

SCS ENLIN S.r.l.
 Sede Legale:
 Via F.do Ayroldi, 10
 72017 Ostuni (BR)
 P. IVA 02703630745



CODE
SCS.DES.R.CIV.ITA.W.5681.011.00

PAGE
 1 di/of 36

AVAILABLE LANGUAGE: IT

**IMPIANTO EOLICO MONTEMILONE
 COMUNI DI
 MONTEMILONE E VENOSA (PZ)**

**RELAZIONE GEOTECNICA E INDICAZIONI
 PRELIMINARI SULLE STRUTTURE DI
 FONDAZIONE**

File name: SCS.DES.R.CIV.ITA.W.5681.011.00_Relazione geotecnica e indicazioni preliminari sulle strutture di fondazione.docx

00	29/03/2024	EMISSIONE					SCS INGEGNERIA	SCS INGEGNERIA	SCS INGEGNERIA											
						A. Calò	F. de Castro	A.Sergi												
REV	DATE	DESCRIPTION					PREPARED	VERIFIED	APPROVED											
IMPIANTO / Plant		CODE																		
IMPIANTO EOLICO		GROUP	FUNCION	TYPE	DISCIPLINE			COUNTRY	TEC	PLANT			PROGRESSIVE			REVISION				
MONTEMILONE		SCS	DES	R	C	I	V	I	T	A	W	5	6	8	1	0	1	1	0	0
CLASSIFICATION:					UTILIZATION SCOPE : PROGETTO DEFINITIVO															

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORME DI RIFERIMENTO	7
3	CRITERI DI CALCOLO	7
4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	7
5	CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	10
5.1	ASSETTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO DELL'AREA INTERESSATA AL PARCO EOLICO	12
6	ASSETTO GEOMORFOLOGICO E STABILITÀ GENERALE DELL'AREA	14
7	PROSPEZIONE SISMICA DI TIPO MASW	15
8	MODELLO GEOTECNICO DELLE AREE IN STUDIO.....	22
9	CRITERI DI VERIFICA	23
9.1	MODELLAZIONE	23
9.2	VERIFICHE ESEGUITE	24
9.3	APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	24
9.4	ANALISI DEI CARICHI.....	27
9.4.1	AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA	27
9.5	PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	28
9.6	PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO.....	28
9.7	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	28
9.7.1	COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	28
9.7.2	GAPPING	29
9.7.3	RIBALTAMENTO	30
9.7.4	CARICO LIMITE	30
9.7.5	SLITTAMENTO	31
9.7.6	VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	33
9.7.7	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	33
9.7.8	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA	35

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1: Vista e caratteristiche dell'aerogeneratore di riferimento.....	5
Figura 1.2: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore	6
Figura 4.1: Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale.....	8
Figura 4.2: Localizzazione dell'impianto a livello regionale	8
Figura 4.3: Dettaglio Area di Impianto su ortofoto.....	9
Figura 4.4: Ambiti Paesaggistici Regione Basilicata – Ambito 3 “La collina e i terrazzi del Bradano”	9
Figura 5.1: Schema geologico-strutturale della del sistema Appennino meridionale - Fossa Bradanica – Avampaese Apulo.....	10
Figura 5.2: Serie stratigrafica della “Fossa Bradanica”.	11
Figura 5.3: Serie stratigrafica rilevabile all'interno dell'area in studio.	13
Figura 7.1: Profilo verticale di velocità Vs MASW_WTG6.	16
Figura 7.2: Profilo verticale di velocità Vs MASW_WTG9.	17
Figura 7.3: Profilo verticale di velocità Vs MASW_WTG12.	18
Figura 7.4: Definizione della profondità del substrato.	19
Figura 7.5: Diagramma per la definizione delle categorie del suolo di fondazione in accordo alle NTC 2018 § 3.2.2.	20
Figura 7.6: Categorie suolo di fondazione tabella 3.2.II delle NTC18.....	20
Figura 9.1: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche	27

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1-1: Coordinate aerogeneratori e relativa ubicazione catastale	6
Tabella 1-2: Geometria del plinto	6
Tabella 7-1: Modello medio delle Vs – MASW_WTG6.....	16
Tabella 7-2: Modello medio delle Vs – MASW_WTG9.....	17
Tabella 7-3: Modello medio delle Vs – MASW_WTG12.....	18
Tabella 7-4: Velocità, spessori dei sismostrati e Categoria di suolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni, relativi alla prospezione sismica WTG6 – MASW.	21
Tabella 7-5: Velocità, spessori dei sismostrati e Categoria di suolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni, relativi alla prospezione sismica WTG9 – MASW.	21
Tabella 7-6: Velocità, spessori dei sismostrati e Categoria di suolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni, relativi alla prospezione sismica WTG12 – MASW.....	21
Tabella 9-1.....	24
Tabella 9-2.....	25
Tabella 9-3: Possibili valori dei coefficienti parziali delle azioni adottati nel presente progetto	25
Tabella 9-4: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto	25
Tabella 9-5: Scarichi in fondazione forniti da Siemens Gamesa secondo [5]	27
Tabella 9-6: Carico del riempimento	28
Tabella 9-7: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.).....	29
Tabella 9-8: Analisi scarichi in fondazione ad estradosso e intradosso plinto	29
Tabella 9-9: Coefficienti parziali e verifica di Gapping	30
Tabella 9-10: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento	30
Tabella 9-11: Verifica a ribaltamento	30
Tabella 9-12: Analisi scarichi in fondazione	30
Tabella 9-13: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Per tutte le combinazioni	30
Tabella 9-14: Analisi scarichi in fondazione	31
Tabella 9-15: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU2	31
Tabella 9-16: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU2	32
Tabella 9-17: Valutazione della costante di Winkler	33
Tabella 9-18: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara.....	34

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il calcolo preliminare delle opere di fondazione degli aerogeneratori del proposto parco eolico denominato "Montemilone".

L'area di progetto, oggetto di indagine, comprende n. 13 aerogeneratori (nel seguito WTG) e ricade nell'ambito dei territori comunali di Venosa e Montemilone (PZ). Le opere di connessione, invece, oltre a dover essere realizzate nei territori comunali di Venosa e Montemilone, si svilupperanno anche all'interno dei comuni di Spinazzola per raggiungere la Stazione Elettrica di Spinazzola (BT). Il Comune di Minervino Murge (BT) ne viene marginalmente coinvolto per una piccola parte di superficie di sorvolo. Gli aerogeneratori verranno opportunamente disposti nell'area di interesse e installati su torri tubolari di altezza al mozzo pari a 115 m. In aggiunta, la potenza nominale delle turbine previste nel nuovo impianto di Montemilone sarà pari a massimo 7 MW per una potenza complessiva di 91 MW.

Le caratteristiche relative all'aerogeneratore scelto come macchina di riferimento del progetto vengono di seguito riportate:

- potenza di 7 MW;
- altezza torre 115 m;
- diametro rotore 170 m.

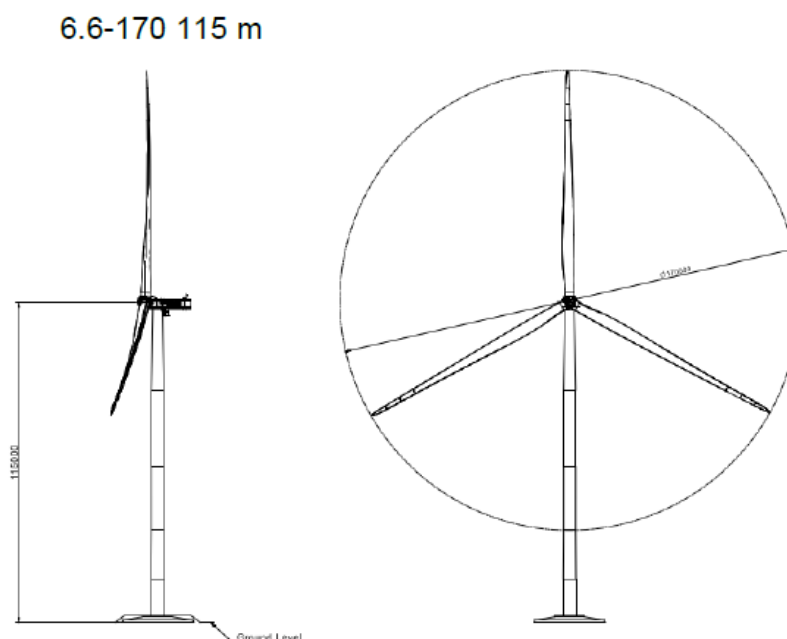


Figura 1.1: Vista e caratteristiche dell'aerogeneratore di riferimento

Ai soli fini della determinazione della geometria delle opere di fondazione, è stato considerato un aerogeneratore tipo Siemens Gamesa SG 6.0-170 T115-50A. Il tipo e la taglia esatta dell'aerogeneratore saranno comunque individuati in fase di acquisto della macchina e verranno descritti in dettaglio in fase di progettazione esecutiva.

