alle specifiche Vestas per i dettagli sulla sua messa in opera.

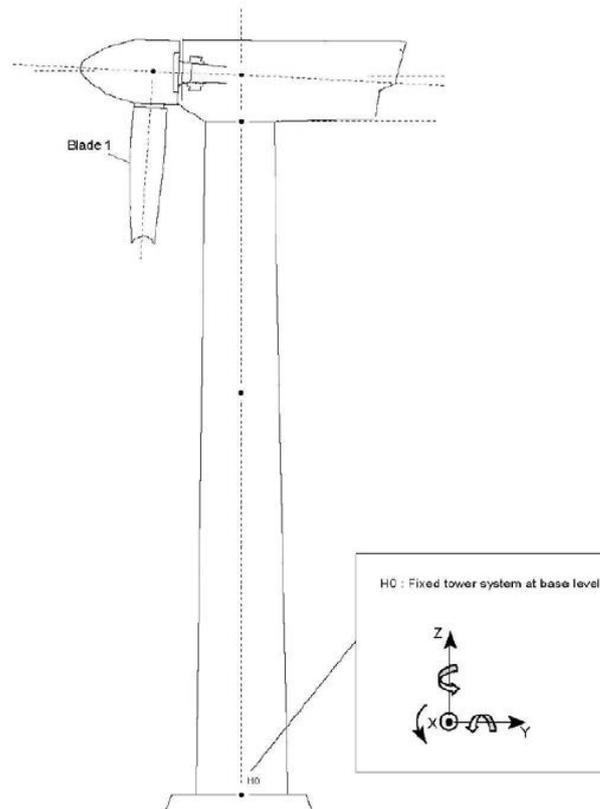


Anchor cage

9. CARICHI SULLA SOMMITÀ DELLA FONDAZIONE

I carichi agenti sulla sommità della fondazione sono stati ricavati dal documento "RP001EN_00 2020.12.21 Foundation Loads V150 - 6 MW HH125m EnVentus" fornito dal manufacturer dell'aerogeneratore Vestas

9.1. Sistema di riferimento



Sistema di coordinate

Le sollecitazioni sono applicate a +20 cm sul piano dell'estradosso della flangia di base del primo cono della torre.

In particolare:

- **M_{res} : extreme resulting bending moment**
- **M_z : simultaneous torsion moment**
- **F_{res} : simultaneous resulting shear force**
- **F_z : simultaneous vertical force**

9.2. Carico da neve

Di seguito si riportano i carichi caratteristici dovuti all'effetto della neve.

Zone		III	
Regional altitude reference	$a_s =$	200	m
Site altitude on sea level	$a_s =$	95	m
Characteristic snow load for $a_s \leq 200$ m	$q_{sk} =$	0,60	kN/m ²
Characteristic snow load for $a_s > 200$ m	$q_{sk} = 0,51 \cdot [1 + (a_s/481)^2] =$	/	kN/m ²
Shape coefficient	$\mu_s =$	0,8	
Exposure coefficient	$C_E =$	1,0	
Thermal coefficient	$C_T =$	1	
Snow load	$q_s = \mu_s \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T =$	0,48	kN/m ²

Snow Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
0	0	-67,48	0	0	0

Carico da neve caratteristico. Non è applicato alcun PLF

9.3. Carico da vento estremo

Di seguito si riportano i carichi caratteristici dovuti all'azione del vento.

Zone		3	/
Regional altitude reference	$a_0 =$	500	m
Site altitude on sea level	$a_s =$	95	m
Zone wind speed reference	$V_{b,0} =$	27	m/s
Parameter K_s	$K_s =$	0,37	/
Altitude coefficient c_a	$c_a = 1 + k_s(a_s/a_0 - 1) =$	1,00	/
Zone wind speed reference $a_s > a_0$	$V_b = V_{b,0} \cdot c_a =$	27,00	m/s
Conventional air density	$\rho =$	1,25	kg/m ³
Return coefficient	$c_r =$	1	/
Reference wind speed	$v_r = v_b \cdot c_r =$	27,00	m/s
Reference kinetic pressure	$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 =$	455,83	N/m ²
Terrain roughness class		D	/
Exposure category		II	/
Exposure definition parameters			
	$k_r =$	0,19	/
	$z_0 =$	0,05	m
	$z_{min} =$	4	m
Topographic coefficient	$c_t =$	1	/
Exposure coefficient			
for $z < z_{min}$	$c_e(z) = c_e(z_{min}) =$	1,801	/
for $z \geq z_{min}$	$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		
Pressure coefficient	$c_p =$	0,70	/
Dynamic coefficient	$c_d =$	1,00	/

Characteristic Extreme Wind Loads			
M_{res}	M_z	F_{res}	F_z
[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
151348	3624	1480	-6725

Carico da vento estremo caratteristico. Non è applicato alcun PLF18"

9.4. Carico in condizioni sismiche

I carichi in condizioni sismiche sono valutati in accordo con il D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" e la Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Sono state considerate anche le risultanze delle indagini geologiche di riferimento.

I parametri sono calcolati in corrispondenza della torre WTG1, le coordinate sono riportate di seguito:

WTG n	Latitude [°]	Longitude [°]
A6	40,500432	17,773119

Coordinate

Parameters of the structure					
Use Class	Life V_N [years]	Use Class C_u	Period V_R [years]	Soil Category	Topographic Category
IV	50	2,0	100	C	T1

Parametri di progetto

	T_R	a_g	F_o	T_C^*	C_C	T_B	T_C	T_D	S_S	S_T	S
SLO	60	0,0236	2,3306	0,2650	1,6275	0,1438	0,4313	1,6945	1,5000	1,0000	1,5000
SLD	101	0,0299	2,3605	0,3328	1,5096	0,1675	0,5024	1,7197	1,5000	1,0000	1,5000
SLV	949	0,0578	2,7398	0,5069	1,3139	0,2220	0,6660	1,8312	1,5000	1,0000	1,5000
SLC	1950	0,0678	2,9010	0,5243	1,2994	0,2271	0,6812	1,8711	1,5000	1,0000	1,5000

Valori degli spettri di risposta di progetto

9.4.1. Carico sismico in condizioni SLO

S.L.O. Seismic Loads						
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	
3,20	10,66	-6900,80	-1082,61	324,78	0,29	

