



REGIONE PUGLIA



PROVINCIA di
BARLETTA-ANDRIA-TRANI



COMUNE di
MINERVINO MURGE



COMUNE di
ANDRIA



COMUNE di
SPINAZZOLA



Edison Rinnovabili Spa
Foro Buonaparte, 31 - 20121 Milano

<p>Progettazione elettrica e Coordinamento Generale</p>	 <p>STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA MEZZINA dott. ing. Antonio Via T. Solis 128 71016 San Severo (FG) Tel. 0882.228072 Fax 0882.243651 e-mail: info@studiomezzina.net</p>   					
<p>Studio Idraulico Geologico-Ictnologico</p>	<p>Dott. Nazario Di Lella Tel./Fax 0882.991704 cell. 328 3250902 E-Mail: geol.dilella@gmail.com</p>		<p>Studio Acustico</p>	<p>STUDIO FALCONE Ingegneria Ing. Antonio Falcone Tel. 0884.534378 Fax. 0884.534378 E-Mail: antonio.falcone@studiofalcone.eu</p>		
<p>Studio archeologico</p>	 <p>NOSTOI s.r.l. Dott.ssa Maria Grazia Liseno Tel. 0972.081259 Fax 0972.83694 E-Mail: mgliseno@nostoisrl.it</p>		<p>Paesaggistici, Studi Ambientali e Naturalistici e Forestali</p>	 <p>VEGA sas LANDSCAPE ECOLOGY & URBAN PLANNING Via degli Carri, 48 - 71121 Foggia - Tel. 0881.756251 - Fax 1784412324 mail: info@studlovega.org - website: www.studlovega.org</p>		
<p>Opera</p>	<p align="center">PROGETTO DEFINITIVO PER IL RIFACIMENTO DI UN PARCO EOLICO DELLA POTENZA COMPLESSIVA DI 59,4MW COSTITUITO DA N°9 AEROGENERATORI TIPO SG155 DA 6,6MW SITO NEL COMUNE DI MINERVINO MURGE(BAT), NONCHÉ DELLE OPERE CONNESSE E DELLE INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI ALLA COSTRUZIONE E ALL'ESERCIZIO DELL'IMPIANTO.</p>					
<p>Oggetto</p>	<p>Nome Elaborato: LCLJPL2-PLIN_Relazione preliminare plinto di fondazione</p>		<p>Folder: VIA_03_Relazioni Specialistiche</p>			
<p></p>	<p>Descrizione Elaborato: Relazione preliminare plinto di fondazione</p>					
<p>00</p>	<p>Gennaio 2024</p>	<p>Emissione per progetto definitivo</p>		<p>Studio Mezzina</p>	<p>TAUW Italia S.r.l</p>	<p>Edison Rinnovabili S.p.A.</p>
<p>Rev.</p>	<p>Data</p>	<p>Oggetto della revisione</p>		<p>Elaborazione</p>	<p>Verifica</p>	<p>Approvazione</p>
<p>Scala:</p>	<p align="center">- PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>Formato:</p>	<p>A4</p>	<p>Codice progetto AU <u> LCLJPL2 </u></p>				

1 INTRODUZIONE

Per incarico ricevuto dalla EDISON RINNOVABILI S.P.A., con sede legale in via Buonaparte, 3120121 Milano (MI), P.IVA: 12921540154, Indirizzo pec: rinnovabili@pec.edison.it, il sottoscritto ing. Antonio Falcone, con studio tecnico in Manfredonia – Largo Dente di Leone 3, regolarmente iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Foggia al n. 2100, ha provveduto ad effettuare tutto ciò che prescrive la buona regola d'arte per la redazione della presente relazione tecnica finalizzata al dimensionamento preliminare delle opere fondali a servizio dei nuovi aereogeneratori previsti in progetto.

L'iniziativa progettuale proposta dalla EDISON RINNOVABILI S.P.A, prevede la realizzazione di un nuovo Impianto Eolico in agro del comune di Minervino Murge (BAT), nella Regione Puglia, in sostituzione di quello attualmente esistente composto da n. 16 aerogeneratori tripala di potenza nominale pari a 2 MW, per una potenza complessiva di 32,00 MW. Il nuovo impianto sarà costituito da n. 9 aerogeneratori tripala di ultima generazione, della SIEMENS GAMESA SG 155 da 6,6MW, con torre di sostegno tubolare di altezza 125m, diametro del rotore di 155 m, altezza complessiva (TIP) di 202,5m. La potenza complessiva del parco eolico sarà pertanto pari a 59,40 MW.

Il nuovo impianto sarà collegato alla Sottostazione elettrica di trasformazione 20/150 kV esistente ubicata nel comune di Spinazzola (BAT), la quale, dal punto di vista dell'ubicazione, delle superfici e dei volumi, rimarrà invariata salvo la sostituzione delle apparecchiature di alta tensione esterne e di quelle di media e bassa tensione interne al locale tecnico, per adeguarle alla nuova tensione di trasporto e alla maggiore potenza, nonché alle più recenti tecnologie e prescrizioni del Codice di Rete di TERNA.

Gli aerogeneratori saranno collegati tra loro e alla sottostazione di trasformazione MT/AT 20/150 kV, mediante elettrodotti interrati di media tensione a 20 kV che seguiranno in massima parte i tracciati della viabilità esistente sia pubblica che privata di accesso agli aerogeneratori medesimi.

I 9 aerogeneratori di progetto avranno le seguenti caratteristiche:

- Diametro rotore: 155 m,
- Altezza al mozzo: 125 m,
- Altezza complessiva: 202,5 m,
- Potenza nominale: 6,6 MW.

Le opere strutturali civili in oggetto sono costituite da strutture prefabbricate come le torri eoliche realizzate in acciaio, mentre le opere come le fondazioni delle torri eoliche e le opere secondarie come i tombini per gli eventuali attraversamenti, ecc., verranno realizzate in c.a. gettato in opera. Le caratteristiche strutturali delle torri eoliche verranno fornite dai fornitori, pertanto è possibile

conoscere il tipo di acciaio le dimensioni strutturali solo durante l'elaborazione del progetto esecutivo, in questa fase è possibile solo effettuare una stima delle sollecitazioni, rispetto alle quali è possibile effettuare un predimensionamento degli elementi strutturali in fondazione.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione del progetto del calcolo strutturale, si è tenuto conto della normativa di seguito riportata.

2.1 Normativa nazionale

Legge 05/11/1971 n.1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Legge 02/02/1974 n.64: Ministero dei lavori pubblici - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Decreto Ministeriale 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";

Decreto Ministeriale 09/01/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Ministero dei lavori pubblici - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Circolare Ministero LL.PP. 24/09/1988 n.30483: Legge 02/07/1974 – D.M. 11/03/1988 – Istruzioni per l'applicazione;

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 Normativa internazionale

IEC 61400-1, 2005 - Wind turbine generator system.

3 COORDINATE PLANIMETRICHE AEROGENERATORI

Considerando il sistema di coordinate denominato **PIANE UTM-WGS84**, i diversi aereogeneratori saranno installati nelle seguenti posizioni:

N	AEROGENERATORE	COORDINATA X	COORDINATA Y
1	<u>IR02</u>	593742	4547962
2	<u>IR03</u>	595508	4547579
3	<u>IR06</u>	594113	4546656
4	<u>IR10</u>	593610	4545815
5	<u>IR11</u>	594343	4545838
6	<u>IR13</u>	594947	4546120
7	<u>IR14</u>	595075	4546664
8	<u>IR21</u>	595695	4545415
9	<u>IR22</u>	596791	4545366

Coordinate in WGS 84 33N degli aerogeneratori a progetto



Inquadramento su ortofoto dell'Impianto di progetto

4 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DELL'AEREOGENERATORE

La fondazione di supporto degli aerogeneratori è del tipo superficiale, ossia formata da un plinto di fondazione, con piano fondale da porsi a circa 3,0 m. dal p.c.. La parte inferiore verrà posata su strato di cls magro avente uno spessore minimo di 20 cm. Il plinto di fondazione è costituito da una zattera inferiore e da un piedistallo superiore, sul quale verrà alloggiata la torre di supporto degli aerogeneratori.

