



REGIONE  
PUGLIA



PROVINCIA  
DI TARANTO



COMUNE  
DI TARANTO



Proponente	 <b>B72 srl</b> Sede: Viale A. Volta, 101 50131 Firenze Cf/P.Iva 07230410487				
Progettazione, Coordinamento e progettazione elettrica	 <b>STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA</b> MEZZINA dott. ing. Antonio Via T. Solis 128   71016 San Severo (FG) Tel. 0882.228072   Fax 0882.243651 e-mail: info@studiomezzina.net Ordine degli ingegneri della Provincia di Foggia matr. n 1604		 		
Studio e progetto ecologico vegetazionale	 <b>Dott. Biol. Leonardo Beccarisi</b> Via D'Engnien, 43 - 73013 Galatina (LE) cell. 3209709895 E-Mail: beccarisil@gmail.com Ordine nazionale dei Biologi Albo-Sezione matr. n. AA_067313	Studio di impatto ambientale	 <b>Dott.ssa Anastasia Agnoli</b> Via Armando Diaz, 37   73100 Lecce (LE) cell. 3515100328 E-Mail: anastasia.agnoli989@gmail.com		
Studio meteorologico	<b>Dott. Biol. Elisa Gatto</b> Via S. Santo, 22   73044 Galatone (LE) cell. 3283433525 E-Mail: dottelisagatto@gmail.com Ordine nazionale dei Biologi matr.n. AA_090001	Studio paesaggistico e di inserimento urbanistico	 <b>Dott. Agr. Barnaba Marinosci</b> via Pilella 19, 73040 Alliste (LE) Cell. 329 3620201 E-Mail: barnabamarinosci@gmail.com Ordine dei Dottori Agronomi e Forestali provincia di Lecce matr. n 674		
Studio faunistico	 <b>Dott. Antonio Feola</b> Via Civitella n°25   84060 Moio della Civitella (SA) cell. 338 2593262 E-Mail: feolantx@gmail.com Ordine Nazionale dei Biologi matr. n . AA_047004	Rappresentazioni fotorealistiche	 <b>Arch. Gaetano Fornarelli</b> Via Fulcignano Casale 17   73100 Lecce (LE) cell. 3358758545 E-Mail: forgaet@gmail.com Ordine degli Architetti della provincia di Lecce matr. n 1739		
Studio archeologico	<b>Dott. Archeologo Antonio Mangia</b> cell. 338 3362537 E-Mail: amangia@yahoo.it Elenco Nazionale dei Professionisti dei Beni Culturali del Ministero della Cultura n.1516	Consulenza strutturale	 <b>Ing. Tommaso Monaco</b> Tel. 0885.429850   Fax 0885.090485 E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it Ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia matr. n. 2906		
Studio acustico	 <b>Ing. Antonio Falcone</b> Tel. 0884.534378   Fax. 0884.534378 E-Mail: antonio.falcone@studiofalcone.eu Ordine degli Ingegneri di Foggia matr. n.2100	Consulenza topografica	<b>Geom. Matteo Occhiochiuso</b> Tel. 328 5615292 E-Mail: matteo.occhiochiuso@virgilio.it Collegio dei Circondariale Geometri e Geometri Laureati di Lucera matr. n. 1101		
Studio idraulico geologico e geotecnico	<b>Dott. Nazario Di Lella</b> Tel./Fax 0882.991704   cell. 328 3250902 E-Mail: geol.dilella@gmail.com Ordine regionale dei Geologi della Puglia matr. n. 345				
Opera	<b>Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato " BUFFOLUTO 1" da realizzarsi su aree demaniali in località "Buffoluto" nel territorio comunale di Taranto (TA) per una potenza complessiva di 23,857 MWp con sistema di accumulo da 25/50 MW/MWh nonchè delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto</b>				
Oggetto	AUTORITA' PROCEDENTE V.I.A. :  <b>MINISTERO DELL'AMBIENTE E DELLA SICUREZZA ENERGETICA</b>		AUTORITA' PROCEDENTE A.U. :  <b>REGIONE PUGLIA</b>		
	Nome Elaborato: 9VQMNK3_CalcoliPrelStrutture.pdf		Descrizione Elaborato: Calcoli preliminari strutture		
00	Dicembre 2022	Progetto definitivo	Ing. T. Monaco	Ing. A. Mezzina	B72 srl
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione
Scala:					
Formato:	Codice Pratica <b>9VQMNK3</b>				

# SOMMARIO

1	PREMESSA.....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	1
3	INQUADRAMENTO INTERVENTO.....	2
4	ASPETTI GEOLOGICI.....	3
5	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRACKER .....	4
6	DESCRIZIONE TECNICA DEL SISTEMA DI SUPPORTO.....	5
7	RECINZIONI E CANCELLI .....	6
8	CABINE ELETTRICHE .....	7
9	AZIONI AGENTI.....	7
9.1	AZIONE SISMICA .....	7
9.1.1	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	8
9.1.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE.....	9
9.1.3	FATTORE DI STRUTTURA .....	10
9.1.4	COORDINATE DI RIFERIMENTO DELLE INDAGINI SISMICHE.....	11
9.1.5	PARAMETRI AZIONE SISMICA.....	11
9.2	AZIONE DEL VENTO .....	13
9.2.1	VELOCITÀ DI RIFERIMENTO.....	14
9.2.2	PRESSIONE DEL VENTO .....	15
9.2.3	PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.....	15
9.2.4	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE.....	15
9.2.5	COEFFICIENTE DINAMICO.....	17
9.2.6	COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO).....	17
9.3	AZIONE NEVE.....	18
9.3.1	VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO .....	19
9.3.2	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE.....	19
9.3.3	COEFFICIENTE TERMICO .....	19
9.3.4	CARICO NEVE SULLE COPERTURE.....	19
10	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	20
10.1	CALCESTRUZZO IN OPERA.....	20
10.1.1	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE .....	22
10.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA .....	23

10.2.1	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE .....	23
10.3	ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE IN OPERA .....	24
10.3.1	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE .....	24
11	MODELLO DI CALCOLO .....	26
12	MISURA DELLA SICUREZZA .....	26
13	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA .....	26
14	COMBINAZIONE DI CALCOLO .....	27
15	AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI .....	28
16	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	29
17	METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA .....	29
18	CONDIZIONI DI CARICO .....	30
19	METODI E PARAMETRI DI CALCOLO DEI TRACKER .....	31
19.1	IL METODO DI STUDIO .....	31
19.2	VIBRAZIONE DI RISONANZA .....	32
19.3	FLUTTER TORSIONALE .....	32
19.4	GALOPPO TORSIONALE .....	32
19.5	PRESSIONE DEL VENTO IN GALLERIA E TEST DI VELOCITÀ (MODELLI RIGIDI + DAF) .....	33
19.6	TEST DINAMICI DELLA GALLERIA DEL VENTO .....	33
19.7	FLUTTER ANALYSIS METHOD (FAM) .....	34
19.8	METODO DI ANALISI DEL BUFFER (BAM) .....	34
19.9	CONFRONTO TRA CARICHI DI VENTO STATICI E DINAMICI .....	34
20	PALI DI ILLUMINAZIONE E VIDEOSORVEGLIANZA .....	35
21	OPERE STRUTTURALI PER LA CONNESSIONE .....	35
21.1	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	35
22	CONCLUSIONI .....	40

## 1 PREMESSA

Per incarico ricevuto dalla società **B72 S.r.l.**, con sede Legale in Viale A. Volta, 101 - 50131 Firenze, C.F. e P.IVA: 07230410487, il sottoscritto ing. Tommaso Monaco, con studio tecnico in Cerignola - Viale di Levante 139/D, regolarmente iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Foggia al n. 2906, 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 strutture civili, facenti parte del parco fotovoltaico in oggetto;

Infatti, la società **B72 S.r.l.**, è proponente di un progetto per la realizzazione di un impianto fotovoltaico denominato **"BUFFOLUTO 1"** da realizzarsi nel comune di **Taranto (TA)**, su terreni del Demanio Militare presso la **"Direzione di Munizionamento della Marina Militare"**, in località **"Buffoluto"**.

La potenza complessiva dell'impianto è pari a 23,857MWp con sistema di accumulo da 25/50 MW/MWh nonchè delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto.

Le opere da realizzarsi sono finalizzate a consentire la produzione di energia elettrica da sorgente fotovoltaica, nel rispetto delle condizioni per la sicurezza delle apparecchiature e delle persone.