Gli aerogeneratori sono localizzati nel Catasto Terreni dei Comuni di Montemilone e Venosa. Nella tabella che segue sono individuate, nel sistema UTM WGS 84 - Fuso 33N e in Gauss Boaga - Roma 40 Fuso Est, le coordinate delle turbine eoliche insieme ai riferimenti catastali delle particelle nelle quali

ricadono le fondazioni:

SISTEMA DI RIFERIMENTO UTM WGS 84 - FUSO 33N			SISTEMA DI RIFERIMENTO GAUSS BOAGA - Roma 40 fuso Est			RIFERIMENTI CATASTALI		
Coordinate Aerogeneratori			Coordinate Aerogeneratori			COMUNE	FG	P.LLA
WTG	EST [m]	NORD [m]	WTG	EST [m]	NORD [m]			
WTG_01	575967,36	4542516,79	WTG_01	2595970,65	4542493,41	VENOSA	4	36
WTG_02	576643,42	4542735,31	WTG_02	2596652,07	4542740,70	VENOSA	4	151
WTG_03	578021,19	4541809,60	WTG_03	2598029,81	4541814,96	MONTEMILONE	17	42
WTG_04	579127,00	4542620,00	WTG_04	2599135,62	4542625,32	MONTEMILONE	17	151 170 86
WTG_05	579786,75	4542420,29	WTG_05	2599795,36	4542425,59	MONTEMILONE	17	59 161
WTG_06	579353,00	4543851,00	WTG_06	2599361,64	4543856,31	MONTEMILONE	12	184
WTG_07	579812,00	4544422,00	WTG_07	2599820,65	4544427,30	MONTEMILONE	12	37
WTG_08	580930,00	4544363,00	WTG_08	2600938,65	4544368,28	MONTEMILONE	9 5	114 242
WTG_09	580936,00	4545233,00	WTG_09	2600944,66	4545238,28	MONTEMILONE	5	269 50
WTG_10	581930,26	4544145,97	WTG_10	2601938,90	4544151,23	MONTEMILONE	13	15
WTG_11	582674,96	4546362,97	WTG_11	2602683,64	4546368,22	MONTEMILONE	8	112 59
WTG_12	582093,00	4546942,00	WTG_12	2602101,69	4546947,26	MONTEMILONE	7	42
WTG_13	582727,43	4547276,05	WTG_13	2602736,13	4547281,30	MONTEMILONE	7	35

Tabella 1-1: Coordinate aerogeneratori e relativa ubicazione catastale

La fondazione tipica dell'aerogeneratore sarà in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 24,50$ m, spessore variabile da un minimo (sul bordo esterno) a un massimo in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte di elevazione della torre.

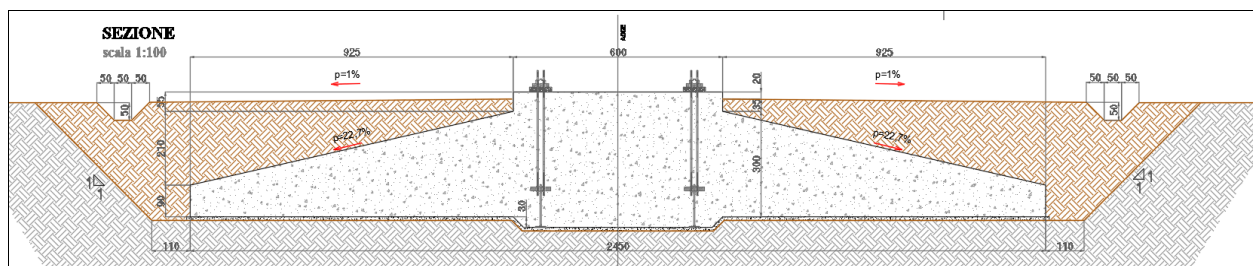


Figura 1.2: Geometria della fondazione diretta dell'aerogeneratore

GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA	
Diametro esterno fondazione	24,50 m
Diametro esterno piedistallo	6,00 m
Spessore fondazione al bordo esterno	0,90 m
Spessore massimo della suola di fondazione	3,00 m
Scalino esterno del piedistallo	0,55 m
Altezza massima piedistallo	3,55 m
Ringrosso inferiore plinto (zona centrale)	0,30 m
Spessore minimo di ricoprimento fondazione	0,35 m
Pendenza profilo terra di ricoprimento	1,00 %
Pendenza estradosso fondazione	22,70 %

Tabella 1-2: Geometria del plinto

La parte più alta del plinto, cioè la zona centrale indicata come piedistallo, emerge dal terreno post-sistemazione di 20 cm (tenuto conto della pendenza del riempimento). Lo spessore minimo del plinto,

sul perimetro, è di 90 cm.

2 NORME DI RIFERIMENTO

[1] DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»

[2] Circ. 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.

[3] Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo. 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

[4] Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica. Parte 1 - Regole generali"

[5] CEI EN 61400-1

3 CRITERI DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte per mezzo di un foglio di calcolo e sono quelle previste dalla normativa citata.

4 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento, nella sua totalità, si localizza all'interno dei Comuni di Venosa e Montemilone, nei quali ricadono anche le opere civili a corredo. Le opere di connessione, invece, oltre a dover essere realizzate nei territori comunali di Venosa e Montemilone, si svilupperanno anche all'interno dei comuni di Spinazzola per raggiungere la Stazione Elettrica di Spinazzola.

L'area di impianto si sviluppa a circa 40 km dalla costa Adriatica e a 45 km a Nord-Est di Potenza, al confine tra le Regioni di Puglia e Basilicata.

Relativamente ai Comuni più vicini, invece, il parco sorge a circa 1,5 km da Montemilone e 10 km da Venosa, entrambi appartenenti alla Provincia di Potenza. Il primo Comune pugliese in prossimità dell'area di impianto è, invece, quello di Minervino Murge, distante circa 8 km dalla turbina più esterna, e appartenente alla Provincia di Barletta-Andria-Trani.

Di seguito è riportato l'inquadramento territoriale su ortofoto dell'area di progetto a livello nazionale, regionale e di dettaglio.



Figura 4.1: Localizzazione dell'area di impianto nel contesto nazionale

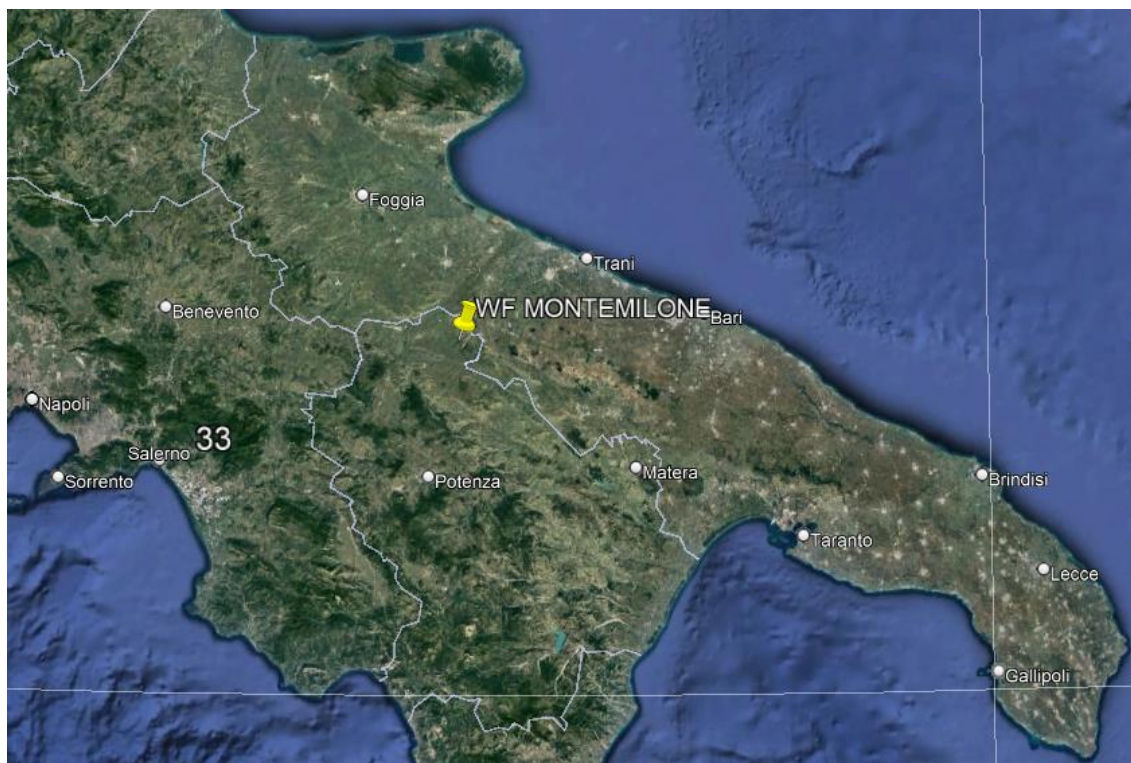


Figura 4.2: Localizzazione dell'impianto a livello regionale

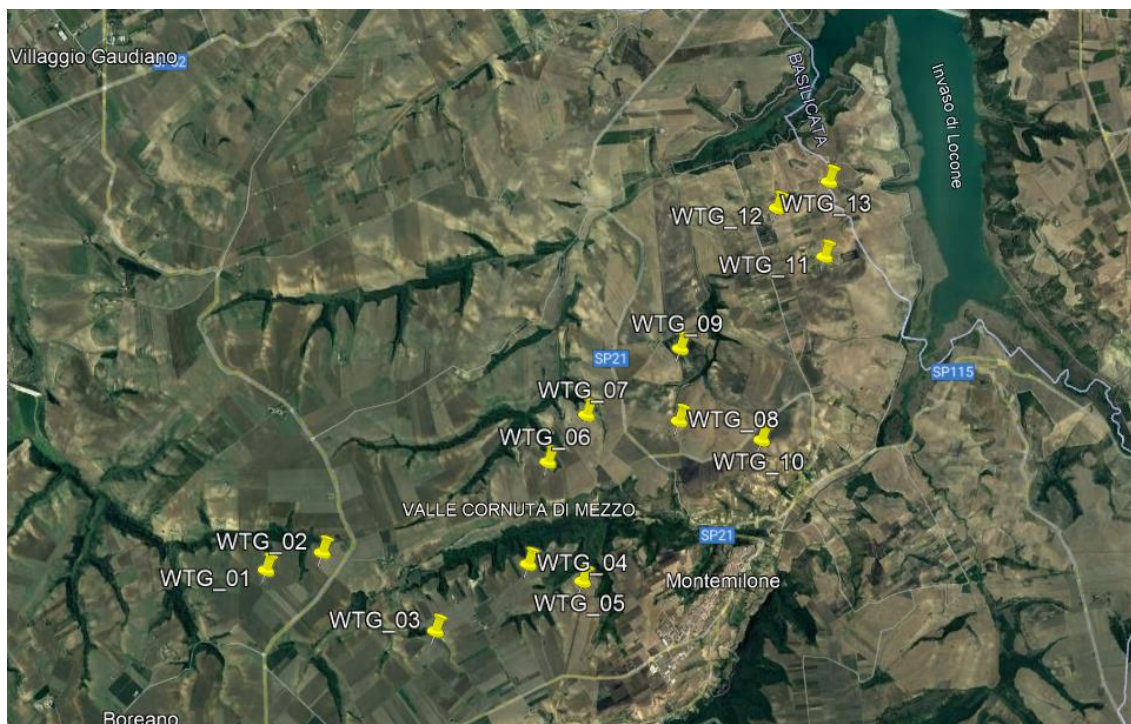


Figura 4.3: Dettaglio Area di Impianto su ortofoto

Il parco sorge a Nord del Comune di Montemilone e a ridosso del confine con la Regione Puglia, a circa 1,5 dall'Invaso di Locone.