Sollecitazioni in condizioni SLO

9.4.2. Carico sismico in condizioni SLD

S.L.D. Seismic Loads						
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	
4,85	16,17	-6900,80	-1641,86	492,56	0,44	

Sollecitazioni in condizioni SLD

9.4.3. Carico sismico in condizioni SLV

S.L.V. Seismic Loads						
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	
10,23	34,11	-6900,80	-3463,24	1038,97	0,93	

Sollecitazioni in condizionin SLV

9.4.4. Carico sismico in condizioni SLC

S.L.C. Seismic Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
13,28	44,27	-6900,80	-4494,77	1348,43	1,21

Sollecitazioni in condizioni SLC

9.5. Carichi di esercizio

Si riportano I carichi di esercizio calcolati forniti da Vestas:

- Char.load : carico caratteristico
- Prob.:1e-2: carico con probabilità di superamento 1e-2
- Prob.:1e-4: carico con probabilità di superamento 1e-4

Production loads				
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4
M_{res}	[kNm]	147900,00	117110,30	125497,79
M_z	[kNm]	-16545,64	-4022,75	-6401,10
F_{res}	[kN]	1251,88	903,48	1025,78
F_z	[kN]	-7070,98	-6900,80	-6936,71

Carichi di esercizio

9.6. Carichi di fatica

Per la fondazione devono essere considerati i carichi medi. I carichi medi devono essere combinati con i carichi equivalenti o con lo spettro del carico di fatica.

I carichi sono posti all'altezza di + 0,20m. I carichi equivalenti indicati possono essere utilizzati solo se la proprietà del materiale può essere caratterizzata da una curva S / N con la stessa pendenza data per i carichi equivalenti.

Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads				
		Mean load	Range m = 4	Range m = 7
F_y	[kN]	496,86	631,77	561,79
M_x	[kNm]	-66857,45	38711,82	47633,23
M_z	[kNm]	-227,51	9221,63	8707,63

Carichi di fatica per N=1E7 cicli

9.7. Azione sismica sul plinto

L'analisi sismica sulla fondazione della torre è stata svolta considerando il metodo semplificato dell'analisi pseudostatica. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v , possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \mp 0,50 K_h$$

in cui:

- β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame β_s risulta pari a 0,28.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

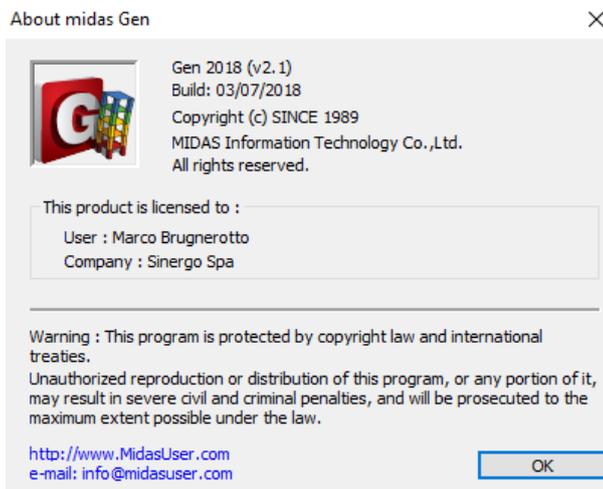
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

9.8. Carichi alla base della fondazione

I carichi alla base della fondazione si ottengono aggiungendo ai carichi verticali che agiscono in sommità della fondazione i pesi propri del terreno e del plinto di fondazione e incrementando i momenti agenti in sommità del piedistallo del momento di trasporto dovuto alle forze orizzontali.

10. STRUMENTI SOFTWARE

Per la modellazione dei plinti di fondazione delle torri eoliche è stato impiegato il software MIDAS GEN di cui si detiene regolare licenza.



Per il preprocessing e postprocessing dei risultati sono stati impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ®.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. per gli SLU/SLV e SLE si è impiegato il software RC-SEC della GeoStru, di cui si possiede regolare licenza:



Copyright © 2017



10.1. Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei softwares ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore dei software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

10.2. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo dimensionamento della struttura, come sopra riportato. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

11. VERIFICHE GEOTECNICHE

In questo capitolo si riportano le ipotesi di calcolo e le verifiche geotecniche degli elementi fondazionali.

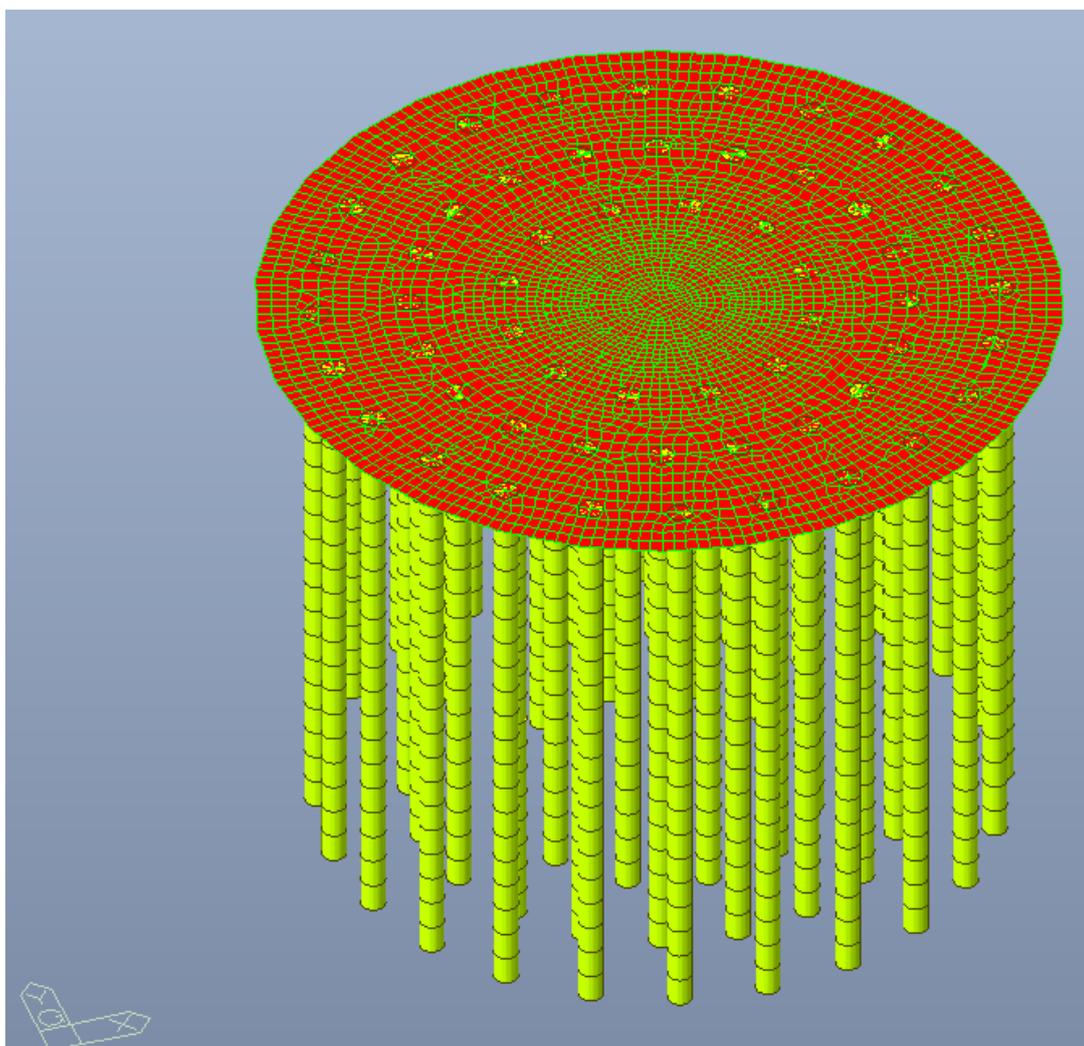
11.1. Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato sviluppato con il Software FEM MidasGEN. Da come è possibile vedere nella figura seguente, il plinto di fondazione è modellato con elementi plate, mentre i pali sono stati schematizzati con elementi beam.