Le opere strutturali civili in oggetto sono costituite da strutture in acciaio come i supporti dei pannelli fotovoltaici, mentre le opere come il basamento delle cabine elettriche, le recizioni ed i locali annessi, verranno realizzate in c.a. gettato in opera.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione del progetto, nel calcolo strutturale, nella modalità di posa in opera si è tenuto conto della normativa di seguito riportata:

### ***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;

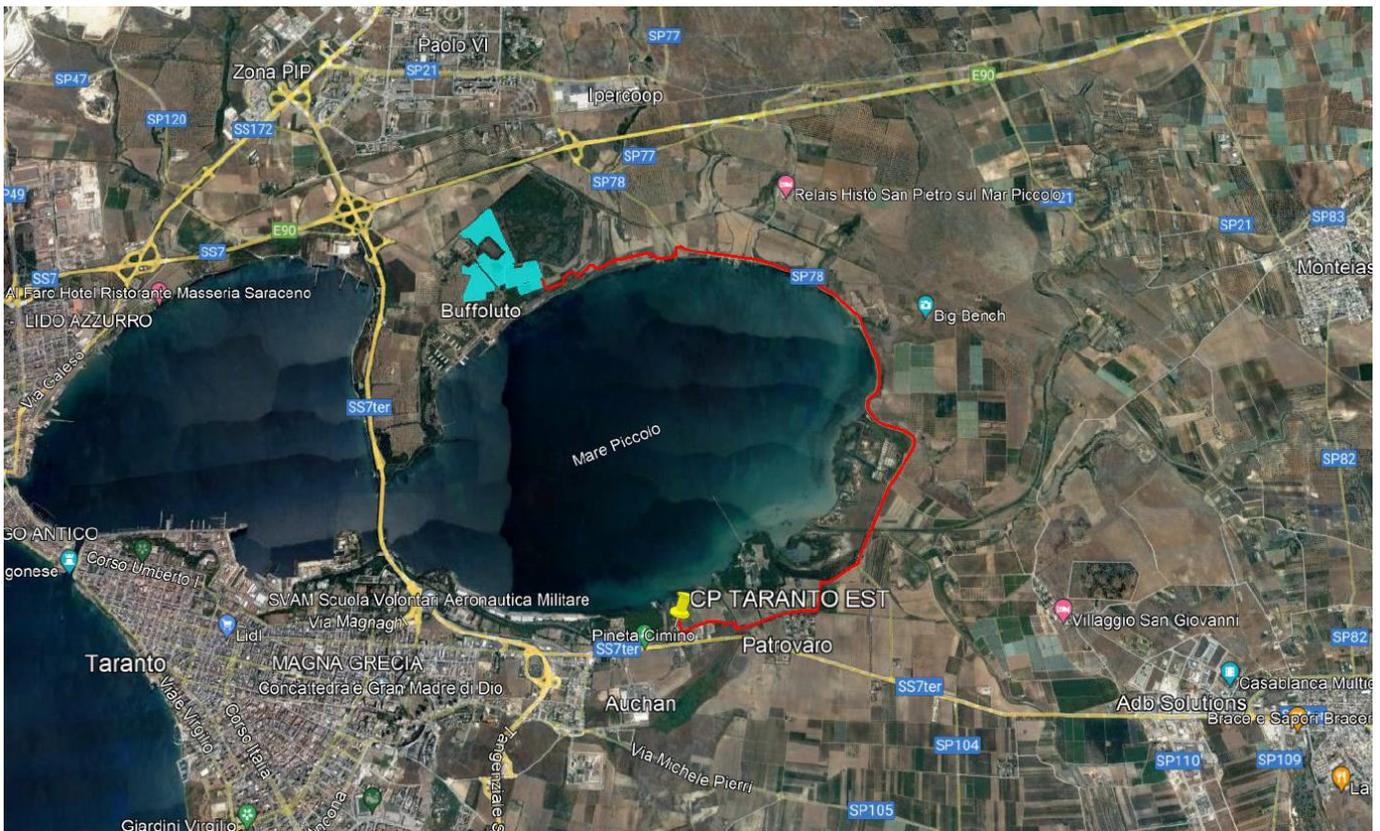
**Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18**

**Circolare Ministero LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019:** Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

### 3 INQUADRAMENTO INTERVENTO

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto fotovoltaico della potenza complessiva di 23,857 MWp, ricadente nella Regione PUGLIA, in Provincia di Taranto, nel territorio comunale di Taranto, circa 2km a SUD del Quartiere Paolo VI e circa 7km ad OVEST dell'abitato di Monteiasi. La superficie di impianto lorda comprensiva di fascia di mitigazione visiva perimetrale, viabilità interna e area occupata dal generatore fotovoltaico è di circa 33,92 Ha.

Di seguito si riporta uno stralcio su ortofoto di inquadramento dell'impianto, con evidenza delle aree occupate dal generatore FV (in azzurro), del previsto cavidotto dorsale (in rosso) e del punto di connessione individuato in corrispondenza della Cabina Primaria denominata "TARANTO EST" (in giallo), collegata alla RTN mediante un collegamento interrato su nuovo stallo linea.



Planimetria su ortofoto dell'impianto Fotovoltaico: sulla destra la CP "TARANTO EST", accanto alla quale si prevede il posizionamento della SSE Utente

## 4 ASPETTI GEOLOGICI

L'area d'interesse è ubicata a circa 2,9 Km N dal nucleo urbano di Taranto, in agro di Taranto, località Buffoluto.

La quota del sito è compresa tra i 14 e i 21 m s.l.m., l'impianto risulta essere suddiviso in sei sottocampi produttivi estesi su una superficie complessiva di circa 32,1 ha.

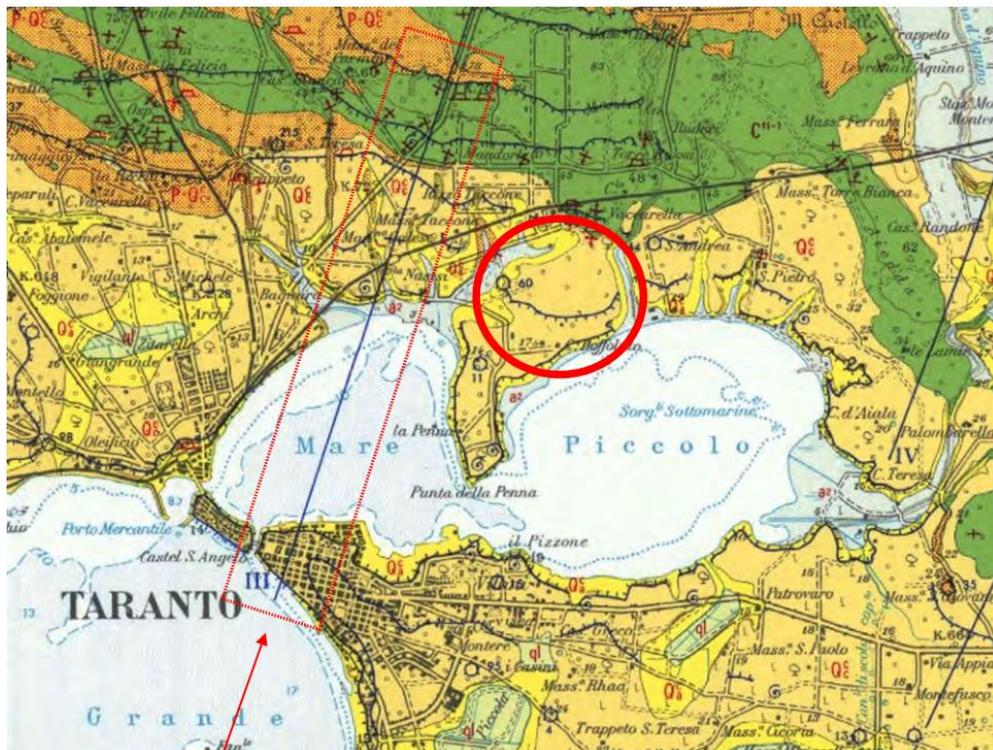
Cartograficamente l'area è ubicata nella parte centrale della Tavolette IGM 1:25.000 – Tavv. 202 I SO “Statte”, 202 II NE “San Giorgio Ionico”, 202 II NO “Taranto”; su cartografia CTR 5.000 ricade nell'elemento n. 493083- 493124 (Campi FTV), 493083-493124-493082-493121-493122 (Cavidotto AT), 493122 (Sottostazione) agro di Taranto.

Geograficamente il sito ricade a ridosso delle Tavv. I.G.M. 1:25.000 Tavv. 202 I SO “Statte”, 202 II NE “San Giorgio Ionico”, 202 II NO “Taranto”, alle coordinate U.T.M. (17,2810523°E 40,5021374°N).

L'area in oggetto risulta ubicata nell'area di affioramento di formazioni appartenenti ai depositi mesozoici costituiti da formazioni marine carbonatiche, più in particolare si tratta dei nominati Calcari di Altamura caratterizzati da calcari compatti, talora ceroidi, biancastri e grigi con intercalazione di livelli calcarei dolomitici e dolomie compatte, di colore nocciola o grigio scuri, costituenti il basamento carbonatico di base, su cui si trovano sovrapposti in discordanza i complessi plio-pleistocenici rappresentati in sequenza da: Calcareniti di Gravina, Argille del Bradano, Calcareniti di M. Castiglione e Conglomerati, sabbie e ghiaie terrazzate. Chiudono il ciclo, lungo le fasce litorali, depositi olocenici-recenti come le sabbie litorali/alluvionali e depositi palustri.

Il territorio presenta una morfologia tipica del margine occidentale ionico-salentino, con la presenza di estese spianate appena inclinate verso la linea di costa, con gradoni morfologico-strutturali legate alla dislocazione del basamento carbonatico.