Le aree di intervento ricadono all'interno dell'ambito paesaggistico individuato come "La collina e il terrazzi del Bradano" il cui territorio è un semi anfiteatro delimitato dai margini della catena appenninica, dominata dal monte Vulture, e dalla parte dell'ampia depressione della fossa Bradanica percorsa dal fiume Bradano.

A Nord dell'area di impianto si estende, invece, il Tavoliere delle Puglie.

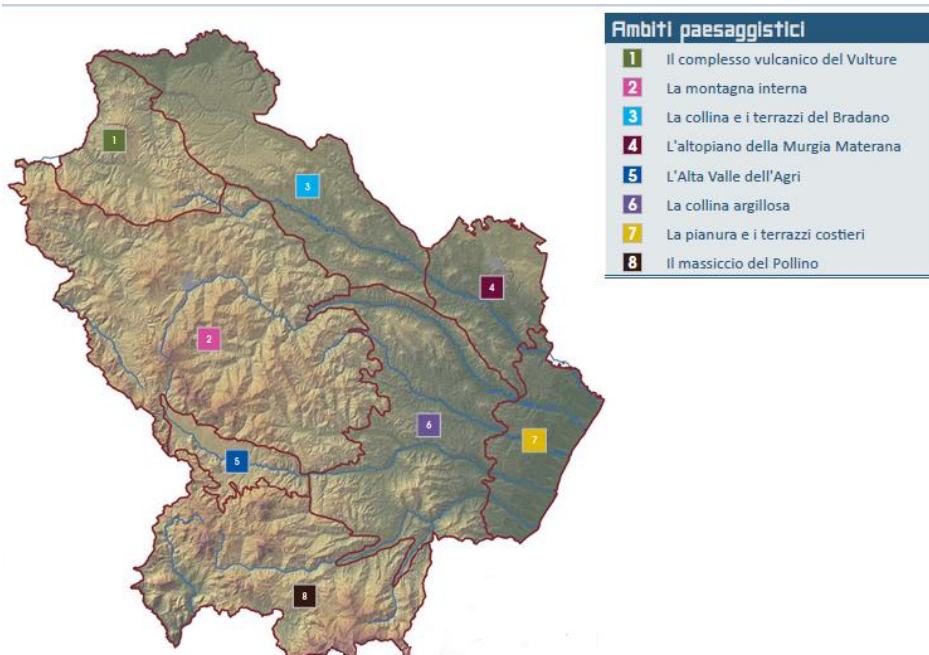


Figura 4.4: Ambiti Paesaggistici Regione Basilicata – Ambito 3 "La collina e i terrazzi del Bradano"

5 CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

L'area interessata dal progetto in esame si estende su un vasto altopiano delimitato a nord dalla V. dei Briganti a sud dal V. Ille Santa Maria e nella parte centrale dalla V. Cornuta.

L'altopiano in questione rappresenta, da un punto di vista geologico e morfologico, ciò che rimane dell'antica superficie di colmamento della Fossa Bradanica (Migliorini, 1937; Pieri et al., 1996), un bacino di sedimentazione plio-pleistocenico compreso tra il margine esterno della Catena Appenninica Meridionale e l'Avampaese Apulo-Garganico (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Figura 5.1: Schema geologico-strutturale del sistema Appennino meridionale - Fossa Bradanica – Avampaese Apulo.

Il bacino bradanico è allungato in direzione NW-SE (lungo 200 Km e ampio da 15-20 fino a 50-60 km) ed è colmato da una potente successione sedimentaria essenzialmente silicoclastica, di età Plio-Pleistocenica, spessa fino a 2-3 Km.

Tale successione, in gran parte non affiorante, è stata ricostruita utilizzando dati di superficie e dati di sottosuolo, questi ultimi provenienti dall'esplorazione per ricerca di idrocarburi (Sella et al. 1988, Balduzzi et al., 1982, Casnedi et al., 1982).

Il substrato della successione della Fossa Bradanica è rappresentato dai carbonati della piattaforma apula di età Meso-Cenozoica; questi attraverso un sistema di faglie dirette formano una struttura a gradinata (sistema ad horst e graben) di cui l'altopiano murgiano rappresenta la zona di culminazione assiale (Ricchetti et al., 1980).

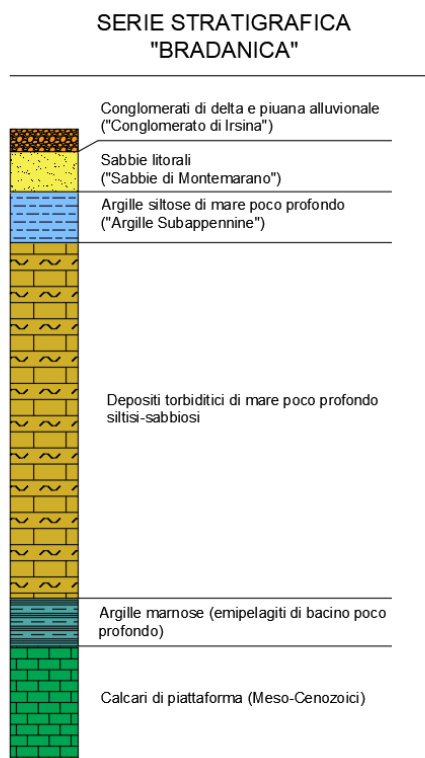


Figura 5.2: Serie stratigrafica della "Fossa Bradanica".

I primi sedimenti della serie bradanica sono costituiti da argille marnose (emipelagiti di bacino poco profondo) spesse 100-150 m, di età via via più recente procedendo da ovest verso est, in conseguenza della migrazione del bacino nella stessa direzione.

Le emipelagiti evolvono a sedimenti siltosi e sabbiosi spessi fino a 2000 m, che rappresentano depositi di bacino profondo dovuti ad un'intensa sedimentazione torbiditica. Sui depositi torbiditici poggiano altri sedimenti marini pleistocenici rappresentati da argille siltose di mare poco profondo spesse alcune centinaia di metri. Tali depositi affiorano diffusamente in tutta la Fossa Bradanica e sono noti in letteratura con il termine formazionale di "Argille subappennine".

La successione bradanica si chiude con depositi clastici (sabbie e conglomerati) di ambiente litorale (spiaggia e delta) e continentale (piana alluvionale e depositi lacustri), che testimoniano la regressione marina e la contestuale emersione dell'area iniziata nel Pleistocene inferiore (1.8 Ma); tali depositi sono noti in letteratura con i termini formazionali di "Sabbie di Montemarano" (di ambiente marino) e "Conglomerati di Irsina" (in parte di ambiente continentale).

Il bacino bradanico inizia a configurarsi nel Pliocene inferiore. Esso deve la sua formazione alla subduzione verso ovest della litosfera adriatica, un processo già attivo a partire dal Miocene inferiore (Royden et al., 1994)

Durante questa fase si ha la flessura dell'avampese apulo che subisce un'intensa fratturazione con la conseguente formazione di una struttura a gradinata (horst e graben) con settori ribassati verso ovest;

si verifica, pertanto, l'ingressione marina è un progressivo approfondimento del bacino. Tale approfondimento è guidato dalla retroflessione della litosfera adriatica e dal carico litostatico della catena appenninica, il cui fronte progressivamente si sposta verso ovest sovrapponendosi agli stessi depositi di avanfossa.

A partire dal Pleistocene inferiore-medio, l'arretramento della litosfera rallenta a causa della resistenza a subdurre della spessa litosfera continentale adriatica (Doglioni et al., 1994). Inizia una fase di sollevamento regionale e di regressione marina testimoniata dalla presenza di un trend regressivo nei sedimenti della Fossa Bradanica (argille-sabbie-conglomerati).

Con il colmamento del bacino si ha l'emersione dell'intera area che da quel momento in poi non subisce deformazioni significative; ciò si riflette sull'assenza di deformazioni importanti. L'assetto geologico generale è caratterizzato da una giacitura degli strati suborizzontale o clinostratificata secondo l'originaria superficie deposizionale.

5.1 ASSETTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO DELL'AREA INTERESSATA AL PARCO EOLICO

La geologia dell'area in esame è caratterizzata dalla presenza di una successione sedimentaria in facies marina e di transizione di età Plio-Pleistocenica a cui si sovrappongono localmente lembi residuali di un complesso fluvio-lacustre di età Quaternaria.

Le valli dei numerosi corsi d'acqua sono colmate da depositi alluvionali attuali e recenti che si appoggiano a tratti direttamente sui terreni del substrato Plio-Pleistocenico e a tratti sui depositi fluvio-lacustri ad esso sovrapposti.