La fondazione ha la pianta di forma circolare con diametro pari a 21,9 m, con una parte inferiore cilindrica con altezza pari a 0,7 m ed una superiore troncoconica con altezza pari a 1,6 m, diametro inferiore pari a 21,9 m e diametro superiore pari a 5,9 m. Al di sopra della zattera di base è presente un piedistallo cilindrico di altezza pari a 0,80 m che fuoriesce dal piano di campagna di 33 cm, inoltre al di sotto della zattera, è presente una zona che ospiterà i cavidotti elettrici.

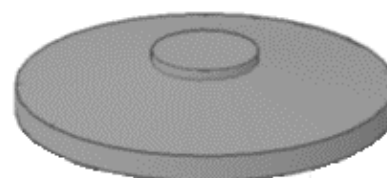
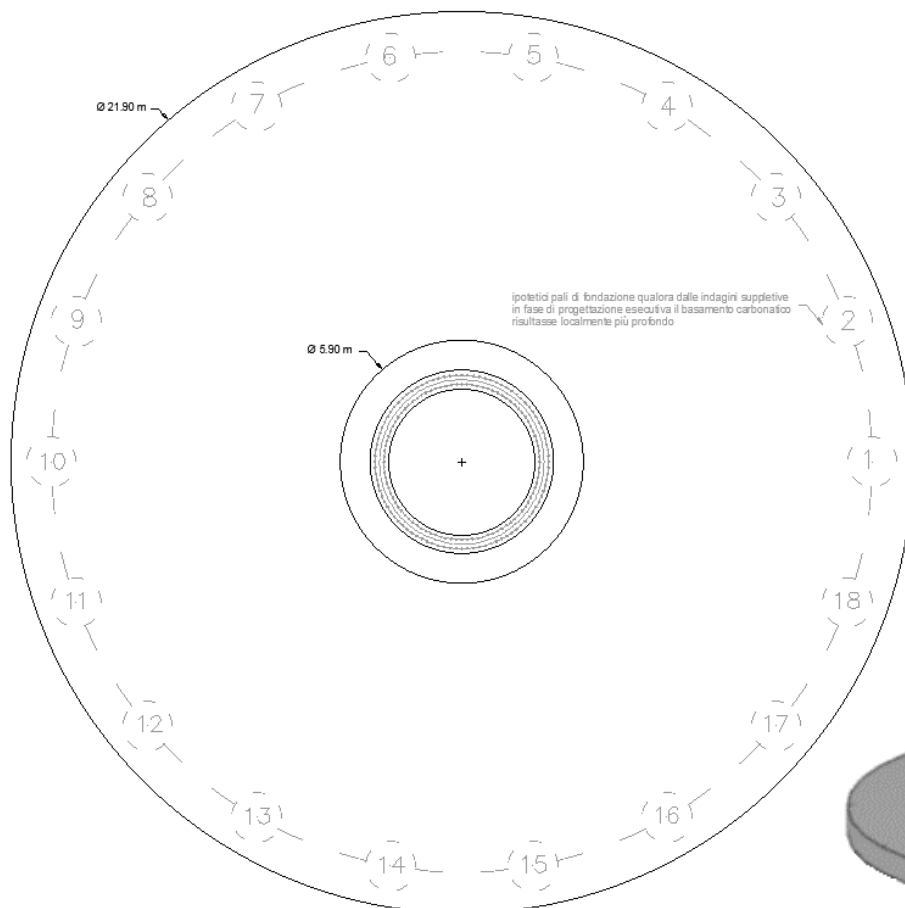
In totale la fondazione possiede un'altezza complessiva pari a 3,10 m più ulteriori 30 cm utili al passaggio dei cavidotti.

Si tiene a precisare che, in fase di progettazione esecutiva, a valle dell'esecuzione delle indagini suppletive a completamento della caratterizzazione geotecnica, si procederà alla definizione finale dello schema fondazionale specifico più idoneo valutando, inoltre, la possibilità di realizzazione di pali di fondazione qualora il basamento carbonatico descritto all'interno della relazione geologica a cura del geol. N. Di Lella risultasse localmente più profondo.

Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso, infatti verrà utilizzato un cls di classe C30/37 per quanto concerne la zattera di fondazione ed un CLS classe C45/55 per il collare circolare di alloggiamento. L'acciaio per l'armatura è previsto del tipo B450C controllato in stabilimento.

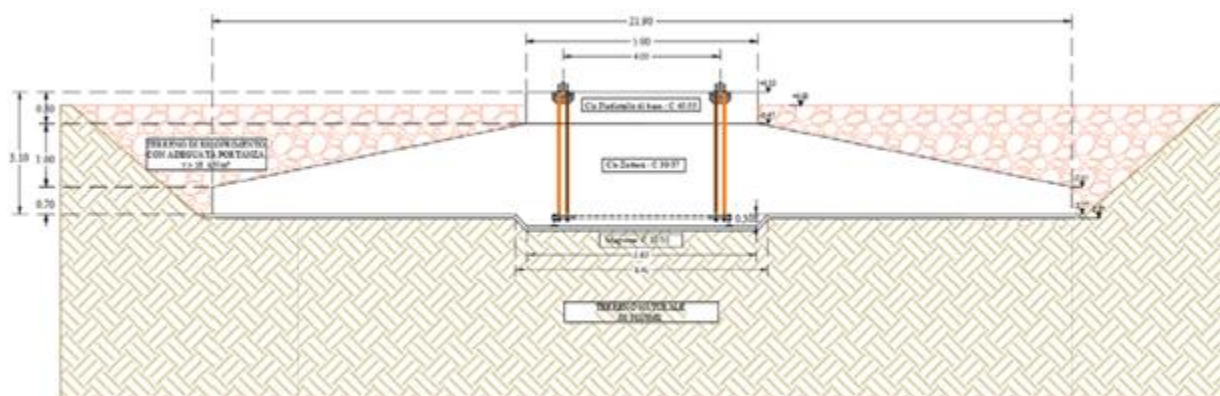
Inoltre la piastra di base della torre eolica verrà posizionata tramite una cassaforma a perdere in gomma, su una base di grout con classe di resistenza pari a C90/105.

All'interno del getto del plinto di fondazione di base verrà posizionato l'anchor cage, ossia la gabbia di tirafondi in acciaio per il successivo fissaggio della torre eolica. L'area del plinto di fondazione al di là del piedistallo di alloggiamento sarà coperta da materiale di recupero con massa volumica a secco di 18 kN/m².



Pianta architettonica

Render 3-D



Sezione architettonica

5 DIMENSIONI TECNICHE DELL'AEREOGENERATORE

L'aerogeneratore di progetto scelto ha una potenza nominale di 6.6 MW ed è del tipo SIEMENS GAMESA SG 155 da 6,6MW con altezza al mozzo pari a 125 m.

Il rotore è costituito da tre pale ed da un mozzo. Le lame sono controllate dal sistema di ottimizzazione basato sul posizionamento ottimizzato delle stesse in funzione delle varie condizioni del vento. Il diametro del rotore è pari a 155 m con area spazzata pari a 18.869 m² e verso di rotazione in senso orario con angolo di tilt pari a 6°.

L'altezza della torre tra quelle di produzione possibili sarà di 125 m e tale torre sarà costituita da più tronchi innestati in verticale.

L'aerogeneratore opera a seconda della forza del vento; al di sotto di una certa velocità, detta di cut in, la macchina è incapace di partire; perché ci sia l'avviamento è necessario che la velocità raggiunga tale soglia che nel caso dell'aerogeneratore di progetto è pari a 3 m/s. Ad elevate velocità (27 m/s) l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza (velocità di cut off).

Di seguito si elencano le caratteristiche dimensionali principali dell'aerogeneratore:

DIMENSIONI TORRE – ALTEZZA AL MOZZO
125 m
DIAMETRO ROTORE
155 m
POTENZA
6.6 MW

6 AZIONE DEL SISMA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A definita), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{vr} , nel periodo di riferimento V_r .