I pali sono stati modellati discretizzandoli in conci da 1 metro ai quali è stata assegnata un'adeguata rigidezza orizzontale e verticale come riportato nel seguito.

I carichi sono stati applicati su un nodo master collegato con rigid link ai nodi dei plate del plinto, per simulare l'effetto irrigidente del torrino di raggio 6 m.

Lo scopo di questa modellazione è stato quello di ricavare le pressioni massime sul terreno, per verificare la capacità portante, e le sollecitazioni M,N,T sul plinto di fondazione, in modo da disporre il dimensionamento e le opportune verifiche.



Modello FEM

Per la costruzione del modello ad elementi finiti del palo si fa riferimenti alla modellazione proposta da Viggiani.

La costante di elasticità laterale verticale del terreno è calcolata con la formula:

$$k_v = 2\pi G/\zeta \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\S 14.1.2 \text{ pag } 424 \text{ Viggiani})$$

$$\text{dove } \zeta = \ln(2.5 \cdot (1-\nu) \cdot L/r_0) \quad (\S 14.1.2 \text{ pag } 425)$$

La costante di elasticità della punta del palo è

$$k_p = 2dE/(1-\nu^2) \quad [\text{N/m}] \quad (\S 14.1.2 \text{ pag } 424)$$

La costante elastica orizzontale è calcolata con le formule (§14.4.1 pagg: 466, 487,479)

$$k_h = (A\gamma'/1,35) \cdot z/d \text{ per terreni a grana grossa.}$$

dove:

γ' è il peso dell'unità di volume efficace.

$A = 200$ per terreni sciolti ($D_r = 25\%$); $A = 600$ per terreni medi ($D_r = 50\%$); $A = 1500$ per terreni sensibili ($D_r = 75\%$)

G = modulo di elasticità trasversale del terreno;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

L = lunghezza del palo;

r_0 = raggio del palo;

d = diametro del palo;

E = modulo di elasticità longitudinale del terreno.

Per pali in gruppo (> maglia 5x5) la rigidezza orizzontale indicativamente può essere ridotta fino al 25%

DATI INIZIALI			
Lunghezza palo	20.00		[m]
Diametro palo	0.80		[m]
Raggio del palo	0.40		[m]
Coefficiente ζ	4.40		
Peso specifico acqua	10.0		[kN/m ³]

- **kh** La costante elastica orizzontale del terreno.
- **kb** La costante di elasticità verticale del terreno della punta del palo.
- **kv** La costante di elasticità laterale verticale del terreno.
- **ko_inf** Rigidezza agli spostamenti orizzontali del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{o_inf} = \Delta z \cdot k_h \cdot d$;
- **kz_inf** Rigidezza agli spostamenti verticali del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{z_inf} = \Delta z \cdot k_v + k_b$
- **kt_inf** Rigidezza alle rotazioni lungo l'asse z del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{t_inf} = k_v \cdot \Delta z \cdot r^2$.
- **kr_inf** Rigidezza alle rotazioni lungo l'asse x [y] del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{r_inf} = k_v \cdot \Delta z^3$.

dove d è il diametro del palo, r il raggio e Δz la lunghezza del concio.

STRATIGRAFIA	LITOLOGIA	PESO SPECIFICO	PESO SPECIFICO IMMERSO	TIPOLOGIA TERRENO
Strato	Strato	γ	γ'	TIPO TERRENO
[-]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	
1	Terreno di riporto	19.0	19.0	GRANULARE
2	Depositi a prevalente componente siltosa/sabbiosa	20.5	20.5	GRANULARE
3	Depositi a prevalente componente siltosa/sabbiosa	20.5	10.5	GRANULARE

MODULO ELASTICO	COEFFICIENTE DI POISSON	COEFFICIENTE ζ	MODULO DI TAGLIO	RIGIDEZZA MOLLA VERTICALE PALO	RIGIDEZZA MOLLA VERTICALE PUNTA PALO
E	ν	$\ln [2.5 \cdot (1-\nu) \cdot L/r_0]$	G	k_V	$k_{V,PUNTA}$
[kN/m ²]	[-]		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]
50000	0.35	4.398	18518.52	26459	91168
50000	0.35	4.398	18518.52	26459	
50000	0.35	4.398	18518.52	26459	