Nell'area in oggetto di studio, margine settentrionale del Mar Piccolo di Taranto non sono presenti particolari forme di dissesto né attive, quiescenti o potenzialmente attivabili rilevate e/o segnalate; trovandosi su un plateau appena inclinato in direzione sud, lungo la costa sono presenti alcune canalizzazioni che rappresentano il recapito finale lungo la linea di costa del Mar Piccolo. I litotipi presenti sull'area sono rappresentati da formazioni prevalentemente calcarenitiche rappresentate dalle Calcareniti di M. Castiglione, calcareniti grossolane farinose e calcari grossolani tipo “panchina” (tufi) di colore giallastro-grigiastro stratificate.



Stralcio Carta Geologica d' Italia – scala 1:100.000

## 5 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRACKER

I moduli fotovoltaici saranno installati su strutture ad inseguimento solare di tipo “monoassiale”.

Gli inseguitori solari monoassiali inseguono le radiazioni luminose ruotando intorno a un unico asse e, in base all’orientamento dell’asse, possono essere distinti in:

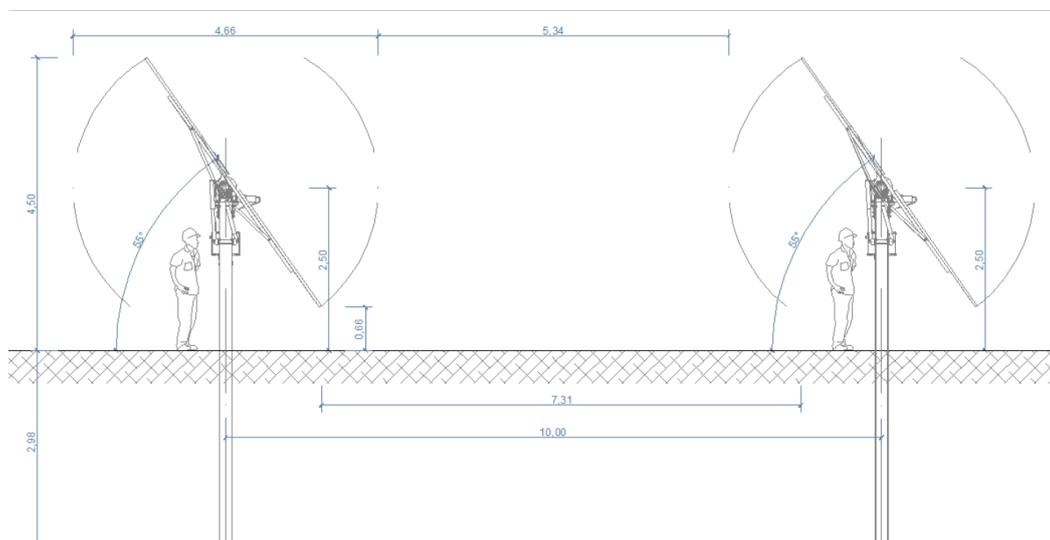
- *Inseguitore Monoassiale di tilt o “bloccaggio”*; la rotazione avviene intorno all’asse est-ovest, coprendo l’angolo di tilt. Di norma la variazione dell’angolo viene eseguita manualmente due volte l’anno.
- *Inseguitore Monoassiale di “rollio”*; insegue il sole nella sua volta celeste durante le ore centrali della giornata, invertendo il movimento nelle ore dell’alba e del tramonto per evitare gli ombreggiamenti.
- *Inseguitore Monoassiale di “azimut”*; la rotazione avviene intorno all’asse verticale collocato perpendicolarmente al suolo.

L’impianto progettato si avvale di inseguitori monoassiali di rollio **ad asse orizzontale** (la rotazione avviene attorno ad un asse parallelo al suolo, orientato NORD-SUD, con inseguimento EST-OVEST).

La scelta progettuale, in questa fase di progettazione definitiva, è caduta sull’inseguitore monoassiale **SF7** prodotto dalla **Soltec** che consente l’installazione dei moduli fotovoltaici posizionati con il lato maggiore perpendicolare all’asse, consentendo l’installazione in doppia fila ed un guadagno di densità di potenza installata a parità di suolo impegnato.

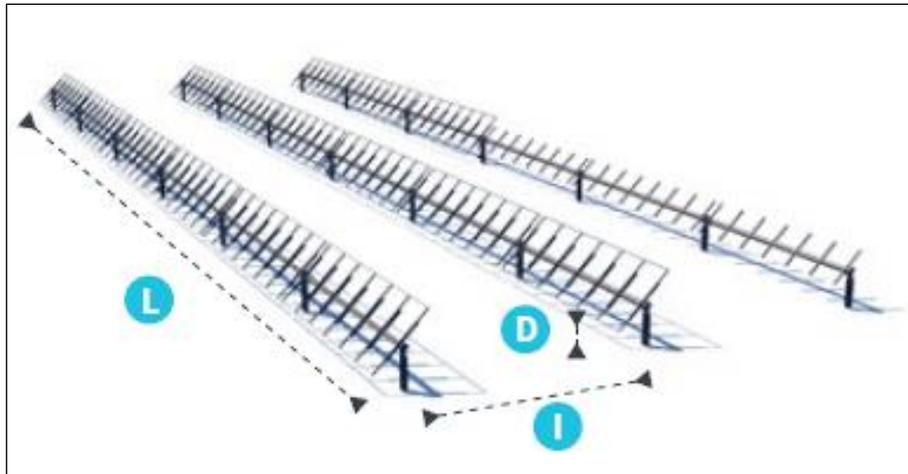


Layout dell’inseguitore SOLTEC, con pannelli montati perpendicolarmente all’asse di rotazione.



Vista frontale tipo del tracker

CONFIGURAZIONE PROGETTUALE		
Interdistanza (I)	[m]	<b>10 m</b>
Lunghezza blocco inseguimento (L)	[m]	14,8, 29,10 e 43,5
Altezza dal terreno ( $D_{min}$ )	[m]	Min 0,66
Altezza dal terreno ( $D_{max}$ )	[m]	Max 4,5



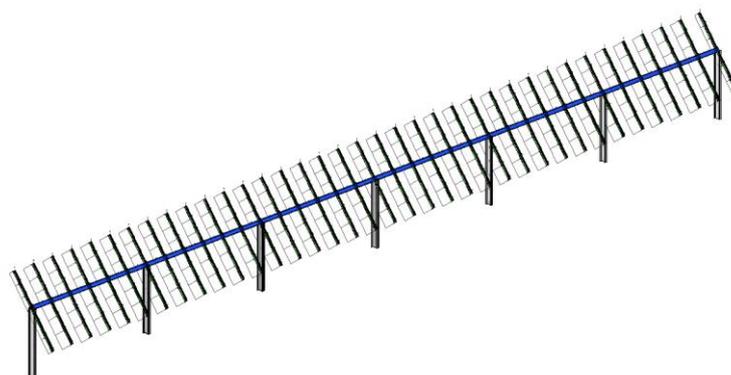
Configurazione schematica dei tracker

## 6 DESCRIZIONE TECNICA DEL SISTEMA DI SUPPORTO

La struttura di sostegno a servizio dei pannelli fotovoltaici deve essere in grado di reggere il proprio peso nonché di resistere alle sollecitazioni esercitate da fattori esterni quali:

- la neve, per esempio, può comportare sollecitazioni di carico dovute all'accumulo sulla superficie dei moduli;
- la pressione dovuta all'azione del vento agente sul piano dei moduli che si traduce in quel fenomeno chiamato "effetto vela". Le strutture di sostegno prese in esame per il presente documento preliminare sono tipiche dei sistemi tracker monoassiali. Tutti i componenti e le strutture saranno progettati in fase esecutiva per le condizioni ambientali specifiche dei siti in base alle normative locali e in base alle richieste tecniche inclusa l'ipotesi progettuale del carico del vento.

Per questa fase di progettazione definitiva del generatore fotovoltaico ci si è basati sull'impiego di un pannello fotovoltaico in silicio monocristallino, di tipo bifacciale, scelto fra le macchine tecnologicamente più avanzate presenti sul mercato, dotato di una potenza nominale pari a 505Wp, costruito da TRINASOLAR, appartenente alla Serie VERTEX, modello DEG18MC.20(II).



Vista assometrica modello strutturale



Assimilando recinzioni e cancelli a strutture a mensola incastrate al terreno (per i cancelli lo schema vale per i pilastri terminali), si considera che le tensioni sulla mensola vengono determinate dalla spinta orizzontale con conseguente generazione di una matrice di sollecitazione alla base. Con tale schema statico è possibile stimare i momenti di ribaltamento dei montanti e conseguentemente determinare la profondità di infissione della recinzione in ragione dell'effettiva modalità di posa. Per i cancelli allo stesso modo si dimensiona il basamento in calcestruzzo delle colonne.

Il calcolo esatto è rinviato alla fase esecutiva di progettazione con riferimento alle definitive caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati. Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

## 8 CABINE ELETTRICHE

Le cabine saranno manufatti di tipo prefabbricato, tutti della medesima taglia e caratteristiche costruttive generali.