In alternativa viene ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Si definisce spettro di risposta elastico: lo strumento che consente di ottenere la risposta in termini di accelerazione (velocità o spostamento) di un oscillatore semplice con smorzamento assegnato (5%) sottoposto ad un accelerogramma sismico, al variare della frequenza propria (o periodo). Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa prevede la definizione di 3 distinti accelerogrammi: due orizzontali, tra loro ortogonali ed uno verticale, quest'ultimo ai fini delle verifiche è stato ritenuto trascurabile e pertanto non è presente nelle pagine a seguire.

Il § 3.2.3.2.1 del D.M. 17 Gennaio 2018 permette la definizione di uno spettro elastico, usato per la verifica allo SLD (stato limite reversibile).

Tuttavia per considerare la capacità dissipativa anelastica (sovra resistenze, incremento del periodo proprio a seguito di plasticizzazioni) della struttura allo SLV si utilizzerà uno spettro di progetto $S_d(T)$ abbattuto del fattore di struttura q .

6.1 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

La normativa, in mancanza di specifiche analisi, prevede l'utilizzo di un approccio semplificato basato sull'individuazione delle categorie di sottosuolo riportate di seguito. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>Depositi 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 e 180 m/s.</i>
E	<i>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.</i>

A seconda della categoria di sottosuolo e del tipo di superficie topografica si hanno delle amplificazioni derivate dalle differenze sussistenti tra suolo reale e suolo di riferimento (rigido con superficie topografica perfettamente orizzontale). Tali amplificazioni vengono riportate nelle tabelle a seguire

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_{se}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_{se}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_{se}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_{se}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

6.2 Spettro di risposta elastico orizzontale

Qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vr} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

T è il periodo di vibrazione

$S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s S_t$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} > 0,55$$

dove :

ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$Tc = Cc * Tc'$$

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$Tb = Tc/3$$

TD è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $TD = 4,0ag/g + 1,6$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

6.3 Fattore di struttura

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Tale fattore va a sostituirsi al termine η , all'interno delle formule soprastanti secondo la seguente uguaglianza:

$$\eta = 1/q$$

Il valore del fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e, prende in conto le non linearità del materiale.

Esso è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 Kr$$

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate		
Strutture con controventi eccentrici	$5,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto CW di tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w / α_1 .

- edifici ad un piano $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$
- edifici a telaio con più piani e più campate $\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$
- edifici con controventi eccentrici a più piani $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso $\alpha_w / \alpha_1 = 1,0$

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_w / α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Le tipologie strutturali sismo-resistenti vengono elencate al § 7.5.2.1 e sono:

- a) **Strutture intelaiate:** sono composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi, in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia è dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) **Strutture con controventi concentrici:** in esse le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto, possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il

raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie:

- b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione;
 - b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua;
 - b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa, poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici**: in esse le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrane caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o a taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **Strutture a mensola o a pendolo inverso**: in esse almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione oppure la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base. Strutture ad un solo piano che posseggano più di una colonna, con le estremità superiori delle colonne collegate nelle direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna non maggiore di 0,3 in alcun punto, possono essere considerate strutture a telaio.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici**: in esse le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai sia da controventi agenti nel medesimo piano verticale.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature**: sono costituite da strutture intelaiate con le quali le tamponature in muratura o calcestruzzo sono in contatto, non collegate.

6.4 Parametri sismici per dimensionamento strutture

Dalla relazione geologica a firma del Geol. N. Di Lella, iscritto all'Ordine dei Geologi della Puglia con il n. 345, si possono ricavare i dati utili alla determinazione dei parametri sismici, da utilizzare per il dimensionamento delle strutture in oggetto. Come osservato dalle indagini geofisiche eseguite, ci troviamo in tutti i casi in presenza di formazioni prevalentemente consistenti rappresentate quasi esclusivamente da substrato calcareo sub-affiorante o comunque presente entro le profondità dei 3 m. dal p.c. e i 30 m. dal p.c., con valori delle $V_{s,eq}$ registrate comunque elevati che fanno associare i siti specifici alle categorie di classe prevalente "A", subordinatamente "B" e per il sito IR21 "E", avendo riscontrato in questo caso spessori delle

formazioni meno veloci, ma comunque presenti entro i 30,0 m. dal p.c.. Pertanto ai fini del dimensionamento delle strutture in oggetto si adottano i seguenti parametri sismici.

Cat. Suolo (N.T.C. 2018)	Cat. Topografica (N.T.C. 2018)
E	T1

Con tali informazioni è possibile determinare le azioni indotte dal sisma, riferite al singolo sito d'interesse, tramite l'applicazione ufficiale rilasciata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Si considerino i seguenti dati per la definizione dello spettro di progetto, tali dati possono essere considerati validi per tutte le diverse coordinate (a favore di sicurezza), a cui corrispondono i diversi punti in cui sono stati effettuati i sondaggi.

Come strategia progettuale si sono considerate tutte le strutture con un'aliquota minima di dissipazione dell'energia indotta dall'evento sismico, infatti si è considerato un fattore di struttura q , sempre pari a 1,33.

Inoltre per l'importanza strategica dell'intera opera, nonostante non ci siano delle indicazioni normative in materia, si è scelto di considerare una Vita di riferimento dell'opera pari 200 anni, assoggettando la stessa ad opere di importanza strategica per l'intero Paese, in caso di calamità naturale.

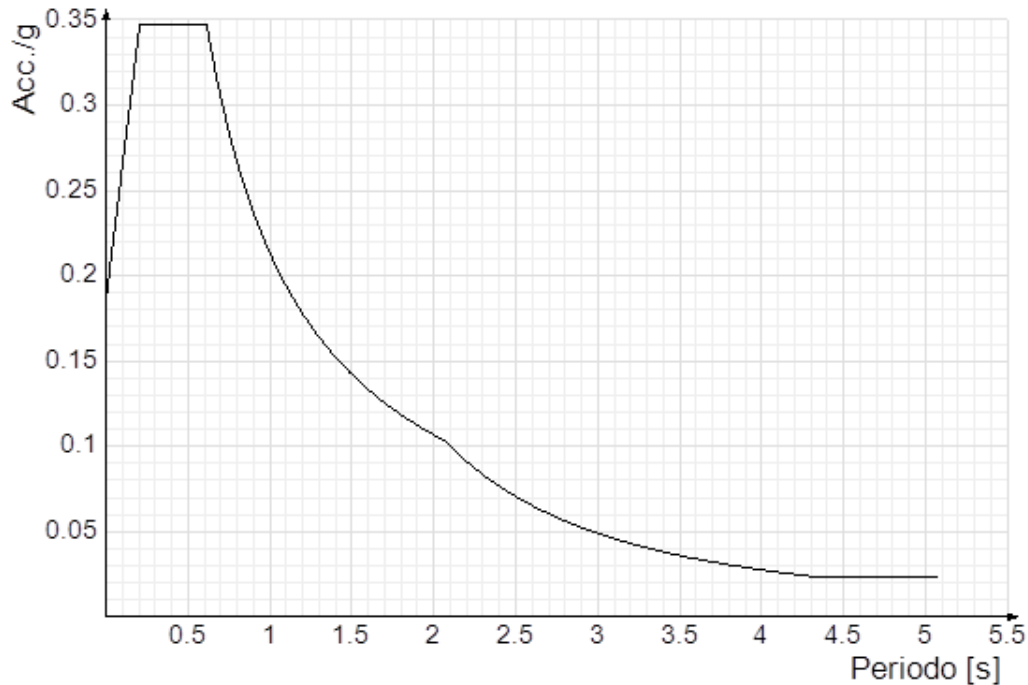
- Categoria suolo: E (*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.*)
- Categoria topografica: T1 (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15$*)
- $q = 1,33$
- Classe d'uso della costruzione: CU = 2 (*classe IV*)
- Vita Nominale opera: VN > 100 anni
- Periodo di riferimento: Vr = Vn x CU = 200 anni

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	120	Default (0,0905)	Default (2,438)	Default (0,336)
SLD	Default (63)	201	Default (0,1166)	Default (2,481)	Default (0,352)
SLV	Default (10)	1898	Default (0,3659)	Default (2,307)	Default (0,414)
SLC	Default (5)	2475	Default (0,4153)	Default (2,273)	Default (0,43)