Quota concio inf	Concio palo	E	ν	ζ	G	γ'	A	Kh	Kv	Kh di gruppo
[m]	[m]	[Mpa]			[Mpa]	kN/mc		[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
-4	1	50000	0.35	4.40	18519	20.5	300	5'694	26'459	1'424
-5	2	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	22'778	26'459	5'694
-6	3	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	34'167	26'459	8'542
-7	4	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	45'556	26'459	11'389
-8	5	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	56'944	26'459	14'236
-9	6	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	68'333	26'459	17'083
-10	7	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	40'833	26'459	10'208
-11	8	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	46'667	26'459	11'667
-12	9	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	52'500	26'459	13'125
-13	10	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	58'333	26'459	14'583
-14	11	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	64'167	26'459	16'042
-15	12	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	70'000	26'459	17'500
-16	13	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	75'833	26'459	18'958
-17	14	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	81'667	26'459	20'417
-18	15	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	87'500	26'459	21'875
-19	16	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	93'333	26'459	23'333
-20	17	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	99'167	26'459	24'792
-21	18	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	105'000	26'459	26'250
-22	19	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	110'833	26'459	27'708
-23	20	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	116'667	26'459	29'167

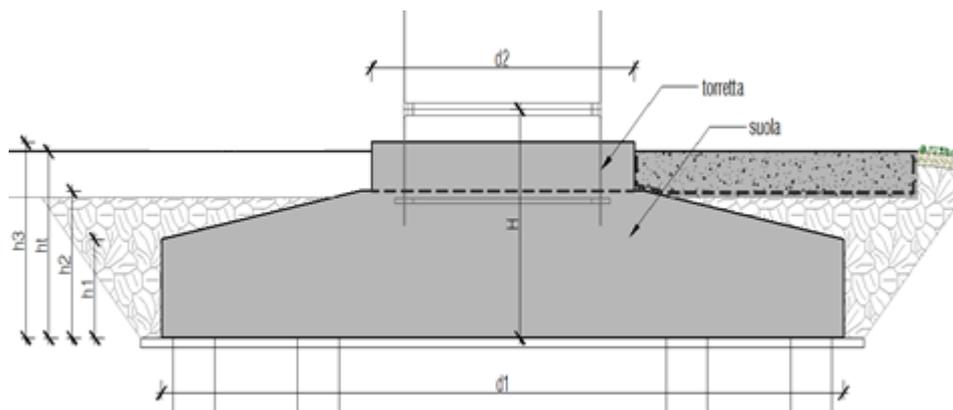
11.2. Combinazioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono sintetizzate le combinazioni di carico, gli involuppi e i coefficienti adottati.

N	Name Combo	G ₁	G _{1,RIPORTO}	Q	NEVE	SLO	SLD	SLV	SLC	VENTO	CARICHI ESERCIZIO: CHAR LOAD	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-2	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-4	CARICHI FATICA: MEAN LOAD	CARICHI FATICA: RANGE m=4	CARICHI FATICA: RANGE m=7	TERRENO DI RIPORTO SISMA X	TERRENO DI RIPORTO SISMA Y
1	SLU 1 NEVE	1.3	1.3		1.5					0.9								
2	SLU 2 VENTO	1.3	1.3		0.8					1.5								
3	QUASI PERMANENTE	1.0	1.0								1.0							
4	RARA	1.0	1.0									1.0						
5	COMBO FATICA 1	1.0	1.0										1.0					
6	COMBO FATICA 2	1.0	1.0											1.0				
7	COMBO FATICA 3	1.0	1.0												1.0			
8	SLV1	1.0	1.0					1.0			1.0						1.0	
9	SLV2	1.0	1.0					1.0			1.0							1.0
10	SLV3	1.0	1.0					1.0			1.0						-1.0	
11	SLV4	1.0	1.0					1.0			1.0							-1.0
12	SLV5	1.0	1.0					-1.0			1.0						-1.0	
13	SLV6	1.0	1.0					-1.0			1.0							-1.0
14	SLV7	1.0	1.0					-1.0			1.0						1.0	
15	SLV8	1.0	1.0					-1.0			1.0							1.0

11.3. Carichi dovuti al peso proprio del plinto e del terreno

20094 - Parco Eolico Latiano		
Fondazione V150 - Calcolo carichi permanenti		
Forma	CIRCOLARE	
d2	6.00	[m]
d1	26.00	[m]
b	28.27	[m ²]
B	530.92	[m ²]
h1	1.00	[m]
h2	2.60	[m]
h3	3.30	[m]
hd	3.10	[m]
Peso del plinto		
Vol cilindro	530.92	[m ³]
Vol tronco cono	363.58	[m ³]
Vol torretta	19.79	[m ³]
Vol totale	914.29	[m ³]
Peso cls	25.00	[kN/m ³]
Peso fond	22857.15	[kN]
Peso del ricoprimento		
Vol ricop	737.21	[m ³]
Peso terr	18.00	[kN/m ³]
Peso ricop	13269.76	[kN]



11.4. Verifica capacità portante pali di fondazione

Sotto il plinto della Fondazione WTG1 vengono disposti 56 pali di tipo CFA, $\Phi 800$ mm aventi lunghezza 20 m.

Per le verifiche è stata considerata la situazione stratigrafica descritta precedentemente.

La falda si trova a circa 10 m dal piano campagna.

La capacità portante del terreno è stata verificata in condizioni drenate, sia per l'azione del vento che per l'azione sismica, nonché per i carichi statici, secondo la combinazione A1 + M1 + M3.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

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

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
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