I terreni del substrato Plio-Pleistocenico comprendono una parte basale essenzialmente argillosa ("Argille subappennine" Auct.), una parte mediana essenzialmente sabbiosa ("Sabbie di Montemarano" Auct.) ed una parte sommitale costituita da conglomerati poligenici ("Conglomerato di Irsina" Auct.).

I terreni del complesso fluvio-lacustre sono costituiti da sabbie e limi variamente intercalati che verso l'alto passano a dei travertini.

Le alluvioni di fondovalle sono costituite prevalentemente da limi argillosi e limi sabbiosi con intercalati livelli di ghiaie che in genere caratterizzano la base del complesso alluvionale.

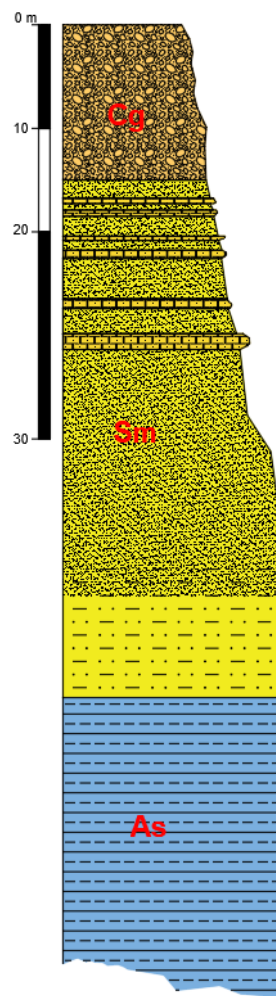


Figura 5.3: Serie stratigrafica rilevabile all'interno dell'area in studio.

Di seguito sono descritte le caratteristiche litologiche e d'affioramento dei terreni interessate dal progetto.

Il rilevamento geologico di superficie è stato esteso a gran parte delle superfici limitrofe a quelle di interesse ed ha permesso di riconoscere e cartografare le unità geologiche di seguito descritte a partire dalle più antiche alle più recenti.

Argille Subappennine [As]

Rappresentano la base affiorante del ciclo bradanico e il bedrock impermeabile della zona in esame.

Le argille affiorano a quote basse; buone esposizioni si osservano lungo le principali valli di erosione (Valle Cornuta, Valle dei Briganti e V.ne Santa Maria).

Da un punto di vista litologico si tratta di argille ed argille sabbiose di colore grigio-azzurro. Il contenuto della frazione grossolana, che localmente può essere predominante, di norma va aumentando verso la parte alta della successione, specie in prossimità del passaggio stratigrafico con le sovrastanti sabbie, dove si rinvencono strati il cui spessore può raggiungere il metro.

Sempre dalle stratigrafie dei sondaggi geognostici si nota, inoltre, in accordo con il significato sedimentologico e paleogeografico della formazione, una diminuzione della frazione detritica più grossolana (silt e sabbie) fino alla totale scomparsa degli interstrati e delle lenti francamente sabbiose.

Sabbie di Monte Marano [Sm]

Da un punto di vista stratigrafico le sabbie seguono le argille in continuità di sedimentazione; il passaggio avviene con un progressivo aumento della frazione sabbiosa più grossolana a cui corrisponde un graduale cambio di colore, che dal grigio-giallastro passa al giallo.

Oltre alle facies sabbiose-argillose di colore giallo grigiastro e alle sabbie schiettamente di colore giallo ocra, nella parte medio-alta della formazione si rinvengono intercalazioni di livelli arenitici molto tenaci, di spessore decimetrico associati a livelli ghiaiosi.

I livelli schiettamente sabbiosi sono costituiti da granuli di quarzo, feldspati, muscovite e calcite; solo nella parte bassa della formazione si riscontra la presenza di minerali argillosi la cui frazione aumenta andando verso il basso.

La variabilità delle facies litologiche è da mettere in relazione con la paleogeografia originaria del bacino di sedimentazione; sia le intercalazioni arenitiche che quelle conglomeratiche, infatti, stanno ad indicare una zona di sedimentazione marginale.

L'insieme delle facies e la presenza di numerosi Lamellibranchi (Pecten, Clamys, ecc.) indicano chiaramente un ambiente litorale.

La chiusura del ciclo bradanico è rappresentata da depositi conglomeratici riferibili ad ambienti alluvionali e di transizione; tali depositi, noti in letteratura con il nome formazionale di Conglomerato d'Irsina, costituiscono la parte alta del rilievo tabulare interessato dalle opere in progetto.

I conglomerati sono separati dalle sottostanti sabbie da un contatto brusco spesso erosivo; più raramente il passaggio avviene in continuità di sedimentazione.

Da un punto di vista tessiturale i conglomerati sono clastosostenuti, con poca matrice e in genere dotati di un ottimo grado di cementazione. I clasti subarrotondati, raramente appiattiti, hanno dimensioni comprese fra 2 e 6 cm, mentre subordinati sono quelli di maggiori dimensioni; la litologia dei ciottoli è arenacea, calcarea, marnosa calcarenitica, raramente si rinvengono ciottoli di natura cristallina quali gneiss e graniti.

Intercalati ai conglomerati, sono presenti lenti di sabbia sciolta giallastra, e lenti di materiale argilloso-siltoso, in particolar modo nella parte bassa della formazione, in prossimità del passaggio con le sabbie; per contro, la parte alta della formazione è caratterizzata dalla presenza di sottili livelli di calcare evaporitico bianco e pulverulento, ovvero ghiaie rossastre debolmente cementate. Lo spessore del conglomerato è di 6 - 10 metri.

Alluvioni recenti ed attuali di fondo valle

Si tratta prevalentemente di limi argillosi o sabbiosi con intercalazioni di livelli ghiaiosi, di norma disposti alla base del deposito alluvionale. Questi sedimenti hanno colmato le zone di fondovalle della Valle dei Briganti, di Valle Cornuta e del Vallone S. Maria e degli affluenti minori, formando delle superfici pianeggianti reincise dagli attuali corsi d'acqua (depositi alluvionali in formazione a costituzione prevalentemente sabbioso-ghiaiosa).

6 ASSETTO GEOMORFOLOGICO E STABILITÀ GENERALE DELL'AREA

L'area di studio si colloca nel contesto morfologico-strutturale della Fossa Bradanica che è un'area in gran parte occupata da terreni argillosi e sabbioso-conglomeratici che costituiscono un paesaggio dalla morfologia collinare caratterizzato da rilievi, spesso isolati, e versanti di tipo tabulare a sommità

pianeggiante.

La sommità degli altopiani è caratterizzata dalla presenza di sedimenti conglomeratici, sabbiosi e arenacei, come testimonianza dell'ultima azione di un mare in fase di colmamento. Tali depositi, in quest'area, sono incisi da un importante corso d'acqua, il fiume Ofanto, e da una serie di affluenti ed una rete idrografica secondaria normalmente attiva solo nella stagione piovosa.

In quest'area, il sollevamento quaternario ed il conseguente approfondimento dei corsi d'acqua, a partire dalle colline sabbioso-conglomeratiche, è stato graduale ed è testimoniato dalla presenza di lembi di terrazzi alluvionali disposti a varie quote sui fianchi delle principali valli.

I terreni che affiorano nell'area di studio, in relazione alle diverse caratteristiche litologiche e meccaniche possedute, hanno subito processi di erosione differenziata in condizioni paleoclimatiche diverse, determinando l'attuale aspetto morfologico del sito: esso si identifica con superfici per lo più pianeggianti condizionate dalla litologia degli affioramenti, più acclivi i versanti nei depositi sabbioso-conglomeratici in corrispondenza delle incisioni fluviali.

Le superfici topografiche che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto fotovoltaico presentano generalmente un andamento orizzontale o caratterizzato da deboli pendenze nella fascia perimetrale orientale dei Campi n°4 e n°5; tali superfici, comunque, si trovano ad una distanza di sicurezza dalle aree caratterizzate da pendenze più marcate.

L'area di studio è ubicata su superfici pianeggianti le cui quote si aggirano tra i 270 e 340 m s.l.m. e non sono interessate da particolari elementi morfologici. L'organizzazione planimetrica della rete idrografica è di tipo dendritico ovvero con ramificazioni ad andamento arborescente dei segmenti fluviali di ordine via via inferiore.

Le aree di studio, in ogni caso, non presentano fenomeni gravitativi in atto o potenziali superficiali e profondi per tutta la loro estensione e, tanto meno, non sono interessate da fenomeni legati all'erosione fluviale. Per tali motivi, dunque, i siti che saranno interessati dalle opere di progetto sono da ritenersi stabili, come risulta anche dall'analisi della Carta della Pericolosità Geomorfologica del PAI dell'ex Autorità di bacino interregionale Puglia (Cfr Par. 6.1).

7 PROSPEZIONE SISMICA DI TIPO MASW

Strumentazione utilizzata

L'acquisizione dei dati in campagna è stata eseguita utilizzando un sistema composto da:

- sismografo;
- sorgente energizzante;
- trigger;
- apparecchiatura di ricezione.

Sono state eseguite tre indagini sismiche nelle aree di interesse due con stendimento di m 53,0 mezzo di basi da 24 canali ed uno stendimento di m 41,0 mezzo di basi da 18 canali. Per tutte le indagini eseguite l'energizzazione è stata una ed è avvenuta su di una piastra di alluminio.

Per il dettaglio della metodologia e delle specifiche strumentali si rimanda nel dettaglio all'Allegato 8 - Elaborato A.2.1. - Relazione sulle indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche.

Facendo riferimento al modello medio (Vs e spessore degli strati), ottenuto dal processo di inversione per le indagini eseguite, di seguito si riportano i profili verticali Vs identificati, sia graficamente che sotto

forma tabellare.