Prospetto dei valori di $ag - F0 - TC' - Tr$ in relazione a diversi Stati Limite

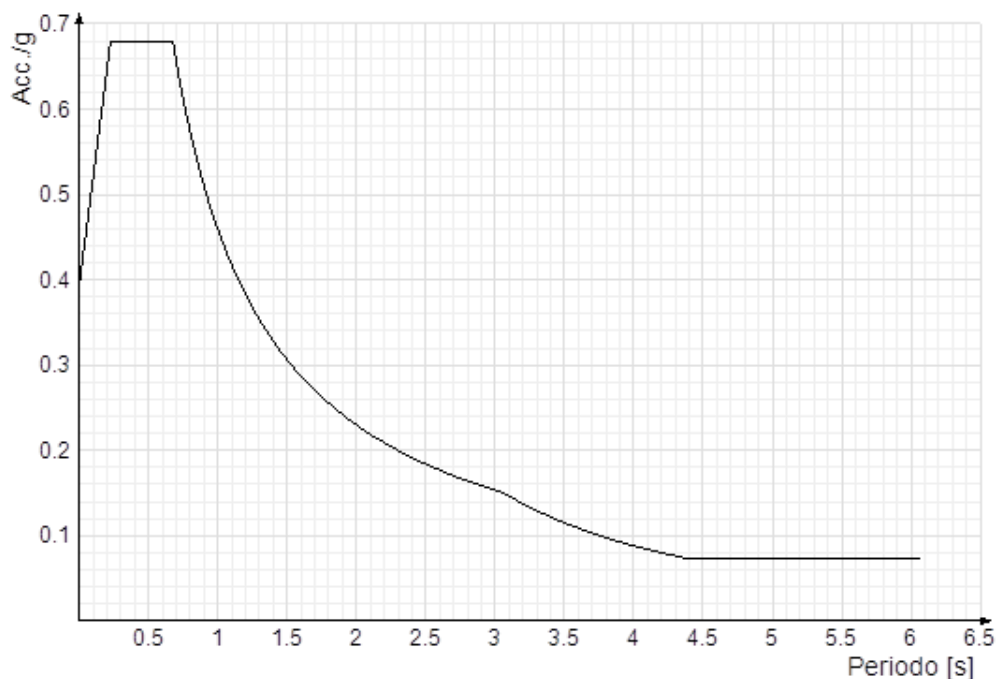
6.5 Spettro di progetto allo Stato Limite di Danno (SLD)

Di seguito si riporta lo spettro di risposta di progetto delle componenti orizzontali per lo SLD, ossia quello stato limite, che ha il 63% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.



6.6 Spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Di seguito si riporta lo spettro di risposta di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV, ossia quello stato limite, che ha il 10% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.



7 AZIONE DEL VENTO

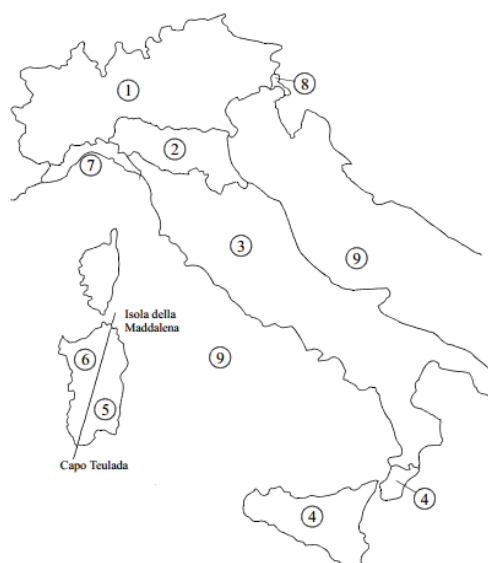
Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

7.1 Velocità di riferimento



La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0 , k_s sono parametri forniti nella tabella seguente e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

7.2 Pressione del vento

La pressione statica p prodotta dal vento si esprime come:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

q_r pressione cinetica di riferimento;

c_e coefficiente d'esposizione che è funzione dell'altezza del terreno, del grado di rugosità dell'ambiente;

c_p coefficiente di forma che dipende dalla forma e orientazione della superficie rispetto al vento;

c_d coefficiente dinamico che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

7.3 Pressione cinetica di riferimento.

Con il valore di riferimento di velocità del vento e mediante la seguente formula, si calcola il valore di q_r , ossia la pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

7.4 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

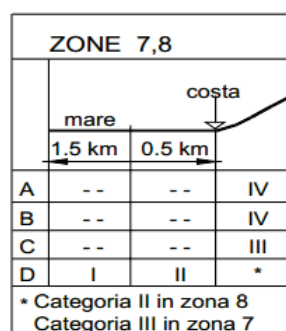
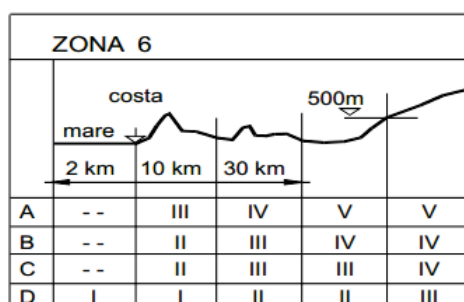
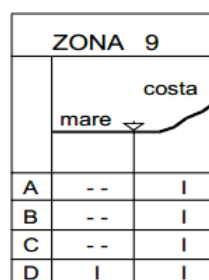
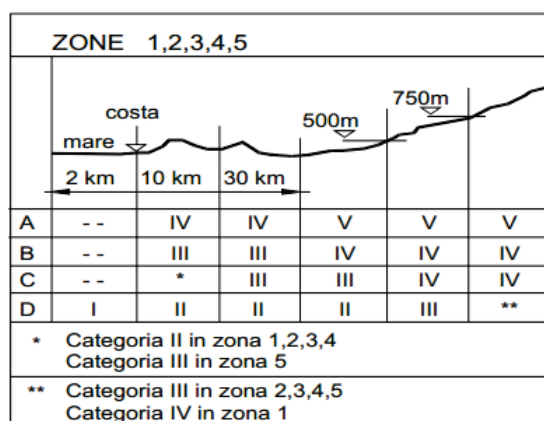
Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Quindi per stabilire la categoria di esposizione del sito, bisogna dapprima definire in che classe di rugosità del terreno ci troviamo, tramite la tabella seguente:

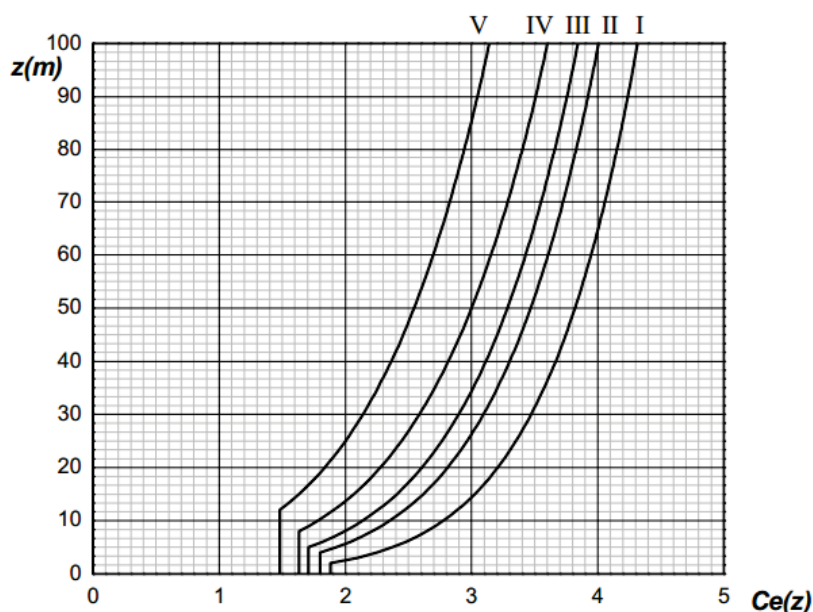
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Poi servendoci degli schemi di seguito si riesce a stabilire la categoria di esposizione di appartenenza, infatti a seconda della zona di esposizione, così come precedentemente definita, avremo una variazione della classe di esposizione al variare della altezza sul livello medio del mare, e sulla distanza dalla costa, infatti:



Avendo tutti i parametri si può valutare il c_e in via analitica oppure tramite la seguente curva



7.5 Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Per il dimensionamento della pressione esercitata dal vento la struttura è stata considerata come un corpo cilindrico così come definito al paragrafo 3.3.11 della Circolare 21/01/19 n°7/C.S.LL.PP. quindi come un corpo cilindrico a sezione circolare di diametro e altezza definiti.