Dal punto di vista costruttivo, i locali saranno realizzati con struttura portante a pannelli prefabbricati, trattati internamente ed esternamente con intonaco murale plastico formulato con resine speciali e pigmenti di quarzo ad elevato potere coprente ed elevata resistenza agli agenti esterni anche per ambienti marini, montani ed industriali con atmosfera altamente inquinata.

I pannelli prefabbricati saranno poggiati su una platea in c.a. semi interrata a sua volta poggiata su una superficie in magrone livellante in calcestruzzo magro. Su apposite mensole degli elementi verticali, al di sotto del vano Quadri MT, poggerà il solaio costituente il pavimento, anch'esso prefabbricato, di spessore 12 cm calcolato per sopportare un carico uniformemente distribuito non inferiore a 400 kg/m<sup>2</sup>.

In tal modo resterà realizzata una vasca sottostante il pavimento, idonea ad accogliere il passaggio dei cavi elettrici MT e BT.

Il tetto sarà impermeabilizzato con guaina bituminosa a caldo di spessore atto a garantire un coefficiente medio di trasmissione termica di 3.1 W/Cm<sup>2</sup>.

Il manufatto sarà completo di porte, griglie e finestre.

Il manufatto avrà dimensioni in pianta complessive pari a 15,00m x 3,00m e altezza di 4,50m (altezza riferita al piano di campagna).

## 9 AZIONI AGENTI

### 9.1 AZIONE SISMICA

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  $a_g$  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  $P^{TM}$ , 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.
- $T_{e*}$  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  $T_e^*$  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. 20 Febbraio 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  $q$ .

### 9.1.1 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 $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

<i>Categorie di sottosuolo</i>	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s {ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina}.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

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 del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

### 9.1.2 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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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:  $S = S_s S_t$

- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

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

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2
- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:
- $T_c = C_c T_c'$
- $T_b$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- $T_b = T_c/3$
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$

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. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

### 9.1.3 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  $\eta$ , 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:

$$q = q_0 K_r$$

CARATTERISTICHE	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	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.

Strutture aventi telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD"B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u / \alpha_1$ .

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_u / \alpha_1$  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 § 7.4.3.1 e sono:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidità torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ , nella quale:  
 $r^2 =$  rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano  $L_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$  con L e B dimensioni in pianta del piano
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

#### 9.1.4 COORDINATE DI RIFERIMENTO DELLE INDAGINI SISMICHE

Avendo a disposizione le coordinate piane UTM, con fuso 33 T e datum WGS84, possiamo ricavare tali coordinate considerando il datum geodetico ED50

ID	Fuso WGS84	Lat. (WGS84)	Long. (WGS84)	Lat. (ED50)	Long. (ED50)
FV BUFFOLUTO1	33 T	<b>40.499532</b>	<b>17.281510</b>	<b>40.500517</b>	<b>17.282309</b>

#### 9.1.5 PARAMETRI AZIONE SISMICA

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*.

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 1,5.

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.

Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_r = 200$  anni

Categoria suolo: C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*)

Categoria topografica: T1 (*pianeggiante con pendii e rilievi isolati*)

$q = 1,5$

Classe d'uso della costruzione: CU = 2

Vita Nominale opera:  $V_N > 100$  anni

Classe di duttilità: CD B

Stati limite		$P_{VR}$	Periodo di ritorno (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T^*_c$ (sec)
SLE	SLO	81%	120	0,048	2,461	0,348
	SLD	63%	201	0,057	2,553	0,360
SLU	SLV	10%	1898	0,118	2,676	0,398
	SLC	5%	2475	0,128	2,673	0,403

Nota:  $a_g$  espressa come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$

Dove:

- SLE = stati limite di esercizio
  - SLO = **stato limite di operatività**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
  - SLD = **stato limite di danno**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- SLU = stati limite ultimi
  - SLV = **stato limite di salvaguardia della vita**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
  - SLC = **stato limite di prevenzione del collasso**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Sulla base delle risultanze delle indagini effettuate durante la campagna geognostica, considerando in modo cautelativo i risultati peggiori riscontrati, non considerando l'aumento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con la profondità, si ipotizza la seguente categoria di suolo presenti in sito:

Categoria	Descrizione
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

L'assegnazione della Categoria di suolo dovrà essere verificata attraverso l'esecuzione di prove geofisiche in sito.

Calcolo dei coefficienti sismici (per stabilità di pendii e fondazioni) con Categoria di Suolo C

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.014	0.017	0.043	0.046
kv	0.007	0.009	0.021	0.023
A <sub>max</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	0.701	0.842	1.736	1.874
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240
S <sub>s</sub>	1,500	1,500	1,500	1,490
C <sub>c</sub>	1,490	1,470	1,420	1,420
S <sub>t</sub>	1,000	1,000	1,000	1,000

Dove:

$\beta$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

A<sub>max</sub> = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

a<sub>g</sub> = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (a<sub>g</sub>/g)

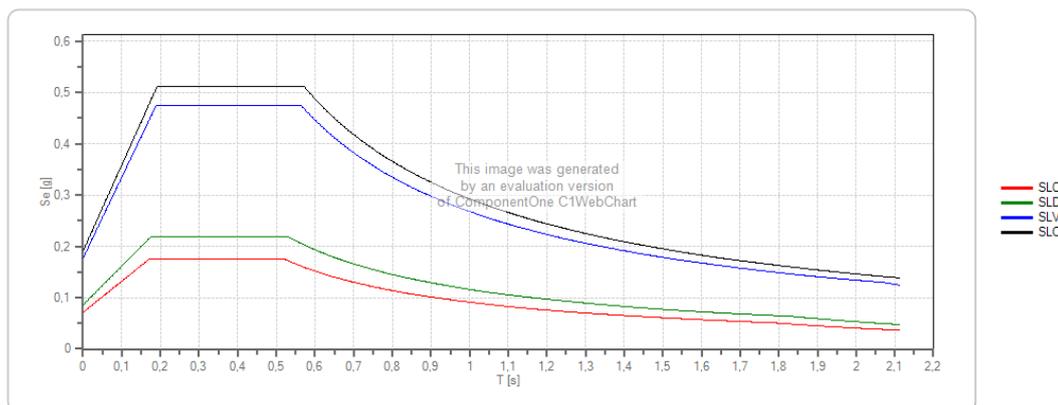
g = accelerazione di gravità

S<sub>s</sub> = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S<sub>t</sub> = coefficiente di amplificazione topografica

C<sub>c</sub> = coefficiente funzione della categoria

Avendo a disposizione detti dati è possibile ricavare gli spettri di risposta elastici, ossia, l'andamento delle accelerazioni spettrali [Se(g)] in funzione del periodo [T(s)], non tenendo conto di possibili effetti di dissipazione delle strutture.



Spettro di risposta

## 9.2 AZIONE DEL VENTO

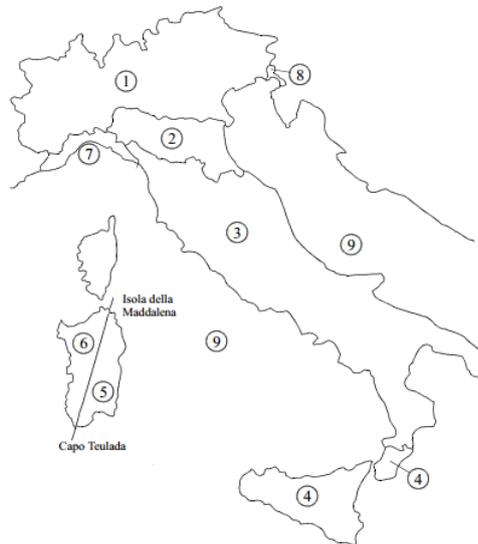
Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

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.

## 9.2.1 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:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti nella tabella seguente e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig.;

$a_s$  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]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

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.

## 9.2.2 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione statica  $p$  prodotta dal vento si esprime come:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

$q_b$  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 e

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

## 9.2.3 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

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

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s)

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>

## 9.2.4 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 15m
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	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

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:

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5

\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

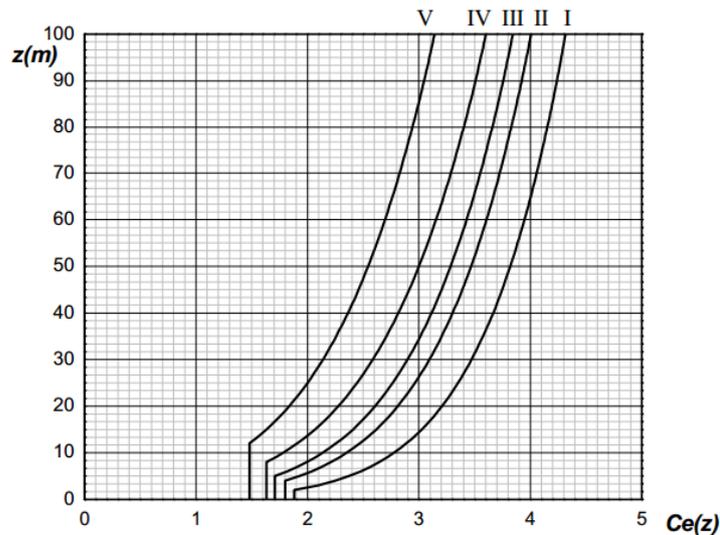
ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6					
	costa				
	mare				
	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

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



### 9.2.5 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 3.3.10.6 della Circolare 21/01/19. Quindi come un corpo cilindrico a sezione circolare di diametro e altezza definiti.