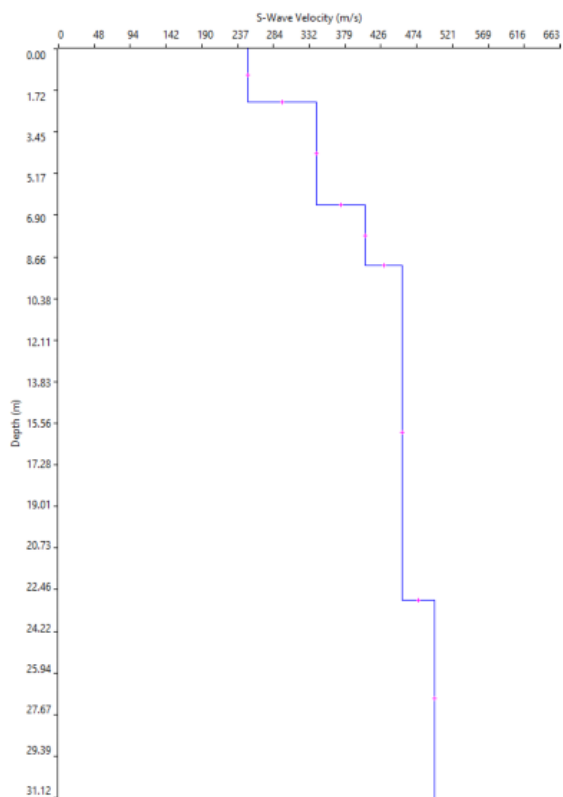


Figura 7.1: Profilo verticale di velocità Vs MASW_WTG6.

SISMOSTRATI	WTG6 - MASW		
	Prof. (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)
1	2.2	2.2	251
2	6.5	4.3	341
3	9.0	2.5	406
4	22.9	13.9	455
5	30.0	498

Tabella 7-1: Modello medio delle Vs - MASW_WTG6.

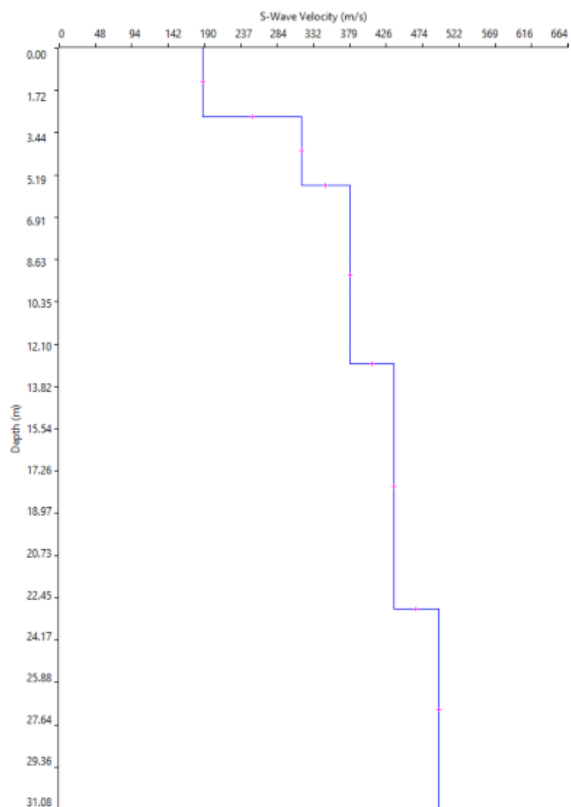


Figura 7.2: Profilo verticale di velocità Vs MASW_WTG9.

SISMOSTRATI	WTG9 - MASW		
	Prof. (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)
1	2.8	2.8	187
2	5.6	2.8	316
3	12.9	7.3	379
4	22.9	10.0	437
5	30	495

Tabella 7-2: Modello medio delle Vs - MASW_WTG9.

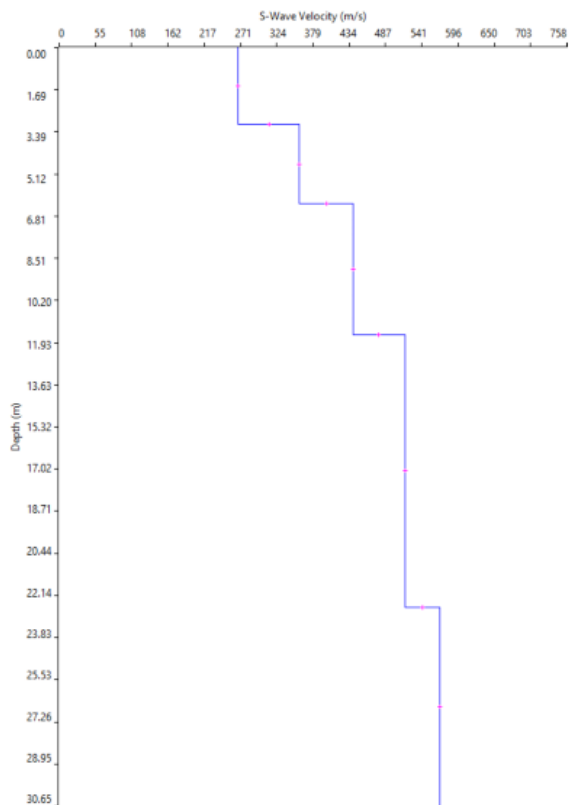


Figura 7.3: Profilo verticale di velocità Vs MASW_WTG12.

SISMOSTRATI	WTG12 - MASW		
	Prof. (m)	Spessori (m)	Vs (m/s)
1	3.1	3.1	267
2	6.3	3.2	359
3	11.6	5.3	439
4	22.6	11.0	516
5	30	568

Tabella 7-3: Modello medio delle Vs - MASW_WTG12.

Gli aggiornamenti delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018), in vigore dal 22 marzo 2018, riportano quanto segue: ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alla categoria definite nella tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, Vs. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, Vs,eq (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con

h_i = spessore dello stato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato viene riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità viene riferita al piano di imposta della fondazione (Figura 7.4).

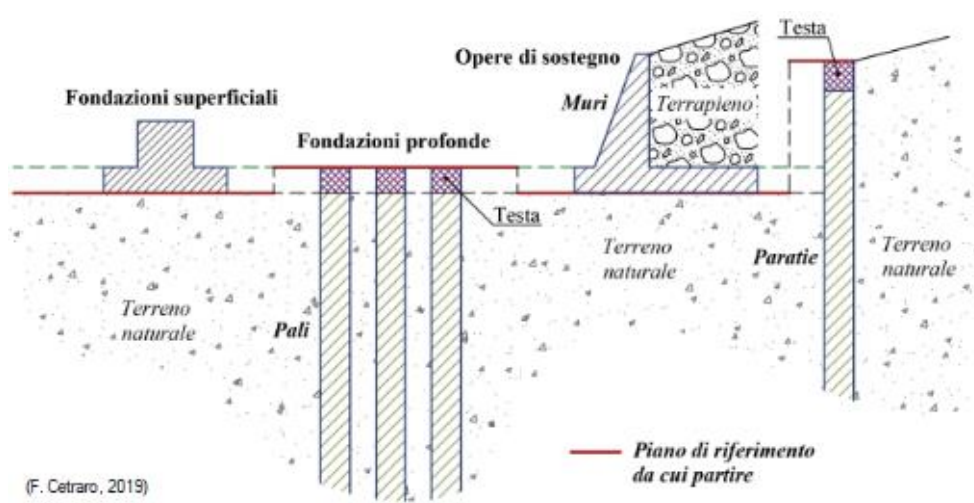


Figura 7.4: Definizione della profondità del substrato.

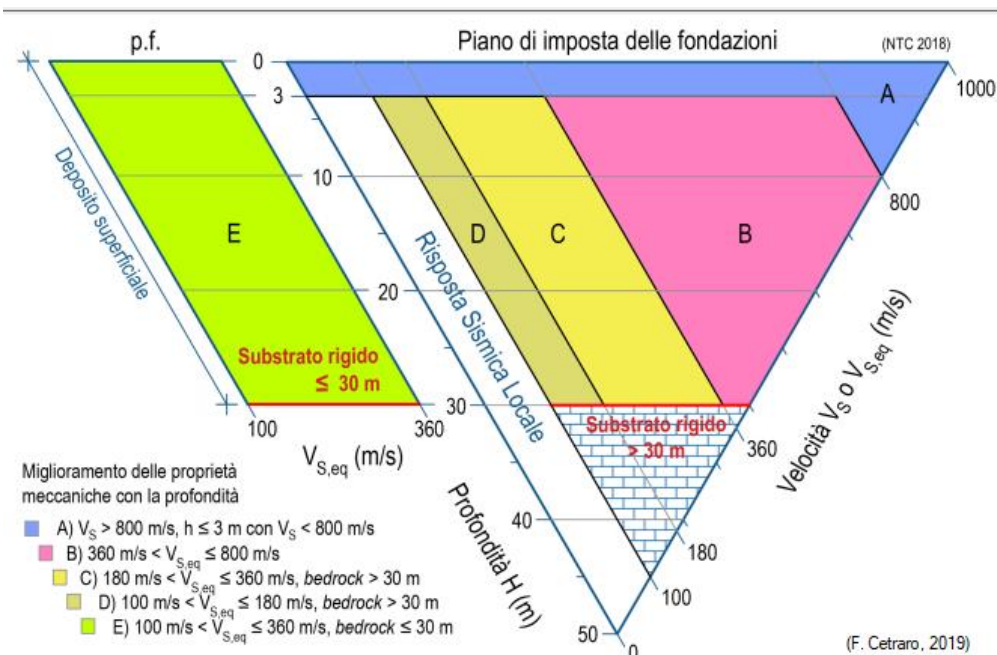


Figura 7.5: Diagramma per la definizione delle categorie del suolo di fondazione in accordo alle NTC 2018 § 3.2.2.

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

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

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

Figura 7.6: Categorie suolo di fondazione tabella 3.2.II delle NTC18.