7.6 Coefficiente di forma (o aerodinamico)

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Corpi cilindrici

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e altezza h (ambidue espressi in metri) i coefficienti c_p sono i seguenti:

$$c_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

per $q = qr$ e ce (N/m^2), con qr e ce definiti precedentemente.

Per la tipologia di struttura presa in considerazione, caratterizzata dal prodotto tra il diametro e la radice quadrata della pressione q sempre maggiore di 4,2, possiamo definire il coefficiente di forma pari, in ogni caso, a 0,7.

Per l'azione del vento, le sollecitazioni derivanti sulla turbina eolica posta alla quota s.l.m. maggiore rispetto alle restanti risulta essere installata alla quota di 778 m s.l.m.

Successivamente si riportano i valori delle pressioni calcolate con la procedura sin qui richiamata, per un sito con le seguenti caratteristiche:

- Regione: PUGLIA (Zona 3)
- TR: 50 anni
- Altezza S.L.M.: 778 m
- Distanza dalla costa: Terra oltre i 30 Km e al di sopra dei 750 m s.l.m.
- Classe di rugosità: D
- Classe di esposizione: III

Avremo il seguente andamento delle pressioni dovute all'azione del vento:

Caratteristiche del sito di costruzione		
Zona	3	
a_s	590 m	Altitudine sul livello del mare
Valori dei parametri caratteristici della zona di costruzione		
$v_{b,0}$	27 m/s	Valore caratteristico della velocità del vento al livello del mare
a_0	500 m	Altitudine di riferimento
k_s	0,37	Parametro di riferimento per il calcolo del coefficiente di altitudine
Classe	D	Classe di rugosità del terreno
Posizione n. 6 -	entro 750 m s.l.m.	
Categoria =	III	Categoria di esposizione
c_t	1	Coefficiente di topografia
k_r	0,2	Fattore di terreno
z_0	0,1 m	Lunghezza di rugosità
z_{min}	5 m	Altezza minima di calcolo

Z	Vb		ce(z)	qb(z)	Cp	Cd	p=qb*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h					/	KN/mq
0	28,80	103,67	1,71	519,10	0,70	1,00	0,62	62,05
5	28,80	103,67	1,71	519,10	0,70	1,00	0,62	62,05
10	28,80	103,67	2,14	519,10	0,70	1,00	0,78	77,68
20	28,80	103,67	2,61	519,10	0,70	1,00	0,95	94,71
30	28,80	103,67	2,90	519,10	0,70	1,00	1,05	105,32
40	28,80	103,67	3,11	519,10	0,70	1,00	1,13	113,13
50	28,80	103,67	3,28	519,10	0,70	1,00	1,19	119,36
60	28,80	103,67	3,43	519,10	0,70	1,00	1,25	124,56
70	28,80	103,67	3,55	519,10	0,70	1,00	1,29	129,03
80	28,80	103,67	3,66	519,10	0,70	1,00	1,33	132,96
90	28,80	103,67	3,76	519,10	0,70	1,00	1,36	136,47
100	28,80	103,67	3,84	519,10	0,70	1,00	1,40	139,64
110	28,80	103,67	3,92	519,10	0,70	1,00	1,43	142,53
120	28,80	103,67	4,00	519,10	0,70	1,00	1,45	145,20
125	28,80	103,67	4,03	519,10	0,70	1,00	1,46	146,46

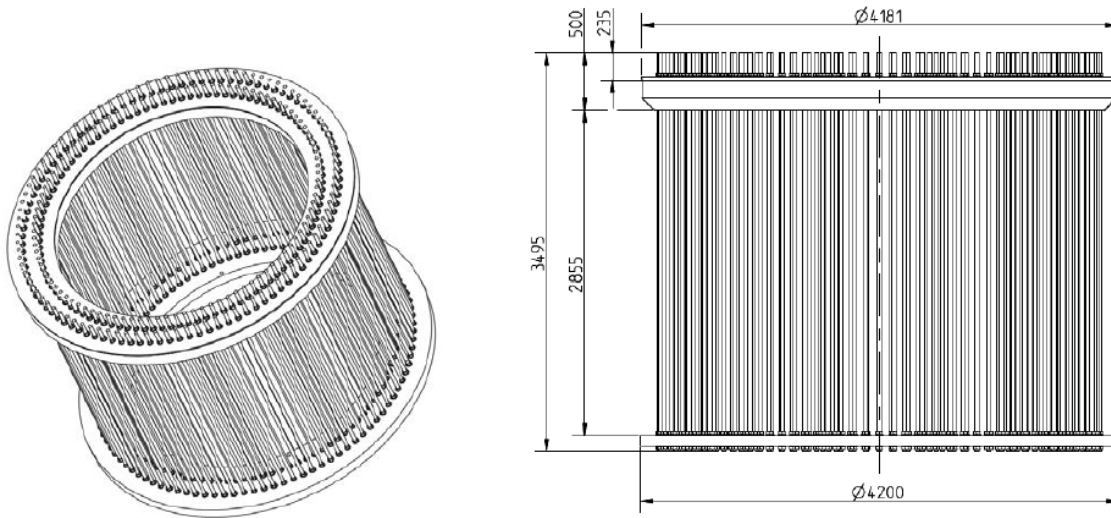


8 DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DELLE OPERE FONDALI A SERVIZIO DEGLI AEREOGENERATORI

Le combinazioni di carico agenti sono desunte dalla letteratura presente prendendo in considerazione delle macchine equivalenti.

Caso Vento Estremo					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
Fv [kN]	-6660	1,5	9990	-	9990
Fh [kN]	1016	1,5	1524	3,15	1524
Mxy [kNm]	106680	1,5	160020	-	164820.6
Mz [kNm]	-8480	1,5	-12720	-	-12720

Dette sollecitazioni saranno trasmesse alle opere fondali tramite un anchor cage, costituito da 96 + 96 tirafondi M42 inguainati, i quali sono collegati ad un'estremità con una flangia di base ed all'altra alla flangia di base della torre eolica.



Il diametro medio delle circonferenze lungo le quali sono disposti i tirafondi è pari a 400 cm

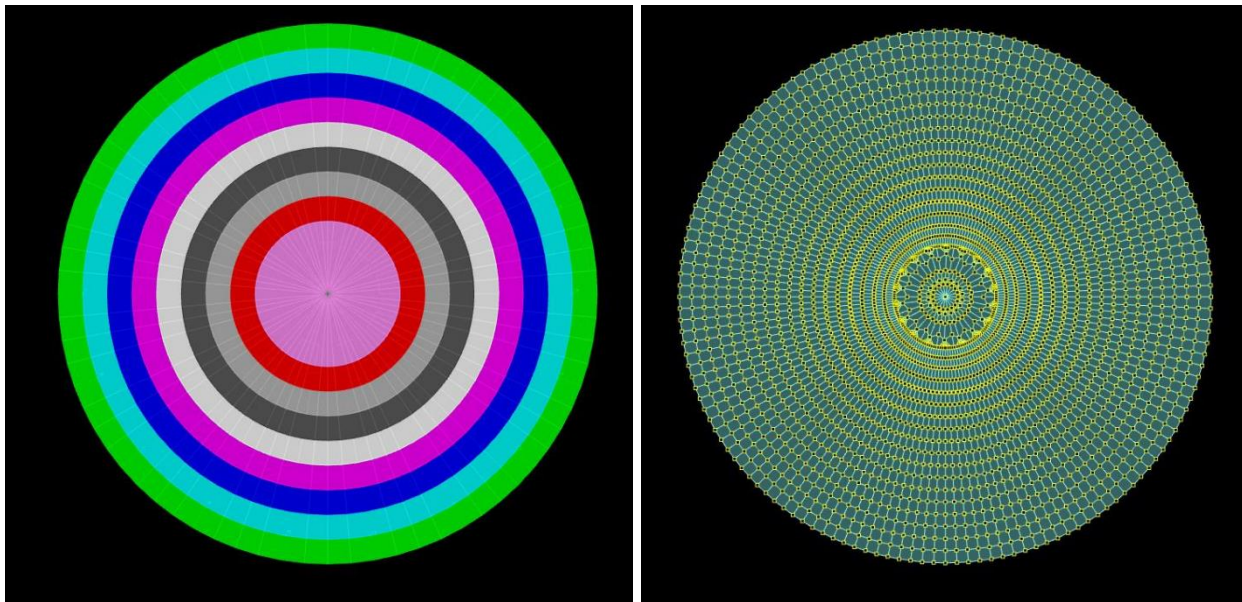
9 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per il predimensionamento del plinto di fondazione si è utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti, ossia, SISMICAD rilasciato dalla CONCRETE.