### 9.2.6 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.

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.

#### *Tettoie e pensiline isolate*

Per tettoie o pensiline isolate ad uno o due spioventi, per le quali il rapporto tra la totale altezza sul suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno, si assumeranno i valori del coefficiente  $c_p$  di seguito riportati, scegliendo sempre nelle formule il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole.

Nel caso di pannello fotovoltaico, essendo ad unica inclinazione, è assoggettabile ad una pensilina ad uno spiovente piano, quindi il coef. di forma  $c_p$ , sarà pari a:

$$c_p = \pm 1,2(1 + \sin\alpha)$$

Considerando la posizione geografica, l'altezza del manufatto e l'inclinazione del modulo fotovoltaico, avremo i seguenti dati di input:

- Zona climatica: 3
- Distanza dalla costa: 0-10 km
- Rugosità terreno: D
- Categoria di esposizione: II
- Altezza edificio: 3 m
- Inclinazione modulo fotovoltaico: 60°

Con tali dati di input, avremo una pressione statica equivalente, applicata al baricentro del modulo fotovoltaico, pari  $\pm 187,296$  kg/m<sup>2</sup>, così come descritto nello specchio seguente, in corrispondenza di un  $c_p$  pari a  $\pm 2,24$

AZIONE DEL VENTO			
Zona	<b>3</b>	Distanza dalla costa	<b>0-10 km</b>
Rugosità	<b>D</b>		
Categoria di esposizione	<b>II</b>	z - altezza edificio	<b>3,0 m</b>
$v_b$	27 m/s	Velocità di riferimento	
$q_b$	46,461 Kg/mq	Pressione cinetica di riferimento	
$c_t$	1	Coefficiente di topografia	
$k_r$	0,19	Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	
$z_o$	0,05 m		
$z_{min}$	4 m		
$c_e$	1,80	Coefficiente di esposizione	
$c_d$	1	Coefficiente dinamico	
<b>Pressione del vento: <math>P = q_b c_e c_p c_d</math></b>		<b>con <math>[c_p = 1]</math></b>	<b>84 N/mq</b>
<b>Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie &lt; 33% di quella totale</b>			
$\alpha$	<b>173%</b>	59,97 °	pendenza falda
Direzione			

Tettoie e pensiline			
Due spioventi piani con displuvio			
Direzione del vento			
		$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$	$C_p = -0,6$
Uno spiovente piano			
		Due spioventi piani con impluvio	
$C_p = \pm 1,2 (1 + \sin \alpha)$			
		$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$	$C_p = 0,6$
$c_p$ [1]+	1,49	124,864 Kg/mq	
$c_p$ [1]-	-1,49	-124,864 Kg/mq	
$c_p$ [2]	-0,60	-50,193 Kg/mq	
$c_p$ [3]+	2,24	187,296 Kg/mq	
$c_p$ [3]-	-2,24	-187,296 Kg/mq	
$c_p$ [4]	0,60	50,193 Kg/mq	

### 9.3 AZIONE NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>]
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione
- $C_t$  è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

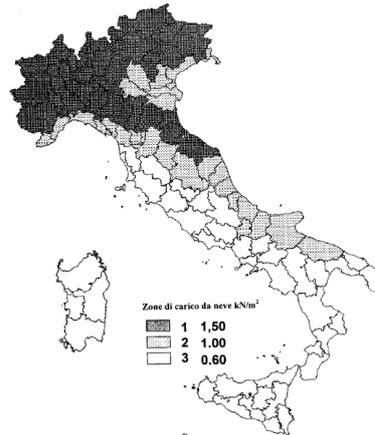
### 9.3.1 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni (vedi Fig. 3.4.1). Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento  $s_e$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.



Zone di carico da neve

### 9.3.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $C_e$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I.

Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_e = 1$ .

Topografia	Descrizione	$C_e$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

Valori di  $C_e$  per diverse classi di topografia

### 9.3.3 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

### 9.3.4 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

*Coefficiente di forma per le coperture*

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma  $\mu_1$  si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Coefficiente di forma	$0^\circ < a < 30^\circ$	$30 < a < 60^\circ$	$a > 60^\circ$
$\mu_1$	0.8	$0,8(60-\alpha)/30$	0.0

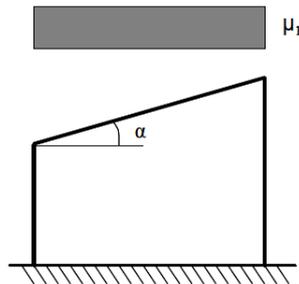
Valori del coeff. di forma

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

### Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig., la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.



Condizioni di carico per coperture ad una falda

Per la valutazione dei carichi indotti dall'azione della neve, si considera un sito dotato dalle seguenti proprietà

Comune	Taranto
Provincia	Taranto
Quota sul livello del mare	25 m.s.l.m.
Categoria zona	ZONA II
Carico da neve di riferimento	60 daN/m <sup>2</sup>
Topografia del sito	Normale
Coefficiente termico	1
Inclinazione copertura a	0°

Considerando tutti i parametri sopra elencati si ottiene il seguente carico caratteristico unitario:

$$q_s = \mu_1 \times q^{sk} \times C_e \times C_t = 0,8 \times 0,6 \times 1 \times 1 = 0,48 \text{ KN/m}^2 = \underline{\underline{48 \text{ Kg/m}^2}}$$

## 10 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

### 10.1 CALCESTRUZZO IN OPERA

Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso, infatti verrà utilizzato cls ordinario di classe C25/30 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aereogeneratori, nonché di tutte le strutture facenti parte la sotto - stazione. Mentre per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C30/37. 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  $R_{ck} > 15$  N/mm<sup>2</sup>.

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;

### **Calcestruzzo Ordinario C 25/30**

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

- classe di resistenza C25/30
- Rck  $\geq 30$  MPA
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60

- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S4
- diametro massimo aggregato 25 mm
- copri ferro C = 50 mm

**Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2018 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C25/30**

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE									
DATI GENERALI DI PROGETTO					GRANDEZZE CARATTERISTICHE				
CLASSE CLS	C25/30			MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f <sub>ctk</sub>	1,80	MPa	
ACCIAIO	B450			C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	25	MPa	
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2				Resistenza compressione cubica caratteristica	R <sub>ck</sub>	30	MPa	
COEFFICIENTI DI SICUREZZA					Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f <sub>yk</sub>	540,00	MPa	
Coefficiente tempo	α <sub>cc</sub>	0,85			Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f <sub>yk</sub>	450,00	MPa	
Coefficiente sicurezza	γ <sub>c</sub>	1,5			Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f <sub>bk</sub>	4,04	MPa	
Coefficiente Poisson	ν	0,2			CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO				
Coefficiente sicurezza	γ <sub>s</sub>	1,15			Deformazione ultima	ε <sub>cu</sub>	0,35	%	
Coefficiente barre	η	1			Snervamento (parabola-rettangolo)	ε <sub>c2</sub>	0,20	%	
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI					Snervamento (lineare-costante)	ε <sub>c3</sub>	0,18	%	
Lmin. Ancoraggio ferri	l <sub>d</sub>	36,323202		Φ	Snervamento (stress block)	ε <sub>c4</sub>	0,07	%	
COPRIFERRI					Deformazione ultima a trazione	ε <sub>ctu</sub>	0,00	%	
Aggressività ambiente		ordinario			Modulo elastico medio a compressione	E <sub>cm</sub>	31476	MPa	
Classe min. CLS	CMIN	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E <sub>ct</sub>	31476	MPa	
Classe riferimento CLS	Co	35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f <sub>cm</sub>	33,00	MPa	
Tolleranze posa ferri		10		mm	Resistenza compressione	f <sub>cd</sub>	14,17	MPa	
Copri ferro per piastre	d <sub>p</sub> '	30		mm	Resistenza compressione solette (s < 50 mm)		11,33	MPa	
Copri ferro	d'	35		mm	Resistenza trazione media	f <sub>ctm</sub>	2,56	MPa	
CARATTERISTICHE ACCIAIO					Resistenza media a trazione per flessione	f <sub>ctm</sub>	3,08	MPa	
Snervamento	E <sub>yd</sub>	0,19		%	Resistenza a trazione	f <sub>ctd</sub>	1,20	MPa	
Modulo elastico	E <sub>s</sub>	210000		MPa					
Resistenza di calcolo	f <sub>yd</sub>	391,30		MPa					
Tensione aderenza	f <sub>bd</sub>	2,69		MPa					

### 10.1.1 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 m<sup>3</sup>. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi (ossia due provini), ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> 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.