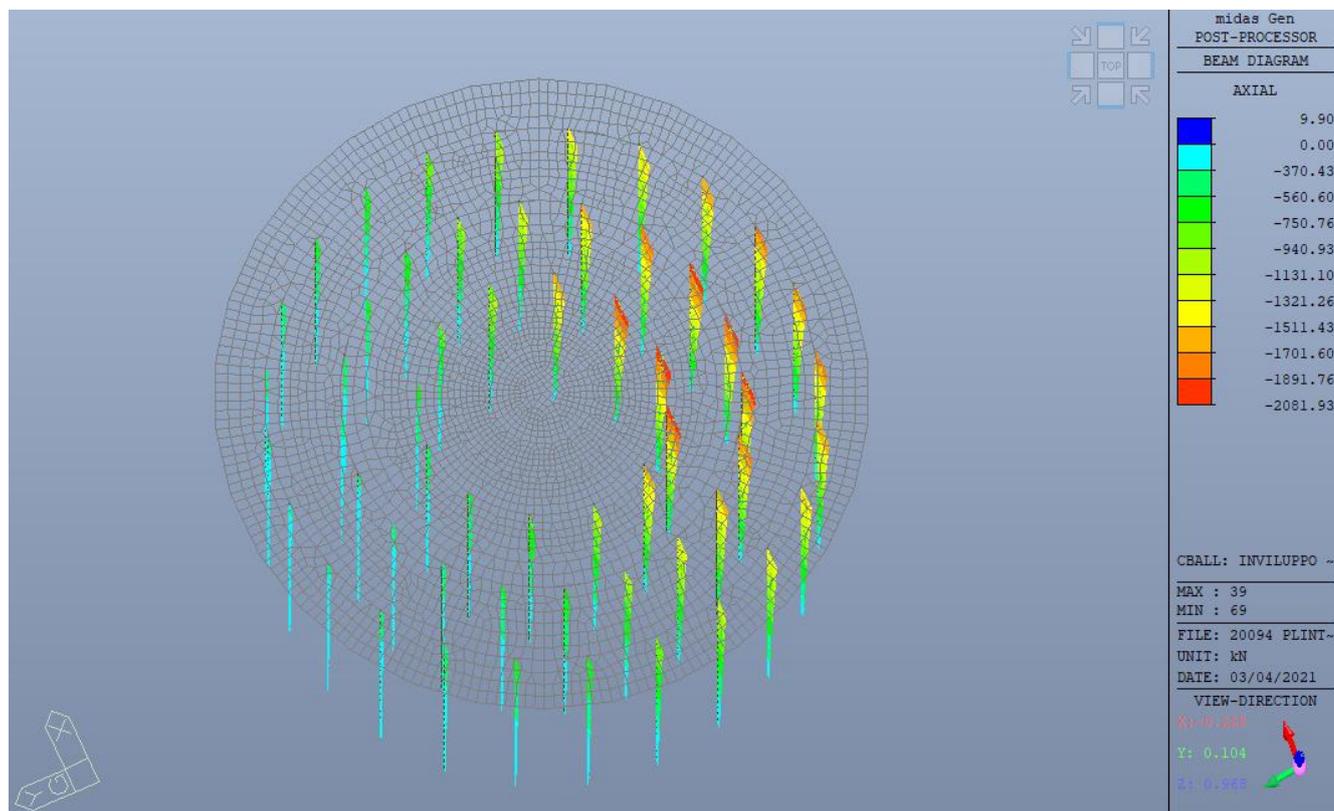
Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

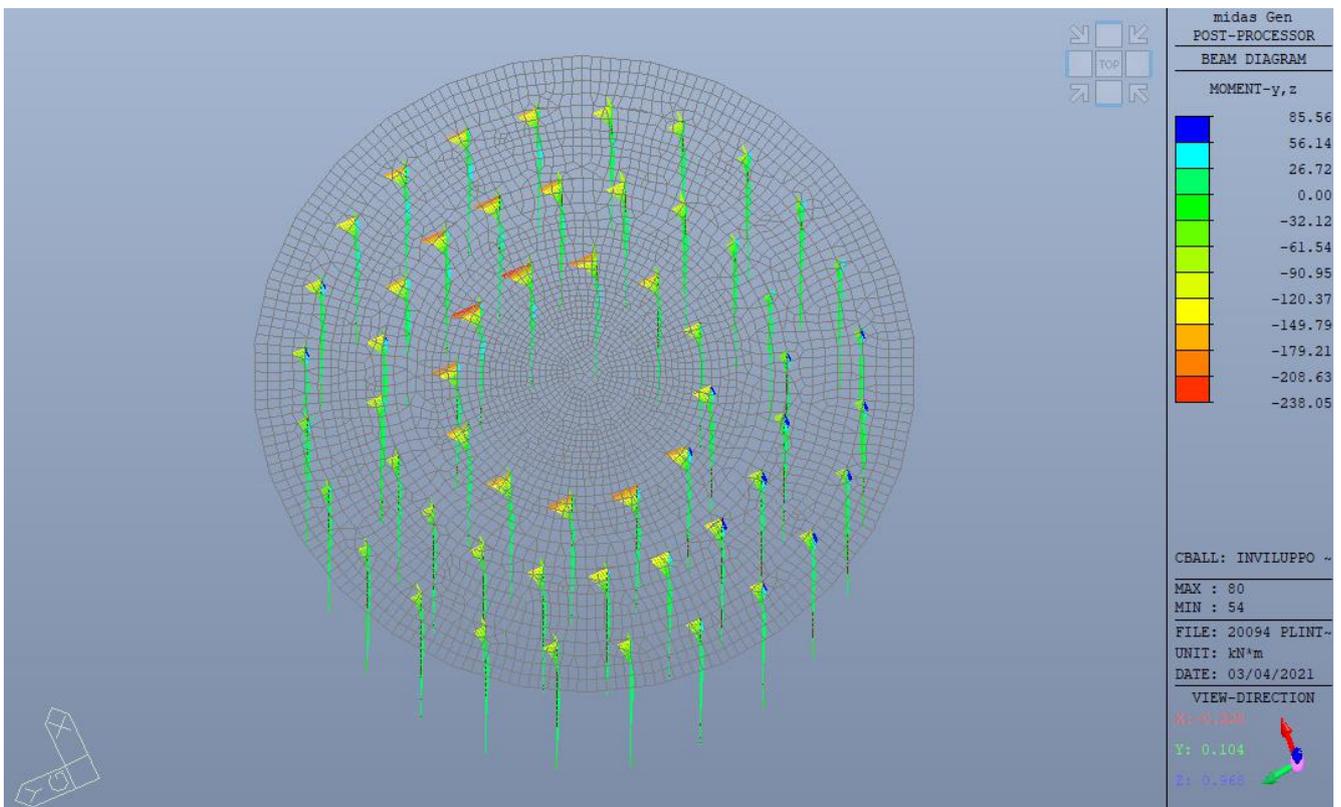
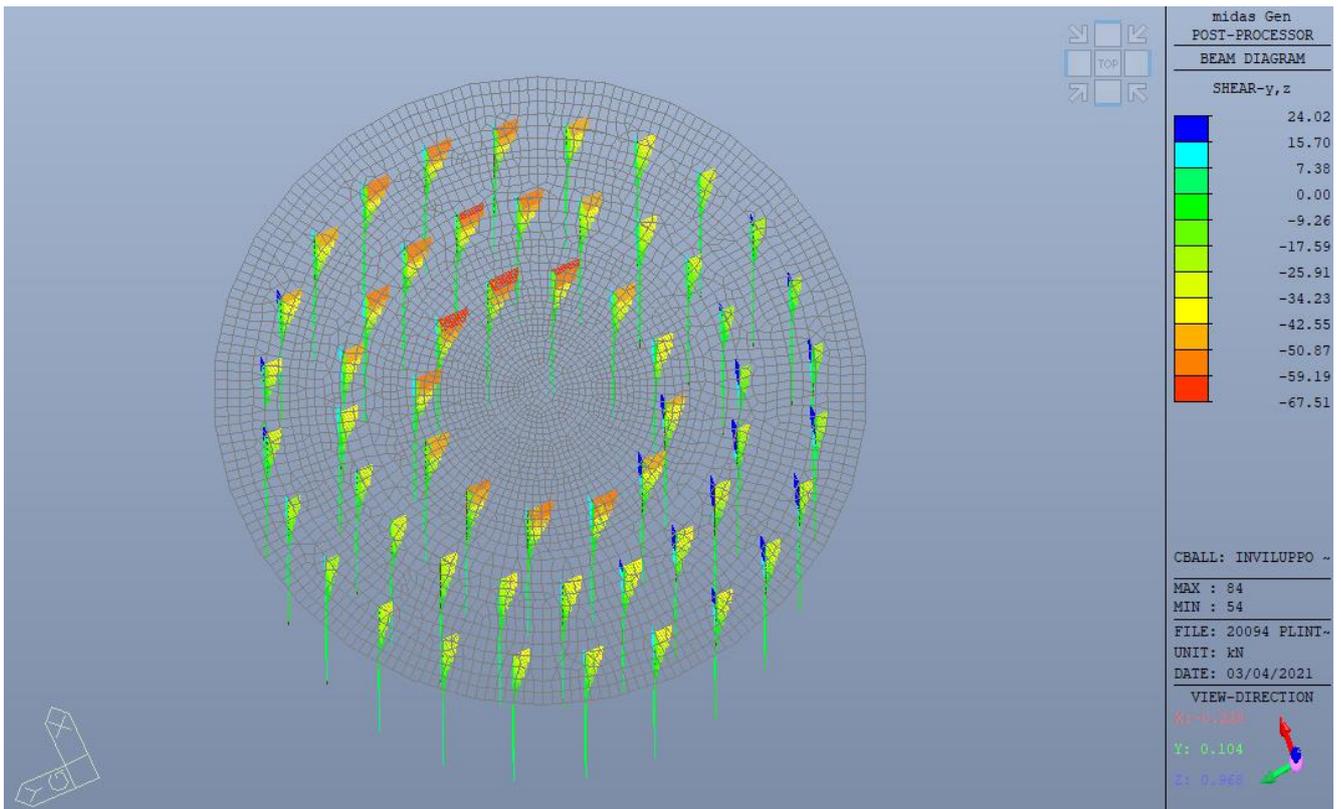
Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