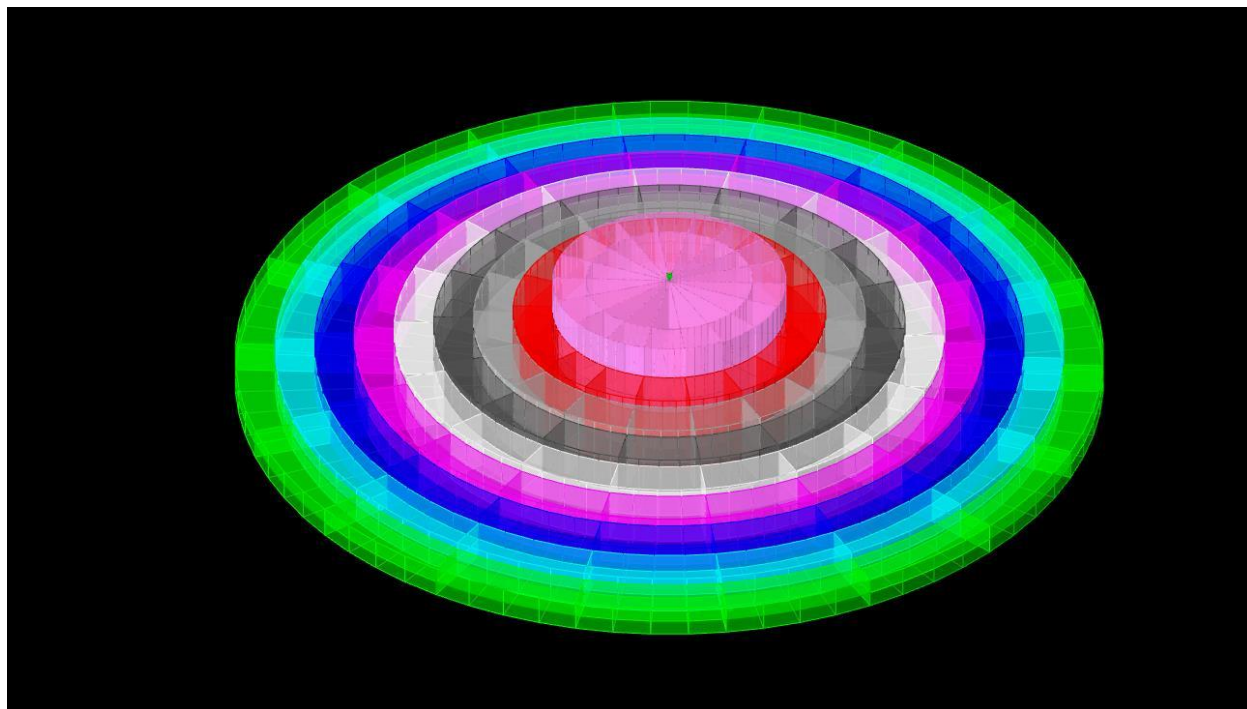
Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando degli elementi shells regolarmente divisi tramite una disposizione radiale ed anulare. Lo spessore di detti elementi, è variabile per tener conto della variazione lineare dello spessore dell'intero plinto.

Gli elementi shells sono stati impostati come elementi dotati di molle verticali alla winkler agenti nei nodi delle mesh.

I carichi, così come definiti in precedenza, sono stati impressi alla struttura sotto forma di forze nodali per quanto riguarda le forze verticali agenti (Peso Torre) e i momenti agenti.



Modello FEM – Vista in Pianta modello struttura (sx) e FEM (dx) elementi shells



Modello FEM – Vista in 3D modello struttura

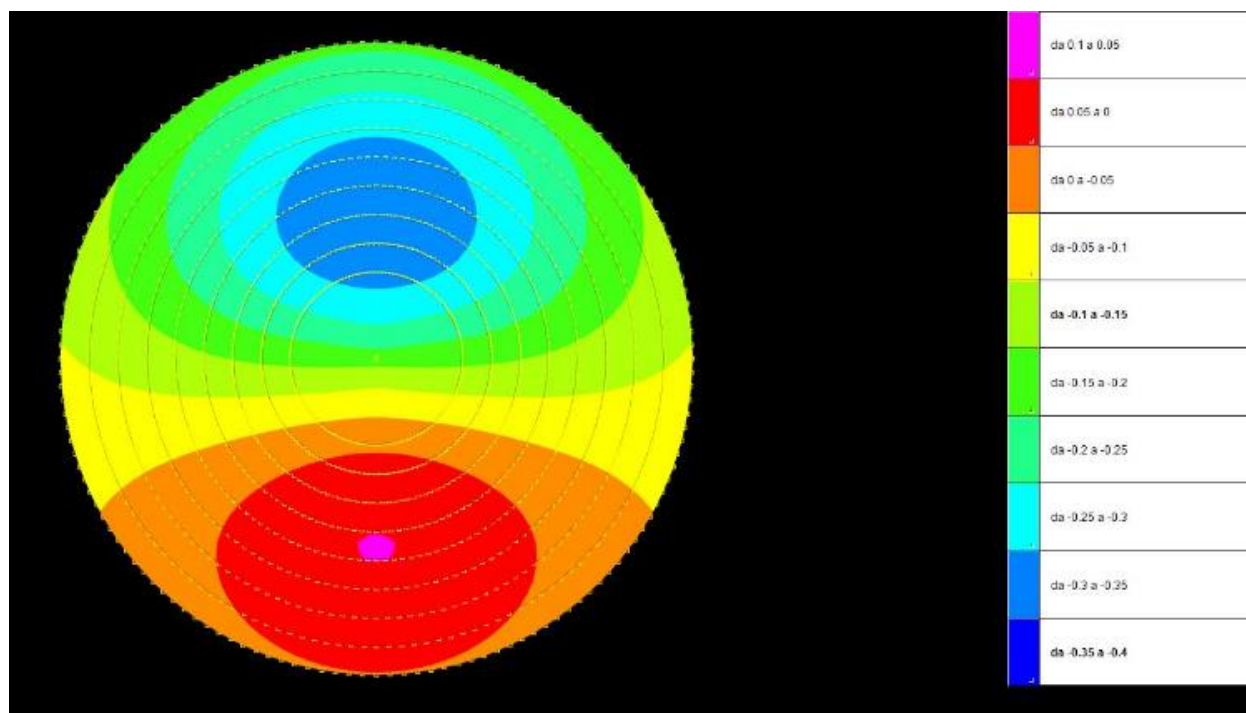
Lo scenario di calcolo assunto, descritto di seguito, è stato scelto per considerare tutte le combinazioni di carico fornite dalla casa produttrice, sommando il peso proprio delle opere fondali

Famiglia "SLU"						
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento estremo	Vento operativo	Rinterro
▶ 1	Vento estremo - Vert. Fav.	1	0,8	1,5	0	0,8
2	Vento estremo - Vert. Sfav.	1,3	1,5	1,5	0	1,5