## 10.2 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.

### *Classe NTC 2018*      B450C barre di armatura

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

### 10.2.1 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, marchiat, 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 < ft/fy < 1,37	per acciai B450C
Rottura/snervamento	ft/fy > 1,03	per acciai B450A
Piegamento / raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

### 10.3 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE IN OPERA

*Classe NTC 2018*      S355

CLASSE ACCIAIO		S355
fyd (t<40mm)	kg/cmq	3550
fyd (t>40mm)	kg/cmq	2150
ft (t<40mm)	kg/cmq	5100
ft (t>40mm)	kg/cmq	4700

*Classe NTC 2018*      8.8 (BULLONI)

CLASSE ACCIAIO		8.8
fub (t<40mm)	kg/cmq	8000
fyb (t>40mm)	kg/cmq	6400

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati e controllati secondo le procedure di cui al DM 17/01/2018.

Qualora la fornitura in cantiere provenga da un centro di trasformazione, i documenti di accompagnamento devono riportare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di trasformazione.

#### 10.3.1 PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I controlli in cantiere sono obbligatori e devono essere eseguiti effettuando un prelievo di almeno 3 saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30t. Qualora la fornitura provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato che sia in possesso di tutti i requisiti previsti dal D.M 17/01/2018, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento i controlli di cui sopra. Il prelievo dei campioni in tal caso viene effettuato dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare,

mediante sigle, etichettature indelebili, che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per la fornitura di acciaio da carpenteria i documenti da far pervenire alla Direzione Lavori e gli adempimenti da parte dell'impresa sono riportati nel seguito.

- Documenti di trasporto (d.d.t.) di spedizione del materiale dallo stabilimento di produzione al centro di trasformazione (l'officina) e da questo al cantiere;
- Attestazione di Qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del Produttore del materiale. Su tale attestato devono apparire sia gli estremi del d.d.t. di spedizione del materiale dallo stabilimento di produzione al centro di trasformazione, sia gli estremi del d.d.t. di spedizione del materiale dal centro di trasformazione in cantiere.
- Dichiarazione del centro di trasformazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciata 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 l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

## 11 MODELLO DI CALCOLO

I modelli di calcolo da utilizzare saranno quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- *analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;*
- *analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;*
- *analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;*
- *verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.*

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si farà riferimento al D.M. 17.01.18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 67 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

## 12 MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato sarà quello degli Stati Limite (SL) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza sarà quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

## 13 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura sarà modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri saranno schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli:

Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;

Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione;

Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) si utilizzerà un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico sarà modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

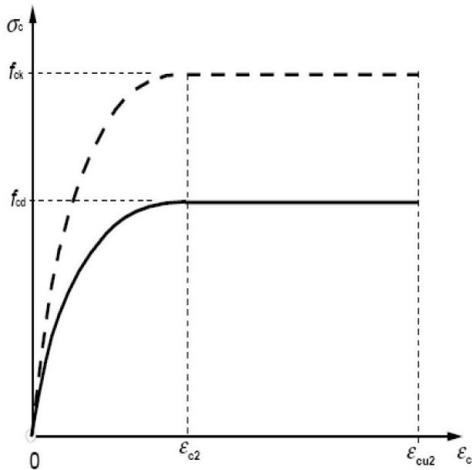
Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne. Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche saranno effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..).

Nel modello si terranno in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

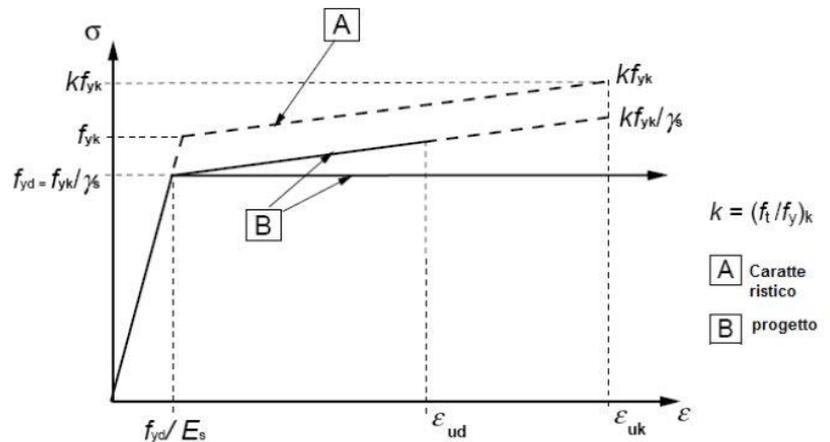
La presenza di orizzontamenti sarà tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. L'analisi delle sollecitazioni sarà condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine. Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche saranno ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi

dinamiche modali. I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno saranno modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. Il modello di calcolo terrà conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

Per le verifiche sezionali saranno utilizzati i seguenti legami:



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo



Legame costitutivo di progetto del acciaio per c.a.

Il valore  $\epsilon_{cu2}$  nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

Il modello di calcolo da utilizzare è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

## 14 COMBINAZIONE DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo da considerare sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- *Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1);*
- *Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2);*
- *Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3);*
- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4);*
- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);*
- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).*

Nelle combinazioni per SLE, saranno omissi i carichi  $Q_{kj}$  dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni saranno considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo “+” è da intendersi “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I).

### Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti  $y_2$   $j$  saranno desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I) La struttura sarà progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado si otterrà con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, saranno considerate nella progettazione, con calcolo e verifica delle suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

## **15 AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI**

Per la valutazione preliminare delle azioni di progetto ( $E_d$ ) in fondazione si sono utilizzate due combinazioni delle azioni:

### Per quanto riguarda le azioni verticali:

- *SLU (combinazione fondamentale):*
- $E_d = yG_1 * G_1$
- *SLU + SISMA (combinazione sismica) SLV:*
- $E_d = E + G_1 = G_1 * k_v + G_1$

### Per quanto riguarda le azioni orizzontali:

- *combinazione sismica SLV (taglio sismico)*
- $E_d = G_1 * k_{hi}$

*In cui:*

- *$E_d$  azione di progetto*
- $G_1$  *peso proprio degli elementi strutturali*
- $yG_1$  *coefficiente parziale di sicurezza (A1, A2 - punto 2.6.1 delle NTC 2018 e tab.2.6.I)*
- $E$  *azione sismica*
- $K_v$  *ordinata dello spettro di progetto delle componenti verticali in corrispondenza del periodo fondamentale  $T_1$*
- $K_{hi}$  *ordinata dello spettro di progetto delle componenti orizzontali in corrispondenza del periodo fondamentale  $T_1$*

Considerando solo le fondazioni principali e di dimensioni rilevanti si ottiene la tabella 6 riportante i carichi unitari sulle fondazioni.

Per le combinazioni delle azioni  $E_d$  di cui sopra si è utilizzato l'Approccio normativo 2 (punto 2.6.1 delle NTC 2008):

$$(A1+M1+R3) - (STR + GEO)$$

Con:

- $A$  = Azioni  $yF$  (oppure  $\psi E$  oppure  $\psi G$ )
- $M$  = resistenza dei materiali (terreno)  $\psi M$
- $R$  = resistenza globale del sistema  $\psi R$

Inoltre per le azioni sismiche E, dagli spettri di progetto dell'allegato 2 si sono calcolati i valori di kv e khi con le seguenti assunzioni:

- *Fattore di struttura*  $q = 1$
- *Altezza media delle strutture* = 3 m
- *Periodo fondamentale*  $T1=0,17s$

## 16 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

I diversi supporti in oggetto sono definiti dalla seguente tipologia strutturale (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100) 50 - 100 anni
Vita nominale(anni)	100
Classe d'uso	Classe IV
Coefficiente d'uso	2.000
Periodo di riferimento(anni)	200.000
Stato limite di esercizio - SLD	PVR=63.0%
Stato limite ultimo - SLV	PVR=10.0%
Periodo di ritorno SLD(anni)	TR=201
Periodo di ritorno SLV(anni)	TR=1898

## 17 METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. Le masse sono applicate nei nodi del modello queste vengono generate attraverso i carichi agenti sulle membrature che collegano i nodi come la massa relativa alla azione di incastro perfetto del carico considerato. La risposta massima di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, è valutata con la tecnica della combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

$n$  è il numero di modi di vibrazione considerati  
 $x$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;  $b_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia  $i-j$  di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state calcolate per varie posizioni dei baricentri delle masse e composte secondo combinazioni di posizioni prestabilite, come riportato in seguito, il risultato di tali combinazioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Per tener conto della eccentricità accidentale delle masse si sono considerate varie posizioni delle masse ad ogni impalcato modificando la posizione del baricentro di una distanza, rispetto alla posizione originaria, come percentuale della dimensione della struttura nella direzione considerata.