La resistenza di calcolo del palo singolo R_d viene determinata nei paragrafi successivi mediante metodi di calcoli analitici, con riferimento ai parametri del terreno.

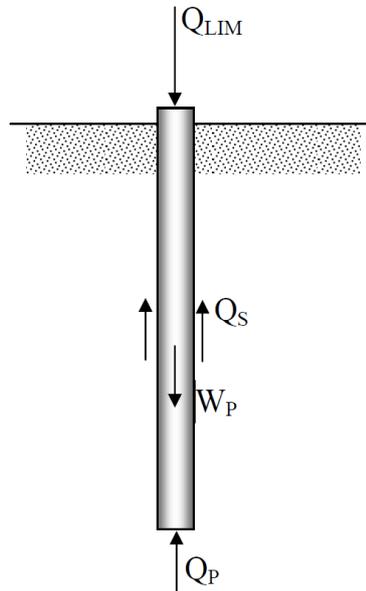
11.5. Sollecitazioni





11.6. Capacità portante verticale

Per stimare la capacità portante per carico verticale di un palo di fondazione isolato si fa riferimento allo schema della seguente figura.



Schema per il calcolo della capacità portante di un palo isolato

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_S = \pi D \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo.

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni efficaci, si adotta la seguente formulazione:

$$\tau_{us} = K \sigma'_v(z) \mu$$

con μ che rappresenta il valore del coefficiente di attrito, dipendente dall'interfaccia palo-terreno, e K coefficiente che correla la tensione efficace verticale con quella orizzontale.

Si comprende che per i pali battuti la tensione orizzontale, per effetto dell'infissione del palo, cresce e può al limite raggiungere il valore di rottura per spinta passiva; al contrario. Per i pali trivellati si può giungere alle condizioni di rottura per spinta attiva. Si noti, tuttavia, che $\sigma'_v(z)$ è una tensione litostatica, e quindi principale. La tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente K deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnologia esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno.

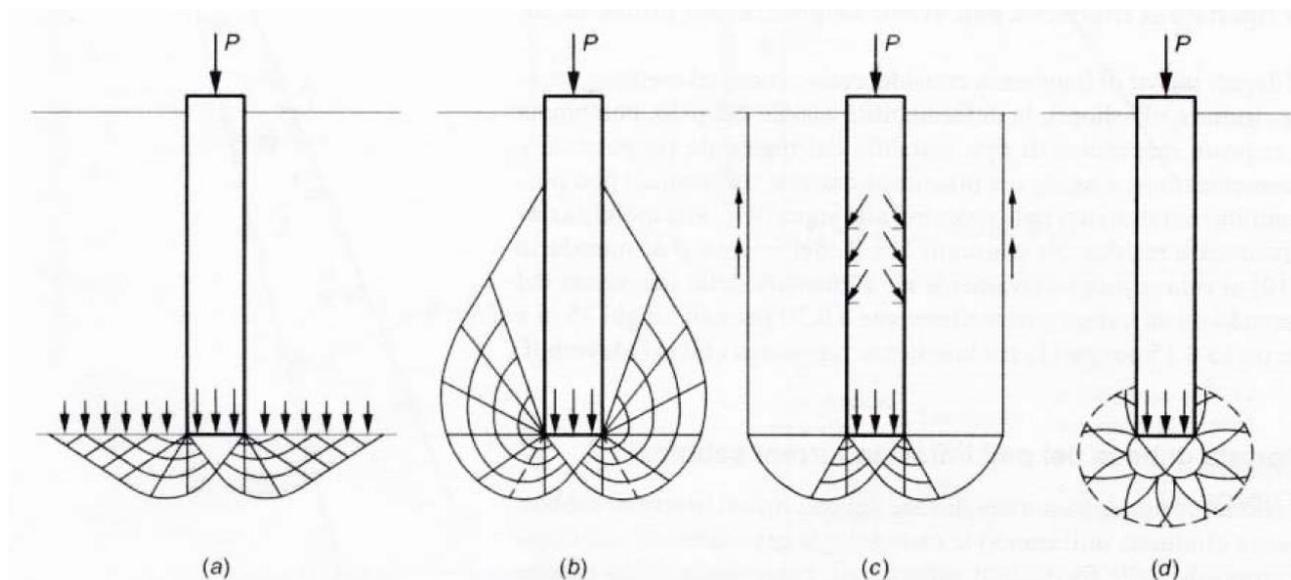
<i>Tipo di palo</i>		<i>Valori di K</i>		<i>Valori di tanδ</i>
		<i>per stato di addensamento</i>		
		<i>sciolto</i>	<i>denso</i>	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan\phi'$
trivellato		0.4	0.5	$\tan\phi'$
trivellato-pressato con elica continua		0.7	0.9	$\tan\phi'$