Le indagini sismiche eseguite (WTG6-MASW, WTG9-MASW, WTG12-MASW) hanno permesso una ricostruzione dell'assetto sepolto, sia in termini di spessori dei litotipi oggetto d'indagine, sia per ciò che concerne i valori di propagazione delle onde di taglio. È stato possibile definire, per ogni sismostrato indagato, un valore di V_s .

SISMOSTRATI	WTG6 - MASW		V _{Seq} E CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE IN FUNZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE		
	Spessori (m)	V _s (m/s)	V _{Seq} (m/s) RIFERITO AL P.C.	V _{Seq} (m/s) -1,0 m DAL P.C.	V _{Seq} (m/s) -3,0 m DAL P.C.
1	2.2	251	V_{Seq} = 415 B	V_{Seq} = 426 B	V_{Seq} = 440 B
2	4.3	341			
3	2.5	406			
4	13.9	455			
5	----	498			

Tabella 7-4: Velocità, spessori dei sismostrati e Categoria di suolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni, relativi alla prospezione sismica WTG6 - MASW.

SISMOSTRATI	WTG6 - MASW		V _{Seq} E CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE IN FUNZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE		
	Spessori (m)	V _s (m/s)	V _{Seq} (m/s) RIFERITO AL P.C.	V _{Seq} (m/s) -1,0 m DAL P.C.	V _{Seq} (m/s) -3,0 m DAL P.C.
1	2.8	187	V_{Seq} = 373 B	V_{Seq} = 390 B	V_{Seq} = 417 B
2	2.8	316			
3	7.3	379			
4	10.0	437			
5	----	495			

Tabella 7-5: Velocità, spessori dei sismostrati e Categoria di suolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni, relativi alla prospezione sismica WTG9 - MASW.

SISMOSTRATI	WTG6 - MASW		V _{Seq} E CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE IN FUNZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE		
	Spessori (m)	V _s (m/s)	V _{Seq} (m/s) RIFERITO AL P.C.	V _{Seq} (m/s) -1,0 m DAL P.C.	V _{Seq} (m/s) -3,0 m DAL P.C.
1	3.1	267	V_{Seq} = 448 B	V_{Seq} = 462 B	V_{Seq} = 483 B
2	3.2	359			
3	5.3	439			
4	11.0	516			
5	----	568			

Tabella 7-6: Velocità, spessori dei sismostrati e Categoria di suolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni, relativi alla prospezione sismica WTG12 - MASW.

Dal calcolo della V_{seq} i terreni potrebbero essere assimilabili ad **una categoria di suolo di fondazione B**, per profondità del piano di posa delle fondazioni comprese tra m 0,0 e m -3,0 dal p.c., secondo gli Aggiornamenti NTC D.M. 17 Gennaio 2018 (Tabella 3.2.II).

8 MODELLO GEOTECNICO DELLE AREE IN STUDIO

In accordo con il modello geologico, sintetizzando le risultanze delle indagini geognostiche effettuate unitamente ai dati bibliografici in possesso dello scrivente, è stato elaborato il modello geotecnico dell'area in studio, il quale è formato dalle seguenti unità geotecniche:

Unità Geotecnica	Descrizione
U.G. 1)	COLTRE SUPERFICIALE
U.G. 2)	GHIAIA E CIOTTOLI IN MATRICE SABBIOSA E LIMOSA
U.G. 3)	SABBIE, SABBIE LIMOSE CON INTERCALAZIONI ARENITICHE E GHIAIOSE
U.G. 4)	SABBIE FINI LIMOSE E ARGILLE

I valori delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche sono stati ricavati dall'elaborazione di tutte le prove eseguite oltre che da dati bibliografici in possesso dello scrivente riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio.

In particolare sono state parametrizzate le Unità geotecniche 2, 3, 4; l'Unità 1, costituita da terreno vegetale, date le scadenti caratteristiche meccaniche non viene prese in considerazione, e dovrà necessariamente essere asportato.

Di seguito, viene esplicitata la parametrizzazione geotecnica delle singole Unità precedentemente individuate.

Si precisa che in fase di progettazione esecutiva dovranno essere svolte specifiche indagini geognostiche e geofisiche **su ogni WTG**, al fine di definire con esattezza il modello litologico e geotecnico di dettaglio caratteristico.

UNITA' GEOTECNICA 2: Ghiaia in matrice sabbiosa e limosa

Formazione geologica: Conglomerato di Irsina

Descrizione litologica: ghiaia e ciottoli di natura arenacea e calcarenitica da debolmente cementate a cementate in abbondante matrice sabbiosa, di colore giallastro, con intercalazioni di lenti e livelletti di materiale argilloso-siltoso e sabbioso.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, prevalentemente incoerente, a consistenza generalmente elevata.

Comportamento Strato: Granulare sciolto

Stato di addensamento: da addensato a semicoerente

Parametri geotecnici caratteristici:

γ (kN/m³) Peso per unità di volume naturale = 19.5 ÷ 21.0

γ_{sat} (kN/m³) Peso per unità di volume saturo = 20.0 ÷ 22.0

ϕ' (°) Angolo di attrito efficace = 35 ÷ 38

c' (kPa) Coesione drenata = -----

E_y (Mpa) Modulo Elastico = 70 ÷ 85
C_u (kPa) = -----

UNITA' GEOTECNICA 3: Ghiaia in matrice sabbiosa e limosa

Formazione geologica: Sabbie di Monte Marano

Descrizione litologica: sabbie da medie a grossolane di colore giallo ocra, con intercalazioni verso l'alto di lenti di ghiaia e livelli arenitici.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, prevalentemente incoerente, a consistenza generalmente elevata.

Comportamento Strato: Granulare sciolto

Stato di addensamento: da addensato a estremamente addensato.

Parametri geotecnici caratteristici:

γ (kN/m³) Peso per unità di volume naturale = 19.0 ÷ 19.5
γ_{sat} (kN/m³) Peso per unità di volume saturo = 19.5 ÷ 20.0
φ' (°) Angolo di attrito efficace = 29 ÷ 32
c' (kPa) Coesione drenata = 2 ÷ 3
C_u (kPa) Coesione non drenata = 60 ÷ 75
E_y (Mpa) Modulo Elastico = 15 ÷ 20

UNITA' GEOTECNICA 4: Depositi sabbioso-limo-argillosi e argillosi

Formazione geologica: Argille Subappennine

Descrizione litologica: Sabbie fini con limo e argilla passanti ad argille propriamente dette

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, a comportamento coesivo.

Comportamento Strato: Coesivo

Stato di Consistenza: da mediamente consistente a duro.

Parametri geotecnici caratteristici:

γ (kN/m³) Peso per unità di volume naturale = 19.8 ÷ 21.0
γ_{sat} (kN/m³) Peso per unità di volume saturo = 20.0 ÷ 22.0
φ' (°) Angolo di attrito efficace = 24 ÷ 27
c' (kPa) Coesione drenata = 15 ÷ 25
C_u (kPa) Coesione non drenata = 90 ÷ 120
E_y (Mpa) Modulo Elastico = 10 ÷ 15

9 CRITERI DI VERIFICA

9.1 MODELLAZIONE

La fondazione è stata analizzata considerando i carichi dovuti alle seguenti azioni:

- 1) il peso proprio;
- 2) il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente non compiutamente definito);

3) carichi provenienti dalla struttura in elevazione (F_z , F_x , F_y , M_z , M_x , M_y) e applicati in estradosso fondazione;

Nell'ambito della valutazione geotecnica della fondazione si è proceduto alla determinazione della rigidità equivalente verticale alla **Winkler** del terreno di fondazione, adottata nell'ambito della modellazione strutturale: tale parametro è riportato al §9.7.6.

Il modello geotecnico ipotizzato è il seguente:

SPESORE STRATO	UNITÀ GEOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI
40 m	U.G. 3	γ_s (kN/m ³) Peso specifico: 19,25 γ_{sat} (kN/m ³) Peso specifico: 19,75 Φ' (°) Angolo di attrito di picco: 30,50 c' (kPa) Coesione efficace: 2,5 C_u (kPa) Coesione non drenata: 67,5 E (Mpa) Modulo Elastico Statico: 20 η Coefficiente di Poisson: 0,42

9.2 VERIFICHE ESEGUITE

Le verifiche riguardanti la sicurezza globale e geotecnica sono state eseguite in accordo con il metodo degli stati limite di cui al cap. 2, 4 e 6 di [1], tenendo conto delle ulteriori richieste prestazionali previste nella normativa di settore [5]. In particolare sono state eseguite le:

- 1) verifiche globali di ribaltamento;
- 2) verifiche globali di gapping (parzializzazione delle pressioni sul piano di appoggio);
- 3) verifiche geotecniche di resistenza a slittamento e carico limite;
- 4) valutazione della costante di Winkler;
- 5) valutazione dei cedimenti massimi assoluti e differenziali;
- 6) valutazione della rigidità rotazionale dinamica.

Le verifiche esposte nel seguito si fondano sui dati di calcolo forniti dal progettista della parte in elevazione, e che sono riassunti nelle successive tabelle (§9.4).

9.3 APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche geotecniche si fa riferimento all'approccio 2, in accordo con la combinazione A1+M1+R3 e le tabelle seguenti:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 9-1

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 9-2

Nella logica del metodo degli Stati Limite ogni azione è stata classificata in base alla "sorgente" (cioè alla norma di riferimento, [1] e [5]) e al tipo di carico. Ciò anche nell'ottica di operare una corretta applicazione della norma [5], specifica per gli aerogeneratori, assieme con i criteri di progettazione previsti dalla norma [1] valida per tutte le costruzioni civili ed industriali. La tabella seguente riassume, pertanto, i coefficienti parziali da applicare, che differiscono in caso di azione "Abnormal" o "Normal" in accordo con le precedenti tabelle (9.1 e 9.2) estratte da [1] e la tabella 3 di [5].