Le azioni risultanti dai calcoli per le varie posizioni delle masse, in fase di verifica vengono combinati al fine di ottenere le

azioni piu' sfavorevoli; di seguito vengono riportate sia le posizioni che le combinazioni delle masse, le due tabelle vanno lette nel seguente modo:

la prima indica la percentuale delle dimensione della struttura secondo cui viene spostato il baricentro ad ogni impalcato la percentuale è assegnata nelle due direzioni ortogonali secondo cui agisce il sisma, per ognuna di tali posizioni è eseguito un calcolo modale della struttura

la seconda tabella è usata in fase di verifica per la valutazione dell'azione sismica nel seguente modo l'effetto del sisma in una direzione è combinato con quello ortogonale di un'altra posizione con i fattori specificati nelle due colonne:

Percentuali Spostamento masse impalcati				
Posizione	% Spostamento direzione X		% Spostamento direzione Y	
1	5		5	
Combinazioni del Sisma in X e Y				
Comb	Pos. SismaX	Pos. SismaY	Fx	Fy
1	1	1	1	0
2	1	1	0	1

Comb. = Numero di combinazione dei sismi

Pos. SismaX = Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione X

Pos. SismaY = Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione Y

Fx = Fattore con cui il sisma X partecipa

Fy = Fattore con cui il sisma Y partecipa

Ogni combinazione genera 4 sotto-combinazioni in base a tutte le combinazioni possibili dei segni di Fx ed Fy

## 18 CONDIZIONI DI CARICO

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono assegnati alle aste in modo automatico in relazione all'influenza delle diverse aree di carico. I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. In presenza di platee il tamponamento è inserito considerando delle speciali aste (aste a sezione nulla) che hanno la sola funzione di riportare il carico su di esse agente nei nodi degli elementi della platea ad esse collegati. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

I solai, oltre a generare le condizioni di carico per carichi fissi e variabili, generano anche altre condizioni di carico che derivano dal carico accidentale moltiplicati per i coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  da utilizzare per le varie combinazioni di carico e per la determinazione delle masse sismiche.

Le azioni sono state assegnate su aste e piastre, definendo le seguenti condizioni di carico:

Descrizione	Tipo
Peso Proprio	Automatica
Neve	Utente
Vento X	Utente
Vento Y	Utente
Apparecchiatura	Utente
Manutenzione X	Utente
Manutenzione Y	Utente
C.C. 40 kA	Utente
Azioni Dinam. Manov.	Utente
Sisma Eq. X	Utente
Sisma Eq. Y	Utente

In fase di combinazione delle condizioni di carico si è agito su coefficienti moltiplicatori delle condizioni per definirne l'esatto contributo sia in termini di carico che di massa, e sono stati infine definiti gli scenari di calcolo come gruppi omogenei di

combinazioni di carico. DI seguito vengono riportate le combinazioni di carico usate per lo Stato Limite Ultimo e per lo Stato Limite di Esercizio. Le verifiche sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Le tabelle riportano nell'ordine:

- il nome della combinazione di carico
- il tipo di analisi svolta: **STR**=Strutturale, **Statica STR**=Sismica statica Strutturale, **Modale STR**=Sismica modale strutturale, **SLE Rara**=Stato Limite Esercizio combinazione rara, **SLE Freq**=Stato Limite Esercizio combinazione frequente, **SLE Q.Perm**=Stato Limite Esercizio combinazione quasi Permanente, **GEO**=Geotecnica, **Statica GEO**=Sismica Statica Geotecnica, **Modale GEO**=Sismica modale Geotecnica, **STR+GEO**=Strutturale+Geotecnica, **Statica STR+GEO**=Sismica Statica Strutturale+Geotecnica, **Modale STR+GEO**=Sismica modale Strutturale+Geotecnica, **Modale SLE**= Combinazione sismica modale con spettro di progetto SLD, **Statica SLE**=Combinazione sismica statica con spettro di progetto SLD. I termini "Strutturale", "Geotecnica" e "Strutturale+Geotecnica" indicano che la combinazione è usata dal programma per la determinazione delle verifiche di resistenza degli elementi strutturali, delle sole verifiche geotecniche, sia per le verifiche strutturali che geotecniche.
- lo spettro usato, se sismica
- il fattore amplificativo del sisma
- l'angolo di ingresso del sisma, se trattasi di analisi sismica
- il nome della condizione di carico e per ogni condizione di carico
- il fattore di combinazione per i carichi verticali
- se la condizione (con il suo coefficiente di peso) è inclusa nella combinazione (colonna Attiva)
- se la condizione partecipa alla formazione della massa (colonna Massa)
- il fattore con cui partecipa alla formazione della massa (se non è esclusa dalla formazione della massa).

## 19 METODI E PARAMETRI DI CALCOLO DEI TRACKER

Diversi studi hanno dimostrato che alcuni standard del codice di progettazione del vento applicati agli inseguitori solari non sono sufficienti per progettare queste strutture in modo affidabile, in quanto non considerano gli effetti del secondo ordine prodotti dall'azione del vento sul localizzatore. Al fine di prevenire i relativi problemi di instabilità strutturale, è necessario trovare nuove metodologie di analisi che migliorino la progettazione di strutture tracker affidabili quantificando la loro risposta agli effetti del vento del secondo ordine.

Allo scopo, per le strutture di sostegno di che trattasi, sono stati effettuati alcuni calcoli preliminari di secondo ordine utilizzando un metodo innovativo, sviluppato da consulenti eolici RWDI in collaborazione con Soltec. Tale metodo denominato Dy-WIND consiste in un'analisi dinamica completa del design della struttura, che tiene conto della disposizione a file continue e quindi dell'azione dinamica di scia del vento che si origina su una fila quando esso lascia la fila precedente. Con 15 anni di esperienza specialistica, Soltec ha incorporato questo metodo nella progettazione di inseguitori.

### 19.1 IL METODO DI STUDIO

Nella progettazione di inseguitori solari diversi sono i fattori che influenzano la loro risposta agli effetti dinamici del vento. L'equazione del moto presenta la seguente forma:

$$I \cdot \ddot{\alpha} + k \cdot \dot{\alpha} + c \cdot \alpha = MSE + MBUFF$$

Al fine di studiare gli effetti del vento sulla struttura del tracker devono essere considerati diversi fenomeni come la fluttuazione del vento e la turbolenza. La parte di fluttuazione dei carichi del vento è dovuta alla turbolenza del vento e alla risposta dinamica

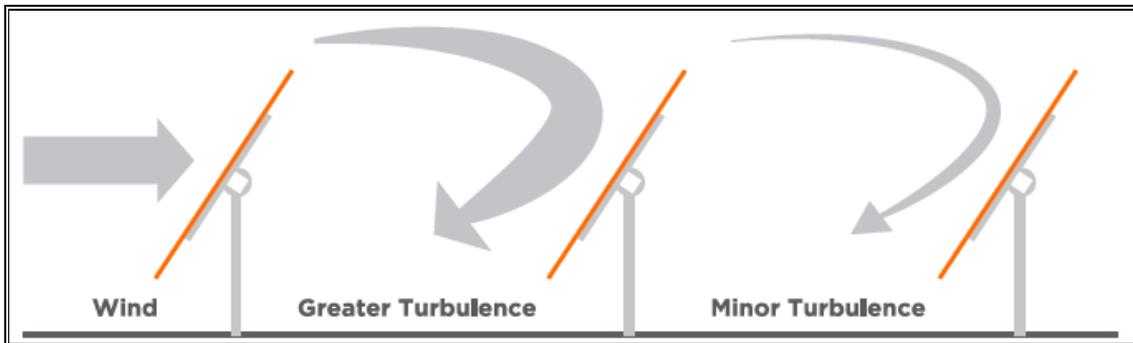
della struttura. I carichi inerziali dovuti alla vibrazione risonante possono aumentare in modo significativo i carichi fluttuanti del vento. L'approccio sviluppato combina i risultati dei test in galleria del vento con l'analisi numerica per studiare l'influenza dei principali meccanismi che causano vibrazioni o instabilità nel tracker.

### 19.2 VIBRAZIONE DI RISONANZA

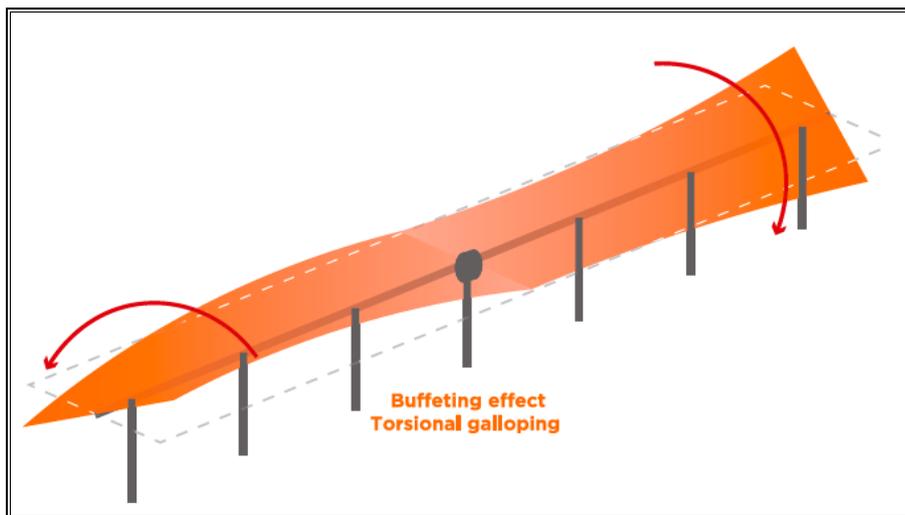
La vibrazione di risonanza è causata dal generatore wind buffer o dall'effetto di risonanza della scia causato dalla turbolenza generata dalle file sopravento di un campo tracker. Questo meccanismo è studiato con i dati sulla pressione in galleria del vento e l'amplificazione del carico è rappresentata da un metodo ibrido di dinamici fattori di amplificazione (DAF) e metodo di analisi del buffer (BAM) utilizzando i dati della galleria del vento come input.