a capacità portante di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

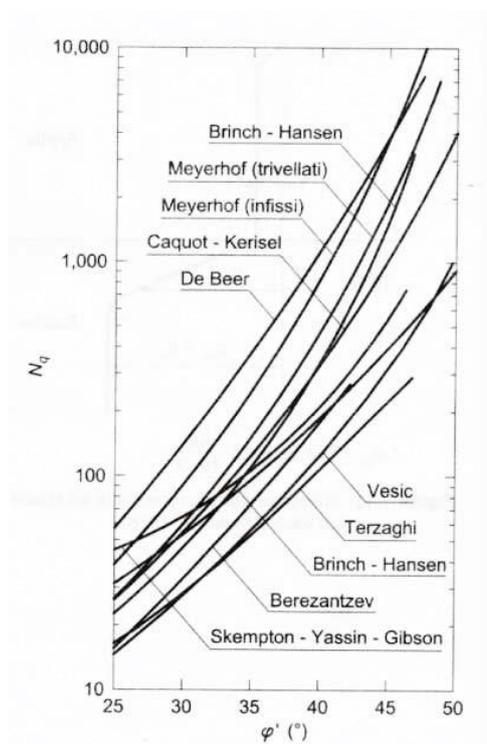
$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot \sigma'_{v0,P} \cdot N_q$$

in cui A_P è l'area di base del palo, q_P è la capacità portante unitaria, $\sigma'_{v0,P}$ è la tensione verticale efficace alla punta, N_q è un fattore di capacità portante. Il valore di N_q dipende, a parità di angolo di resistenza al taglio, dal meccanismo di rottura ipotizzato.

Nelle seguenti figure sono rappresentati diversi meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di N_q . Come si può notare la dispersione dei valori è molto alta e crescente con il valore dell'angolo di resistenza al taglio.



Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi; b) Meyerhof; c) Berezantzev; d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic

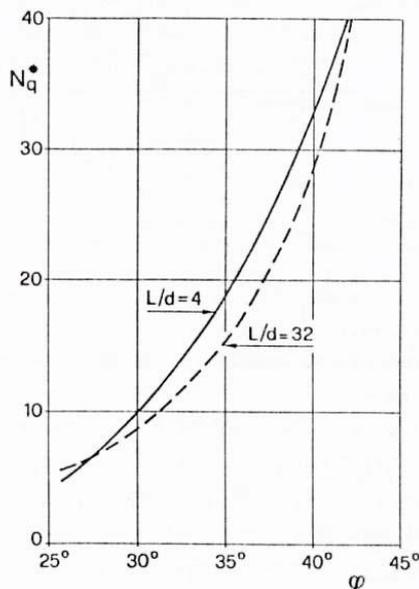


Confronto tra i valori proposti in letteratura per il fattore N_q

Ad esempio, è stato proposto di assumere:

- per pali battuti $\Phi'_d = \frac{\Phi' + 40^\circ}{2}$;
- per i pali trivellati $\Phi'_d = \Phi' - 3^\circ$

La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali. Infatti esse sono condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta, come già è stato detto, per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro. È pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione formalmente identica a quella scritta precedentemente ma con un coefficiente N_q^* , inferiore ad N_q e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta.



Valori del coefficiente di capacità portante N_q^* corrispondenti all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta

Si riporta il calcolo:

DATI INIZIALI			
Quota falda	-10.00		[m]
Quota testa palo	-3.00		[m]
Quota punta palo	-23.00		[m]
Diametro palo	0.800		[m]
Sovraccarico a piano campagna	0.00		[kN/m ²]
Peso specifico acqua	10		[kN/m ³]
Lunghezza attiva palo	20.0		[m]
Tipologia Palo	TRIVELLATO-PRESSATO CON ELICA CONTINUA		
Materiale	CALCESTRUZZO		
Tipologia di posa in opera	GETTATO IN OPERA		

PORTATA LATERALE						
TENSIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO					METODO β	
LUNGHEZZA PALO	AREA LATERALE PALO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE SUPERIORE	TENSIONE VERTICALE EFFICACE MEDIA	TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE	RESISTENZA LATERALE	
$H_{strato\ palo}$ [m]	$A_{laterale}$ [m ²]	$\sigma'_v\ SUP$ [kN/m ²]	$\sigma'_v\ MEDIA$ [kN/m ²]	$\sigma'_v\ INF$ [kN/m ²]	$R_{laterale, \beta}$ [kN]	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
-1.00	0.00	0.00	19.00	0.00	0.00	
-2.00	0.00	0.00	39.50	0.00	0.00	
-3.00	1.00	2.51	60.00	70.25	74.26	
-4.00	1.00	2.51	80.50	90.75	95.93	
-5.00	1.00	2.51	101.00	111.25	117.60	
-6.00	1.00	2.51	121.50	131.75	139.27	
-7.00	1.00	2.51	142.00	152.25	160.94	
-8.00	1.00	2.51	162.50	172.75	182.61	
-9.00	1.00	2.51	183.00	193.25	204.28	
-10.00	1.00	2.51	203.50	208.75	220.67	
-11.00	1.00	2.51	214.00	219.25	231.77	
-12.00	1.00	2.51	224.50	229.75	242.87	
-13.00	1.00	2.51	235.00	240.25	253.97	
-14.00	1.00	2.51	245.50	250.75	265.07	
-15.00	1.00	2.51	256.00	261.25	276.16	
-16.00	1.00	2.51	266.50	271.75	287.26	
-17.00	1.00	2.51	277.00	282.25	298.36	
-18.00	1.00	2.51	287.50	292.75	309.46	
-19.00	4.00	10.05	298.00	319.00	1348.85	
-25.00	0.00	0.00	361.00	0.00	0.00	
					TERRENO GRANULARE o TERRENO COESIVO - condizioni drenate	
					TOTALE	
					[kN]	
					4709.33	