AZIONE	TIPO DI CARICO	NORMA DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTI PARZIALI γ_F	
			GEO	EQU
Peso proprio fondazione	Permanente fondazione	[1]	1,00 / 1,30	0,90
Peso terreno riempimento	Permanente fondazione	[1]	0,80 / 1,50	0,80
Peso aerogeneratore	Permanente aerogener.	[1] [5]	0,90 / 1,10 1,35	0,90 / 1,00
Vento aerogen.	Variabile aerogeneratore	[1] [5]	/ 1,10 1,50	1,00 / 1,10 1,50

Tabella 9-3: Possibili valori dei coefficienti parziali delle azioni adottati nel presente progetto

Nella tabella a seguire si riporta l'elenco completo delle combinazioni di carico adottate nelle verifiche della fondazione dell'aerogeneratore in oggetto, esplicitate al successivo § 9.4; i coefficienti adottati sono in accordo con quanto riportato nella tabella precedente.

Tipo di combinazione				CdC N.	Coefficienti parziali delle azioni γ_F				
					Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
GEO (abnormal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	1	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	2	1,30	1,50	1,10	1,10	1,10
	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	3	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
GEO (normal)	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	4	1,00	0,80	0,90	1,35	1,35
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	5	1,30	1,50	1,35	1,35	1,35
	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	6	1,00	0,80	0,90	1,35	1,35
EQU	IEC	normal case	Normal EQU	7	0,90	0,80	0,90	1,35	1,35
	IEC	abnormal case	Abnormal EQU	8	0,90	0,80	0,90	1,10	1,10
	IEC	normal case	Normal	9	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	IEC	abnormal case	Abnormal	10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	IEC		Operational	11	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabella 9-4: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

L'azione della neve, che presenta un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0$ in accordo con [1], non è stata

mai assunta come azione variabile dominante e, pertanto, non compare in tabella.

La combinazione 7 è assunta come Caratteristica (Rare) e, pertanto a essa sono state riferite le valutazioni delle tensioni (SLE R) su calcestruzzo e armatura (si veda la relazione di calcolo strutturale delle fondazioni), oltre che per la valutazione dei cedimenti di fondazione. La combinazione 9 è utilizzata per le verifiche relative alla superficie di contatto (area d'impronta) terreno - plinto di fondazione (assieme alle combinazioni 7 e 8). Le combinazioni 10 e 11 fanno riferimento agli stati limite di esercizio strutturali (tensioni, fessurazione) e, pertanto, non sono prese in considerazione nell'ambito di questa relazione, ma saranno oggetto di successive fasi di progetto.

9.4 ANALISI DEI CARICHI

9.4.1 AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA

Ai soli fini della valutazione dei carichi, è stato considerato un aerogeneratore tipo *Siemens Gamesa SG 6.0 - 170*. Il documento «D2370721-001 SGRE ON SG 6.0-170 Foundation Loads T115-50A» - preparato dal costruttore delle WTG - riporta gli scarichi in fondazione derivanti dall'aerogeneratore, in accordo con le indicazioni delle norma [5]. I valori dei carichi, non fattorizzati, riportati nelle successive tabelle sono dal moltiplicare per i "Partial Load Factor" in accordo con quanto riportato nella tabella 3 al § 7.6.2.1 della norma [5].

Scarichi estremi caratteristici IEC (non fattorizzati)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal / Abnormal	1.535,05	50,50	-6.826,10	4.163,87	178.349,50	374,90

Scarichi estremi fattorizzati IEC	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Normal [SLU1]	2.072,32	68,18	-9.215,24	5.621,22	240.771,83	506,12
Normal [SLU2]	2.072,32	68,18	-6.143,49	5.621,22	240.771,83	506,12
Abnormal [SLU1]	1.688,56	55,55	-7.508,71	4.580,26	196.184,45	412,39
Abnormal [SLU2]	1.688,56	55,55	-6.143,49	4.580,26	196.184,45	412,39

Scarichi operazionali IEC	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Operational	1.002,48	-6.629,52	119.805,99	4.928,71

Tabella 9-5: Scarichi in fondazione forniti da Siemens Gamesa secondo [5]

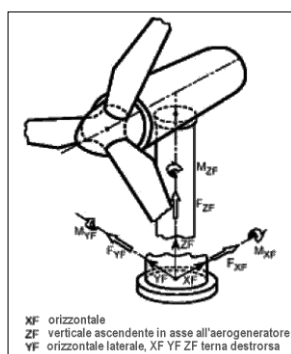


Figura 9.1: Simbologia adottata nell'analisi dei carichi e nelle verifiche

Oltre a queste azioni si sono considerate quelle derivanti dal peso proprio della struttura di fondazione e dal peso del terreno di riempimento.

9.5 PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

Il peso del plinto di fondazione è pari a 21.973,48 kN.

9.6 PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO

È previsto un ritombamento al di sopra e a fianco del plinto di fondazione, da realizzarsi con materiale drenato di buone caratteristiche meccaniche. Si assume un peso di volume pari a 18 kN/m³, e si assegna questo peso come pressione verticale secondo quanto riportato nella figura seguente.

Raggio Interno	Raggio Esterno	H = spessore riempimento	q ricoprimento
[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
3,00	4,85	0,75	10,20
4,85	6,70	1,15	17,33
6,70	8,55	1,55	24,51
8,55	10,40	1,96	31,71
10,40	12,25	2,36	38,92

Tabella 9-6: Carico del riempimento

La risultante del peso del riempimento vale 12.123,25 kN.

9.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.7.1 COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA

Si riportano a seguire le azioni scaricate in fondazione.

SCARICHI SUL PIEDISTALLO AEROGENERATORE – NON FATTORIZZATI			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	6.629,52	6.826,10	6.826,10
Fxy	1.002,48	1.535,88	1.535,88
Mxy	119.805,99	178.398,10	178.398,10
AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE – NON FATTORIZZATE			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	40.726,25	40.922,83	40.922,83
Fxy	1.002,48	1.535,88	1.535,88
Mxy	123.841,97	184.851,55	184.851,55

Nella tabelle a seguire si riporta un riepilogo dei fattori parziali, dei coefficienti e fattori di sicurezza.

Verifica		CdC N.	Tipo di combinazione			Fattore di Sicurezza
GEO (abnormal)	Carico limite	1	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	8,44
	Carico limite	2	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU1	9,16
	Scorrimento	3	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal SLU2	11,68
GEO (normal)	Carico limite	4	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	5,64
	Carico limite	5	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	7,40
	Scorrimento	6	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	9,50
EQU	Ribaltamento	7	IEC	Normal case	Normal EQU	1,75
		8	IEC	Abnormal case	Abnorm. EQU	2,15
	Sollevamento	9	IEC	Normal case	Normal	1,60
		10	IEC	Abnormal case	Abnormal	1,60
		11	IEC		Operational	1,01

Tabella 9-7: Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali e relativi coefficienti di sicurezza (F.S.)

9.7.2 GAPPING

La verifica di GAPPING è condotta assumendo che in combinazione 11 si abbia un'impronta sul terreno pari al 100% dell'area di sedime del plinto. Per le combinazioni 9 e 10 si assume, invece, che l'impronta possa ridursi fino al 50% dell'area. Per garantire il 100% di sezione reagente occorre che la risultante abbia un'eccentricità massima e non superiore a $0,1255 D_e$ – essendo D_e pari al diametro del plinto – mentre per garantire che la porzione compressa sia non inferiore al 50% dell'area di base del plinto occorre limitare l'eccentricità a $0,294 D_e$. Di seguito si riportano le verifiche di GAPPING rispetto alla combinazione 11 – GAP 9 – Normal e 10 – Abnormal, tutte non fattorizzate ⁽¹⁾.

AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE PER VERIFICA PARZIALIZZAZIONE			
Azione	Operational	Normal	Abnormal
Fz	40.726,25	40.922,83	40.922,83
Fxy	1.002,48	1.535,88	1.535,88
Mxy	123.841,97	184.581,55	184.581,55

Tabella 9-8: Analisi scarichi in fondazione ad estradosso e intradosso plinto

COEFFICIENTI PARZIALI					
CdC	Peso Proprio	Riempimento	Fz	H	M
Operational	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Abnormal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Così come richiesto dalle linee guida [6]

VERIFICA DI PARZIALIZZAZIONE DELLA FONDAZIONE

Eccentricity	Operational	Normal	Abnormal
e [m]	3,04	4,51	4,51
(e/D)	0,124	0,184	0,184
(e/D) _{max}	0,125	0,294	0,294
Checks			
FS	1,0071	1,597	1,597

Tabella 9-9: Coefficienti parziali e verifica di Gapping

9.7.3 RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

CdC	Peso Proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0,90	0,80	0,90	1,35	1,35
Abnormal EQU	0,90	0,80	0,90	1,10	1,10

Tabella 9-10: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU	Abnormal EQU
Mo (overturning) [kNm]	249.185,10	203.039,71
Ms (stabilizing) [kNm]	436.323,17	436.323,17
FS = Ms / Mo	1,751	2,149

Tabella 9-11: Verifica a ribaltamento

9.7.4 CARICO LIMITE

Le verifiche a carico limite sono dettagliate nelle successive tabelle. Si è adottato il metodo di verifica di cui all'appendice D di [4] (Eurocodice 7).