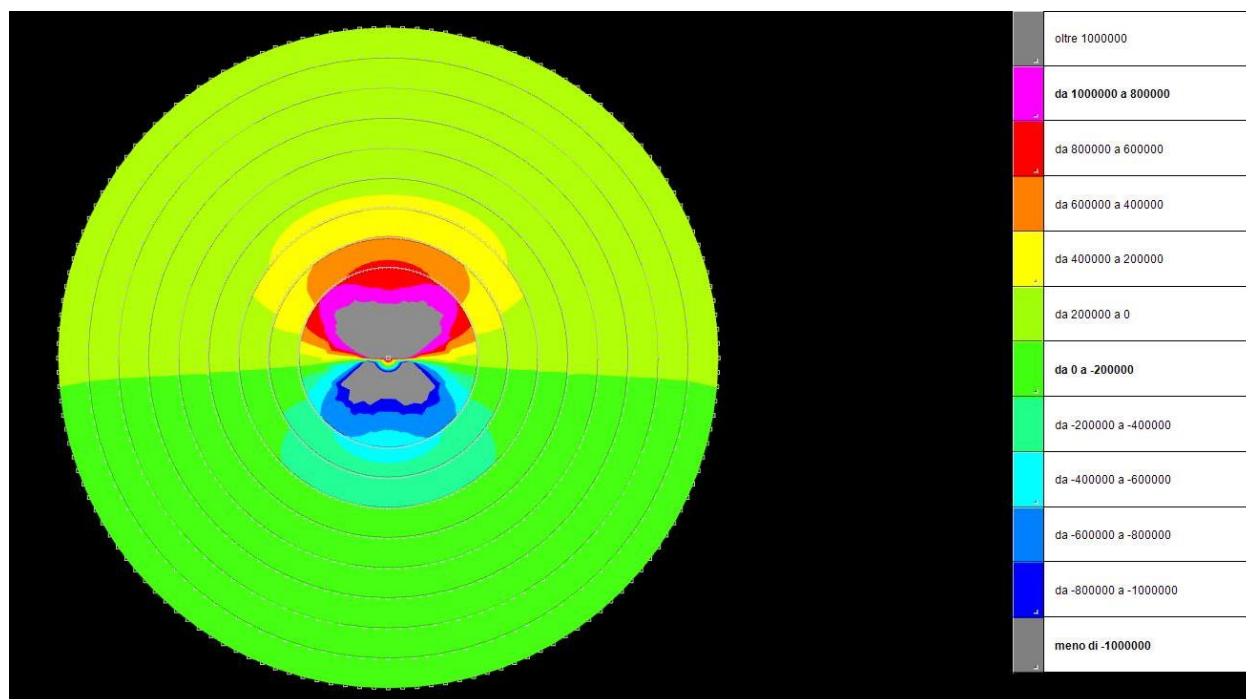
Famiglia "SLE rara"						
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento estremo	Vento operativo	Rinterro
▶ 1	Vento estremo	1	1	1	0	1

Famiglia "SLE quasi permanente"						
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Vento estremo	Vento operativo	Rinterro
▶ 1	Vento operativo	1	1	0	1	1

Di seguito sono riportati i principali risultati, relativi alla combinazione più gravosa (SLU Comb. 2) sotto forma di immagine esplicative:



Spostamenti Uz in SLU Vento estremo - Vert. Sfav. (cm)



Sollecitazioni gusci Myy in SLU Vento estremo - Vert. Sfav. (daN*cm/cm)

10 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

10.1 Criteri di verifica

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità espote al p.to 6.4.3 NTC 2018.

10.2 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (R_d) ed il carico agente (E_d), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma'	= peso di volume efficace dello strato di fondazione;
B	= larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
L	= lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
c	= coesione dello strato di fondazione;
c_u	= coesione non drenata dello strato di fondazione;
q	= sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
N_c, N_q, N_γ	= fattori di capacità portante;
s_c, s_q, s_γ	= fattori di forma della fondazione;
d_c, d_q, d_γ	= fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

- ic, iq, iy = fattori di inclinazione del carico;
bc, bq, by = fattori di inclinazione della base della fondazione;
gc, gq, gy = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \quad \text{con } N_{\gamma} = -2 \cdot \sin \beta$$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - tg \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot tg \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

nu = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (nu = 0 se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'**effetto inerziale** prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'**effetto cinematico** si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

10.3 Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

$\tan(\varphi)$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;

α = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

γ_{rs} = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS=R_d/E_d$ sia non minore di un prefissato limite.

10.4 Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Comb.: combinazione.

Fh: componente orizzontale del carico. [daN]

Fv: componente verticale del carico. [daN]

Cnd: resistenza valutata a breve o lungo termine (BT - LT).

Ad: adesione di progetto. [daN/cm²]

Phi: angolo di attrito di progetto. [deg]

RPl: resistenza passiva laterale unitaria di progetto. [daN/cm]

γR: coefficiente parziale sulla resistenza di progetto.

Rd: resistenza alla traslazione di progetto. [daN]
Ed: azione di progetto. [daN]
Rd/Ed: coefficiente di sicurezza allo scorrimento.
ID: indice della verifica di capacità portante.
Fx: componente lungo x del carico. [daN]
Fy: componente lungo y del carico. [daN]
Fz: componente verticale del carico. [daN]
Mx: componente lungo x del momento. [daN*cm]
My: componente lungo y del momento. [daN*cm]
ix: inclinazione del carico in x. [deg]
iy: inclinazione del carico in y. [deg]
ex: eccentricità del carico in x. [cm]
ey: eccentricità del carico in y. [cm]
B': larghezza efficace. [cm]
L': lunghezza efficace. [cm]
Cnd: resistenza valutata per condizione a breve o lungo termine (BT - LT).
C: coesione di progetto. [daN/cm²]
Qs: sovraccarico laterale da piano di posa. [daN/cm²]
Rd: resistenza alla rottura del complesso di progetto. [daN]
Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [daN]
Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante.
N:
Nq: fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico.
Nc: fattore di capacità portante per il termine coesivo.
Ng: fattore di capacità portante per il termine attritivo.
S:
Sq: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico.
Sc: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo.
Sg: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo.
D:
Dq: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico.
Dc: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo.
Dg: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo.
I:
Iq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico.
Ic: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo.
Ig: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attritivo.
B:
Bq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine di sovraccarico.
Bc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine coesivo.
Bg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine attritivo.
G:
Gq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico.
Gc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo.
Gg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attritivo.
P:
Pq: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico.
Pc: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo.
Pg: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo.
E:
Eq: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine di sovraccarico.
Ec: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine coesivo.
Eg: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine attritivo.

10.4.1 Verifiche geotecniche

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Area di ingombro esterno minore: 3762068.9

Angolo di rotazione corrispondente all'ingombro minore: -22.5

Rapporto di forma trovato (area ingombro esterno/area fondazione): 1.27

Centro impronta, nel sistema globale: 1770.8; -1577.4; 0

Lato minore B dell'impronta: 1939.6

Lato maggiore L dell'impronta: 1939.6

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 3762068.9

10.4.1.1 Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 5.86

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γ_R	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU Vento estremo - Vert. Fav.	152400	-2698157	LT	0	20	0	1.1	892772	152400	5.86	Si
SLV 5	91000	-2859345	LT	0	20	0	1.1	946106	91000	10.4	Si

10.4.1.2 Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 19.15 m

 Peso specifico efficace del terreno di progetto γ_s : 2532 daN/m³

 Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLD: 0.056

 Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLV: 0.118

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 27.87

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	i x	i y	ex	ey	B'	L'	Cn d	C	P hi	Q s	γ_R	Rd	Ed	Rd/E d	Verifi ca
1	SLU Vento estremo - Vert. Fav.	- 583 21	1407 99	- 26981 57	- 1522039 793	- 6304495 25	- 3	- 1	- 23	- 56	811	147	LT	1.5	36	0	2.	7520435	26981	27.	Si
2	SLV 5	348 24	- 8407	- 28593	1076975 610	4460979 05	1	-	15	37	118	162	LT	1.5	36	0	2.	1420263	28593	49.	Si
3	SLD 5	348 24	- 8407	- 28593	1076975 610	4460979 05	1	-	15	37	118	162	LT	1.5	36	0	2.	1455523	28593	50.	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - Fattori utilizzati nel calcolo di Rd

ID	N			S			D			I			B			G			P			E			
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg	
1	39	52	60	1.41	1.42	0.78	1	1	1	0.91	0.91	0.86	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
2	39	52	60	1.54	1.55	0.71	1	1	1	0.95	0.95	0.92	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.94	0.96	0.94
3	39	52	60	1.54	1.55	0.71	1	1	1	0.95	0.95	0.92	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97

11 MATERIALI IN OPERA

11.1 Calcestruzzo in opera

Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso, infatti per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C30/37, mentre per il piedistallo di alloggiamento della torre, verrà utilizzato un cls di classe C45/55.