PORTATA PUNTA BREVE TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
<i>Coesivo o granulare</i>	A_{base} [m ²]	c_u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radianti]	σ'_v [kN/m ²]	N_q [-]	N_q [-]	R_p [kN]	R_p [kN]
GRANULARE	0.503		31	28	0.489	319.00	13.41	14.72	2150.36	2360.29

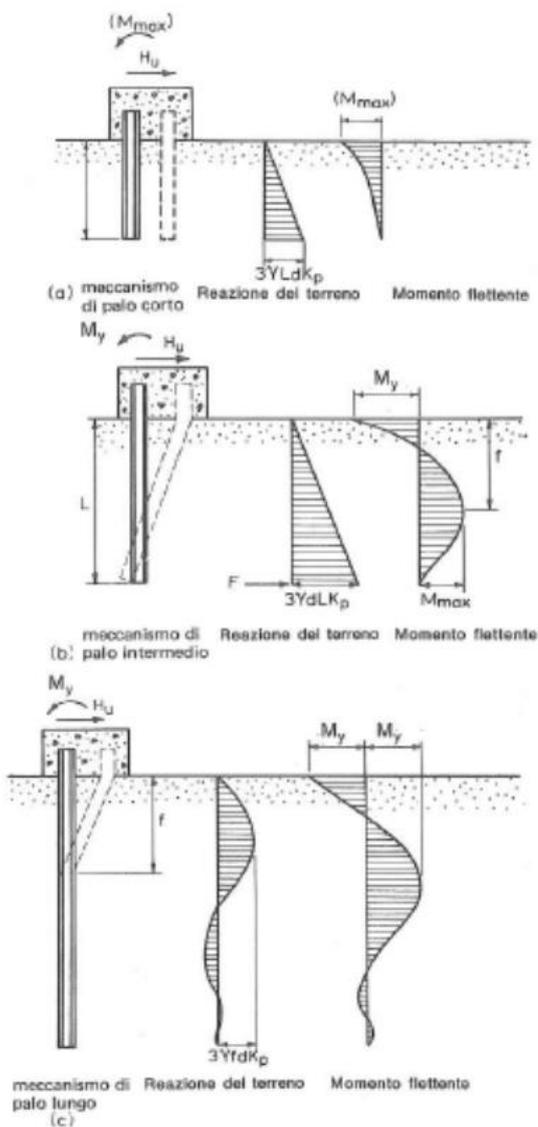
VERIFICA A BREVE TERMINE

PORTATA LATERALE LIMITE	$R_{LATERALE}$	4709.3	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R_{PUNTA}	2150.4	[kN]

PALI ESTERNI - LUNGHEZZA ATTIVA [m]: 20.0			
RESISTENZA DI PROGETTO - $Q_{lim,d}$	RESISTENZA DI PROGETTO - $Q_{lim,d}$	SFORZO NORMALE SOLLECITANTE	FATTORE DI SICUREZZA
BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE		
TOTALE	TOTALE	[kN]	[-]
[kN]	[kN]		
3381.88	2872.85	2081.00	1.38

11.7. Capacità portante orizzontale

Nella seguente figura si riportano gli schemi di calcolo relativi ad un palo con rotazione impedita in testa immerso in un terreno incoerente.



Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno alla testa del palo si ottengono nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "corto":

PALO CORTO

$$H_u = H_{lim} = 1.5 L^2 k_p \gamma D$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} H_{lim} L \leq M_y$$

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "intermedio" si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione pertanto imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite H_u e f :

PALO INTERMEDIO

$$F = \frac{3}{2} L^2 k_p \gamma D - H_u$$

$$M_y + F L - k_p \gamma D L^3 = 0 \Rightarrow M_y + \frac{1}{2} k_p \gamma D L^3 - H_u L = 0 = H_u \Rightarrow H_u = H_{lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D L^2 + \frac{M_y}{L}$$

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "lungo", il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione del palo alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione M_y , generando in tal modo una seconda cerniera plastica. In tali condizioni, corrispondenti alle condizioni di progetto dei pali di fondazione in esame, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite H_u e f :

PALO LUNGO

$$H_u = H_{lim} = \frac{3}{2} k_p \gamma D L^2 \Rightarrow f = 0.816 \cdot \sqrt{\frac{H_{lim}}{k_p \gamma D}} \Rightarrow H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.681 \cdot \frac{M_y}{k_p \gamma D^4}\right)^2}$$

$$2M_y - k_p \gamma D f^3 = 0$$

Il massimo taglio risulta pari a 70 kN, la resistenza di ogni singolo palo è pari a 260 kN.

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: #20094 PARCO EOLICO LATIANO

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

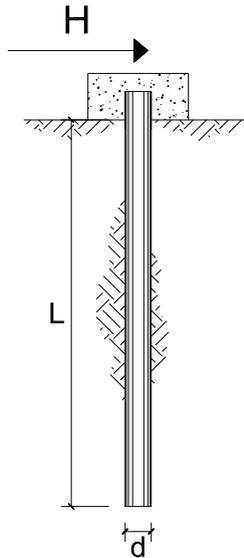
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}^2$$

DATI DI INPUT:

L =	20.00	(m)
d =	0.80	(m)
My =	600.00	(kN m)
Fs =	2.30	(-)
ϕ' =	31.00	(°)
kp =	3.12	(-)
γ =	20.50	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	30740.51	(kN)	H1/FS =	13365.44	(kN)
------	----------	------	---------	----------	------

Palo intermedio:

H2 =	10276.84	(kN)	H2/FS =	4468.19	(kN)
------	----------	------	---------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	629.32	(kN)	H3/FS =	273.62	(kN)
------	--------	------	---------	--------	------

H lim = min(H1, H2, H3) = 629.32 (kN) palo lungo

H amm = H lim / FS = 273.62 (kN)