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE DI PORTANZA

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	0,80	0,90	1,35	1,35
Normal SLU1	1,30	1,50	1,35	1,35	1,35
Abnormal SLU2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
Abnormal SLU1	1,30	1,50	1,10	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2	Normal SLU1	Abnormal SLU2	Abnormal SLU1	
Fz	37.815,57	55.965,63	37.815,57	54.259,10	
Fxy	2.073,44	2.073,44	1.689,47	1.689,47	
Mxy	249.185,10	249.185,10	203.039,71	203.039,71	

Tabella 9-12: Analisi scarichi in fondazione

CdC	Q_{rd} (kPA)	Q_{sd} (kPA)	FS
Normal SLU1	1.603	217	7,395 > 1 OK
Normal SLU2	1.294	229	5,641 > 1 OK
Abnormal SLU1	1.708	186	9,157 > 1 OK
Abnormal SLU2	1.470	174	8,439 > 1 OK

Tabella 9-13: Verifica a carico limite in condizioni drenate - Per tutte le combinazioni

9.7.5 SLITTAMENTO

Di seguito si dettaglia la verifica a slittamento.

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE A SLITTAMENTO					
	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1,00	0,80	0,90	1,35	1,35
Abnormal 2	1,00	0,80	0,90	1,10	1,10
FOUNDATION BOTTOM					
	Normal SLU2		Abnormal SLU2		
Fz	37.815,57		37.815,57		
Fxy	2.073,44		1.689,47		
Mxy	249.185,10		203.039,71		

Tabella 9-14: Analisi scarichi in fondazione

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A SLITTAMENTO					
		Condition	Soil parameters	Load comb.	
SLIDING CHECK		drained	WTG - Layer 1	Normal SLU2	
Cohesion	c'			3	kPa
Design bending moment	M _{xy}			249.185	kNm
Design torque moment	M _z			506,12	kNm
Design vertical load	F _z			37.816	kN
Design tangential load	H			2.073	kN
Radius	R			12,25	m
Eccentricity	e	M _{xy} /F _z		6,59	m
Ellipse minor axes	B _e	2*(R-e)		11,32	m
Ellipse major axes	L _e	2 R [1-(1-B _e /2R) ²] ^{1/2}		20,65	m
Effective loaded area	A _{eff}	2*[R ² arccos(e/R)-e*(R ² - e ²) ^{1/2}]		164,88	m ²
Effective length	L _{eff}	(A _{eff} *L _e /B _e) ^{1/2}		17,34	m
Effective width	B _{eff}	L _{eff} *B _e /L _e		9,51	m
Horizontal force	H'	2*M _z /L _{eff} + [H ² +(2*M _z /L _{eff}) ²] ^{1/2}		2.132,62	kN
Friction angle	φ'			30,5°	
Struct.-ground friction	δ'			30,5°	
Adhesion	c _a			0	kPa
Resistance factor	γ _R			1,100	
Design sliding resist.	R _d		[F _z tan(δ) + A _{eff} c _a] / γ _R =	20.250	kN
Sliding check	FS		20250,06 / 2132,62 =	9,495	> 1 OK

Tabella 9-15: Verifica a slittamento - Combinazione Normal SLU2

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameters	Load comb.
		drained ▼	WTG - Layer 1 ▼	Abnormal SLU ▼
Cohesion	c'			3 kPa
Design bending moment	M_{xy}			203.040 kNm
Design torque moment	M_z			412,39 kNm
Design vertical load	F_z			37.816 kN
Design tangential load	H			1.689 kN
Radius	R			12,25 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5,37 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		13,76 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		22,02 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		217,03 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18,64 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		11,65 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		1.734,31 kN
Friction angle	ϕ'			30,5°
Struct.-ground friction	δ'			30,5°
Adhesion	c_a			0 kPa
Resistance factor	γ_R			1,100
Design sliding resist.	R_d	$[F_z \tan(\delta) + A_{eff} c_a] / \gamma_R =$		20.250 kN
Sliding check	FS	$20250,06 / 1734,31 =$		11,676 > 1 OK

Tabella 9-16: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU2

9.7.6 VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

- on stratum over bedrock
- on stratum over half-space
- embedded in stratum over bedrock

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G		7,04 N/mm ²
Static Young modulus	E		20,00 N/mm ²
Poisson ratio	v		0,42 -
Foundation radius	R		12,25 m
Thickness of layer	H		40,00 m
	αr	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K _w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	1.756,70 kN/m ³

1757

Survey WTG

K_w = 1.757,00 kN/m³

On stratum over bedrock

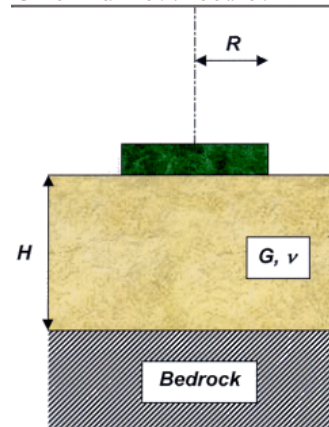


Tabella 9-17: Valutazione della costante di Winkler

9.7.7 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

I cedimenti medio e differenziale in combinazione SLE Rara (Normal) sono valutati attraverso il metodo semplificato. Si assume che il cedimento medio sia pari al rapporto tra la pressione media e la costante di Winkler di cui al punto precedente. La pressione media, sulla base dell'analisi di carichi esposta ai punti precedenti, vale:

$$Q_{MEDIA, SLE R} = 40.922,83 / (3,1416 * 12,25^2) = 87 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto, il cedimento medio atteso, se si escludono gli effetti legati alle pressioni efficaci litostatiche (dovute, in sostanza, al peso del terreno di scavo rimosso), vale:

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 87 / 1.757 \approx 4,95 \text{ cm.}$$

Questa valutazione si basa, oltre che sul modello di terreno alla Winkler, sull'ipotesi di fondazione deformabile (rispetto al terreno), dunque in grado di trasmettere un campo di pressioni di contatto con andamento quasi lineare.

Il cedimento differenziale massimo atteso, in combinazione rara, è valutato secondo Bowles:

VALUTAZIONE DEL CEDIMENTO DIFFERENZIALE (ROTAZIONE)

n. stratigraphy 1

Survey	WTG		
Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	v		
Static Young modulus	E	(Layer 1)	20,00 N/mm ²
		(Layer 2)	0,00 N/mm ²
		(mean value)	20,00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t ₁	(Layer 1)	40,00 m
Bending moment	M	(Rare)	184.581,55 kNm
Influence factor	I _θ	(rigid circular spread foundation)	5,53
Static rotation	tan(θ)	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	2,86 mm/m

Tabella 9-18: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara

Pertanto, il cedimento medio vale 49,52 mm mentre la rotazione vale 2,86 mm/m (70,07 mm per D=24,50 m).

Con riferimento alla trattazione di Sowers (1962), si può assumere per strutture assimilabili a WTG (ciminiera e silos), un valore ammissibile del cedimento tra 75 e 130 mm, mentre come cedimento rotazionale, un valore di 0,004D (nel caso in esame 98 mm). L'analisi ha perciò evidenziato che nel caso in esame i valori dei cedimenti sono assolutamente compatibili con la funzionalità delle strutture in elevazione.

9.7.8 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE DINAMICA

Si riporta a seguire la valutazione della rigidezza rotazionale dinamica e la relativa verifica rispetto al valore minimo richiesto dal fabbricante della torre. La rigidezza rotazionale dinamica è assunta pari a:

$$K_r = 8 G_{dyn} R^3 / [3 (1-\nu)]$$

- G_{dyn} = modulo a taglio dinamico di progetto
- R = raggio del plinto
- ν = coefficiente di Poisson

Per il calcolo del modulo a taglio dinamico si fa riferimento alla velocità delle onde di taglio (V_s) del sottosuolo, mediata sulla profondità significativa in funzione delle pressioni indotte dai carichi.

Si adotta la formula $G_{dyn} = 0.35 \rho \langle V_s \rangle^2$ in cui $\langle V_s \rangle$ il valore medio ponderato della velocità delle onde di taglio e ρ la densità media del sottosuolo. Nel caso in esame la $\langle V_s \rangle$ è stata assunta conservativamente pari al valore minimo della velocità equivalente delle onde a taglio valutate nell'ambito delle indagini geofisiche esecutive MASW di cui alla relazione geologica.

MASW - WTG 6			
z1 [m]	z2 [m]	Vs [m/s]	$\Delta\sigma_z / q$
0,000	2,200	251	0,999
2,200	6,500	341	0,963
6,500	9,000	406	0,847
9,000	22,900	455	0,501
22,900	30,000	498	-
30,000			-
		$\langle V_s \rangle$ [m/s]	347,726

MASW - WTG 9			
z1 [m]	z2 [m]	Vs [m/s]	$\Delta\sigma_z / q$
0,000	2,800	187	0,999
2,800	5,600	316	0,966
5,600	12,900	379	0,781
12,900	22,900	437	0,438
22,900	30,000	495	-
30,000			-
		$\langle V_s \rangle$ [m/s]	307,644

MASW - WTG 12			
z1 [m]	z2 [m]	Vs [m/s]	$\Delta\sigma_z / q$
0,000	3,100	267	0,998
3,100	6,300	359	0,954
6,300	11,600	439	0,795
11,600	22,600	516	0,463
22,600	30,000	568	-
30,000			-
		$\langle V_s \rangle$ [m/s]	372,838

SCS ENLIN S.r.l.
 Sede Legale:
 Via F.do Ayroldi, 10
 72017 Ostuni (BR)
 P. IVA 02703630745



CODE

SCS.DES.R.CIV.ITA.W.5681.011.00

PAGE

36 di/of 36

Soil density	$\rho =$	1,93 kg/dm ³
Shear wave velocity (design value)	$\langle V_s \rangle =$	307,64 m/s
Poisson ratio	$\nu =$	0,42
Dynamic shear modulus ($\gamma=0.001$)	$G_{dyn} = 0,35 * 1,93 * 307,64^2 / 1000 =$	63,77 N/mm ²
Foundation radius	$R =$	12,25 m
Rotational stiffness	$K_r = 8 * 63,77 * 12,25^3 / 3 / (1-0,42) =$	538.944,80 MNm/rad
Min required K_r (from manufacturer)	$K_{r,min} =$	150.000,00 MNm/rad
CHECK		OK