Il calcestruzzo ordinario utilizzato in opera sarà di tipo normale avente massa volumica, dopo essiccazione a 105 °C, compresa fra 2000 e 2600 kg/mc.

Dovrà essere garantita, unitamente alla resistenza, la durabilità delle strutture in conglomerato cementizio. Pertanto, nel caso di calcestruzzi a "prestazione garantita" (UNI EN 206-1), dovranno essere rispettate anche le prescrizioni relative alla composizione ed alle caratteristiche del conglomerato fresco ed indurito, nonché quant'altro esplicitamente o implicitamente contenuto nella documentazione tecnica di progetto.

Per i soli calcestruzzi di sottofondazione (indicati anche come "magroni"), è possibile produrre miscele a dosaggio con $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$.

I materiali impiegati per il confezionamento del calcestruzzo sono: aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco), pasta di cemento (cemento e acqua) ed eventuali additivi.

Tali materiali dovranno rispettare quanto indicato nelle normative di riferimento sopra elencate.

- **Aggregati di inerti** - Si utilizzeranno aggregati di massa volumica normale compresa fra 2000 e 3000 kg/mc. Gli inerti in genere dovranno corrispondere ai requisiti prescritti dalla normativa vigente e dalle UNI EN 12620. Dovrà essere attentamente analizzata la possibilità di insorgenza di reazioni tipo "ASR" (alcali silice), prendendo tutti i provvedimenti e le precauzioni indicate nella UNI EN 206-1, nella UNI 8520/22:2002 e nella UNI 8981-8:1999.
- **Cementi** - I cementi devono rispettare le norme, le indicazioni, le caratteristiche e le prescrizioni contenute nella UNI EN 197/01 e nelle normative Legge 26/05/1965 n. 595 e DM 03/06/1968 "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi".
- **Acqua** - L'acqua di impasto dovrà ottemperare alle prescrizioni della UNI EN 1008:2003 o presentare, in alternativa, un tenore di sali disciolti minore dello 0.2% in peso. Per le acque non provenienti dai normali impianti di distribuzione di acqua potabile, si dovrà stabilirne l'idoneità mediante gli esami necessari per rilevare la presenza di sostanze con influenza negativa sui fenomeni di presa e indurimento del calcestruzzo, nonché sulla durabilità. L'acqua dovrà essere comunque limpida, incolore, inodore e sotto agitazione non dovrà dare luogo a formazione di schiume persistenti.
- **Additivi** - Gli additivi dovranno corrispondere alle prescrizioni delle UNI 7110:1972, UNI EN 934-2:2002, UNI 10765:1999, UNI EN 480-8:1998, UNI EN 480-10:1998. Gli additivi

eventualmente utilizzati dovranno migliorare e potenziare le caratteristiche finali dei manufatti ed essere impiegati secondo le precise prescrizioni del produttore che dimostrerà, con prove di un Laboratorio Ufficiale da sottoporre al giudizio del Direttore dei Lavori, di rispondere ai requisiti richiesti ed alle disposizioni vigenti.

- **Calcestruzzo** - Il calcestruzzo potrà essere confezionato con processo industrializzato in uno stabilimento esterno o in cantiere secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 al paragrafo 11.2 e nelle Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

11.1.1 Caratteristiche materiali

Calcestruzzo Ordinario C 45/55

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C45/55
- $R_{ck} \geq 55$ MPa
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S5
- diametro massimo aggregato 10/25 mm
- copriferro C = 50 mm

Calcestruzzo Ordinario C 30/37

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C30/37
- $R_{ck} \geq 37$ MPa
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S5
- diametro massimo aggregato 10/25 mm
- copriferro C = 50 mm

11.1.2 Prove di accettazione in cantiere

Secondo quanto indicato dalle attuali norme "Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare." (D.M. 17/01/2018, cap. 11.2.4. e 11.2.5).

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1
- controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2

Nelle strutture in oggetto si prevedono quantitativi di miscela omogenea non superiori ai 1500 mc, pertanto si prescrive il

controllo di tipo A:

"Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi (ossia due provini), ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero." (NTC 2018 § 11.2.5.1)

CONTROLLO DI TIPO A

- $R_1 \geq R_{ck}-3,5$;
- $R_m \geq R_{ck}+3,5$;
- n° prelievi = 3 (2 provini a prelievo)

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc. La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo e sulla identificazione dei provini facendo riferimento ai relativi verbali di prelievo.

11.2 Acciaio d'armatura in opera

L'acciaio da utilizzare deve provenire da uno stabilimento qualificato e deve essere controllato in stabilimento secondo le procedure descritte dalle norme tecniche (NTC 2018 paragrafo 11.3).

Deve quindi essere sempre marchiato ed accompagnato dalla relativa documentazione, in particolare:

- dichiarazione di conformità CE o attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale riportanti un timbro in originale e almeno la data di spedizione ed il destinatario;
- documento di trasporto che indichi lo stabilimento di provenienza, le dimensioni, il tipo, la quantità ed il destinatario.

Nel caso di acciaio lavorato in centri di trasformazione questi ultimi sono tenuti ad effettuare i controlli previsti nelle Norme Tecniche e ad accompagnare la fornitura in cantiere con:

- Documento di trasporto con dichiarazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- Attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione, con indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

11.2.1 Caratteristiche materiali

Classe NTC 2018 B450C barre di armatura

- Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540,0$ MPa
- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450,0$ MPa
- Coefficiente di sicurezza dell'acciaio $\gamma_s = 1,15$
- Tensione di calcolo a snervamento $f_{yd} = 391,3$ MPa
- Modulo di elasticità di progetto $E_s = 206000$ MPa
- Deformazione a snervamento dell'acciaio $f_{yd} = 0,0019$
- Rapporti di sovra resistenza $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ $(f_y/f_{ynom})_k < 1.25$
- Allungamento (A_{gt}) > 6 %
- Saldabilità e tenore di Carbonio secondo quanto indicato nelle NTC 2018

11.2.2 Prove di accettazione in cantiere

Nel caso degli acciai da calcestruzzo armato i controlli di accettazione in cantiere devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

CARATTERISTICA	VALORE LIMITE	NOTE
fy minimo	425 MPa	(450-25) MPa
fy massimo	572 MPa	[450 x (1,25+0,02)] MPa
Agt minimo	> 6%	per acciai B450C
Agt minimo	> 2%	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,13 < f_t/f_y < 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t/f_y > 1,03$	per acciai B450A
Piegamento / raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

12 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

12.1 Descrizione del programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli:

- un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore;
- il solutore agli elementi finiti;
- un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

12.2 Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.21

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 19, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.21

Identificatore licenza: SW-78119

Intestatario della licenza: FALCONE ING. ANTONIO - VIA CAMPANILE, 39 - MANFREDONIA (FG)

Versione regolarmente licenziata

12.3 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano

dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione;
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale;
- i plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale;
- i pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la

- spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti;
- i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
 - le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale;
 - la deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio;
 - i disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali;
 - alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche;
 - alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento;
 - il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

13 VALIDAZIONE DEL CALCOLO-INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.

- Controlli sulla la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

14 CONCLUSIONI

A tergo delle verifiche e del dimensionamento delle opere fondali a servizio del nuovo aereogeneratore previsto nel progetto in oggetto, è possibile asserire come le opere fondali ipotizzate in questa fase preliminare, riescano a fronteggiare le azioni indotte dalla sovra struttura.

Manfredonia, Aprile 2024

Il Progettista

ing. Antonio Falcone