### 19.3 FLUTTER TORSIONALE

Flutter è un'instabilità aerodinamica autoeccitata in cui le forze aerodinamiche dipendono dalla rotazione della velocità angolare della struttura stessa, e può portare ad ampiezze molto ampie in moto torsionale o movimento torsionale e verticale accoppiato. Per inseguitori che fanno affidamento su un tubo di torsione centrale guidato da una singola posizione, viene creata una modalità di vibrazione a torsione da una forma di vibrazione generalmente iniziata alle estremità della fila. Flutter torsionale caratterizza l'elevato angolo di inclinazione.



Azione e distribuzione dei vortici di vento



Effetti torsionali dovuti ai vortici di vento

### 19.4 GALOPPO TORSIONALE

Questa instabilità dipende dalla rotazione della struttura e può portare a grandi risposte nella stessa a causa delle vibrazioni nel momento di beccaggio aerodinamico. All'inizio, il crescente movimento di beccaggio riduce la rigidità strutturale complessiva,

determinando torsioni unidirezionali della struttura o movimenti oscillatori a seconda della rigidità residua della struttura. Con l'aumentare della velocità del vento è probabile che questa instabilità causerà un guasto una volta superata la resistenza. Questa instabilità è indicata come “*Torsional Galloping*”, che caratterizza il comportamento dell'angolo di inclinazione basso.

Due analisi numeriche sono implementate per affrontare i meccanismi 2 e 3:

- *Fluttering Analysis Method (FAM): predice la massima velocità del vento consentita prima che si verifichi l'instabilità;*
- *Buffeting Analysis Method (BAM): predice la risposta del tracker (carico a deflessione) a causa dell'azione del vento per gli array a più righe nel dominio del tempo.*

Per eseguire queste analisi numeriche è fondamentale condurre due tipi di test in galleria del vento. I dati sperimentali ottenuti nella galleria del vento sono combinati con metodi numerici per ottenere ciascun metodo (DAF-BAM, FAM e BAM).

Il test convenzionale della pressione in galleria del vento utilizza modelli rigidi e può prevedere la forza del vento su ciascuna fila tenendo conto della scia del flusso d'aria dietro ogni fila. Questo funziona per determinare i fattori di amplificazione dinamica (DAF) per coprire l'intervallo di velocità del vento di progetto e tutte le direzioni del vento. Anche le misurazioni della velocità del vento con questo modello sono necessarie come input in FAM e BAM per gli array a più righe.

Il test dinamico della galleria del vento utilizza modelli aeroelastici per catturare la risposta e inoltre prevedere il comportamento della struttura in funzione della velocità del vento e del tempo. Questo funziona per determinare i coefficienti FAM e BAM.

### **19.5 PRESSIONE DEL VENTO IN GALLERIA E TEST DI VELOCITÀ (MODELLI RIGIDI + DAF)**

I coefficienti di carico statico del vento sono ottenuti dalle prove di pressione nella galleria del vento. Questi coefficienti non includono una tolleranza per il caricamento risonante causato da vibrazioni risonanti o buffering indotto dal risveglio. I fattori dinamici di amplificazione (DAF) rappresentano l'amplificazione del circuito dovuta a questi effetti, in base alla frequenza naturale di vibrazione del sistema strutturale, alla velocità del vento, alla lunghezza della corda e allo smorzamento nel sistema. Sono inoltre necessarie misurazioni della velocità del vento che forniscono il relativo cambiamento di velocità attraverso un array utilizzando il modello rigido come input in FAM e BAM.

È importante notare che questi coefficienti si basano su test in galleria del vento utilizzando modelli rigidi e, pertanto, non includono effetti di interazione fluido-struttura (o effetti aeroelastici). Questi effetti sono calcolati utilizzando i dati della pressione del tunnel del vento misurati come input per l'analisi del buffer del dominio del tempo. Questo approccio ibrido di *Dynamic Amplification Factors e Buffeting Analysis Method* consente una previsione completa del carico su array multi-fila su tutte le velocità del vento e le direzioni del vento. Questo metodo mostra che le prime due righe esterne in un campo di tracker sono le più colpite. Oltre la seconda fila, le file di inseguitori hanno un effetto di riparo e le forze del vento sulle file interne sono notevolmente ridotte.

### **19.6 TEST DINAMICI DELLA GALLERIA DEL VENTO**

Per studiare gli effetti aeroelastici associati alle instabilità, devono essere affrontati FAM e BAM. Il primo passo per eseguire questi due metodi è quello di ottenere i derivati aerodinamici dai test dinamici della galleria del vento e quindi implementare metodi e simulazioni numerici.

Per fare ciò, una sezione del tracker viene modellata su una scala appropriata, quindi viene esaminata nella galleria del vento progettata per questo scopo. Implementando un sistema di sospensione a molla e utilizzando lo smorzamento a correnti parassite, la rigidità torsionale, l'inerzia e il coefficiente di smorzamento vengono replicati, consentendo la rotazione del modello.

Una volta ottenuti i derivati aerodinamici (per la rigidità e lo smorzamento) nella galleria del vento, vengono sviluppati due diversi modelli numerici per implementare gli studi FAM e BAM:

- *FAM: utilizza un modello numerico, misurazioni della velocità del vento da matrici a più righe e i derivati aerodinamici per prevedere la velocità massima del vento a posizioni di angolo di inclinazione variabile prima che il localizzatore diventi instabile e si verifichi il galoppo/flutter torsionale.*
- *BAM: utilizza un modello numerico, misurazioni della velocità del vento e della pressione da matrici multiple, i derivati aerodinamici e le fluttuazioni del vento per prevedere la deflessione torsionale del localizzatore. Questo modello numerico può anche essere utilizzato per estrarre le forze autoeccitate, le forze inerziali e le forze del vento che agiscono sul tracker per la progettazione.*

### **19.7 FLUTTER ANALYSIS METHOD (FAM)**

La stabilità del tracker viene analizzata per valutare la sua risposta alle azioni dinamiche del vento. È importante che i fenomeni di instabilità, come il galoppo torsionale e il flutter torsionale, siano presi in considerazione quando si progettano i tracker e si predice il loro comportamento.

I risultati di questa analisi forniscono la variazione dello smorzamento totale (strutturale + aerodinamico) in funzione della velocità del vento. L'instabilità è definita come il punto in cui lo smorzamento totale è inferiore a 0. Questo studio è molto rilevante in quanto contrassegna la velocità del vento critico prima che il tracker vada in un'instabilità.

Questo metodo può essere applicato a matrici a più file mediante l'applicazione di misurazioni della velocità del vento a diversi angoli di inclinazione del localizzatore e mostra come la rigidità torsionale del sistema (strutturale + aerodinamica) diminuisca con l'aumentare della velocità del vento. Questa influenza ha associato ad essa una perdita di frequenza naturale, quindi il tracker tende ad essere più suscettibile alle azioni di buffeting del vento quando la velocità del vento aumenta per gli angoli di inclinazione bassi.

### **19.8 METODO DI ANALISI DEL BUFFER (BAM)**

L'applicazione di questo metodo predice meglio il comportamento di un array tracker multi-fila sotto l'azione del vento, fornendo al contempo flessibilità nel processo di progettazione generalmente non pratico attraverso il test completo del modello aeroelastico. Questo metodo può simulare sia l'intero spettro delle fluttuazioni della turbolenza del vento sia la risposta del tracker a causa di forze auto-eccitazione e di buffeting. La forzatura dinamica è amplificata dal movimento strutturale e potrebbe produrre problemi strutturali con velocità del vento al di sotto della velocità di insorgenza critica per un'instabilità aerodinamica. BAM è il metodo raccomandato per tenere conto dell'intero spettro delle fluttuazioni del picco del vento. Ciò significa che il momento massimo o la massima rotazione del tracker saranno calcolati dalla velocità massima del vento di picco, che rappresenta il carico del caso peggiore. Questo è fondamentale nelle regioni prossime alla massima velocità del vento consentita prima che si verifichi instabilità.

Con questo metodo, i momenti massimi e la forza dovuta alle azioni del vento possono essere analizzati in ogni membro del tracker, quindi la progettazione di ciascuna di queste parti è più affidabile rispetto a qualsiasi altro metodo.

I risultati dell'analisi del buffer nelle serie temporali della rotazione del tracker e queste risposte possono essere utilizzate per prevedere la risposta massima del momento indotta dal vento, i picchi di fluttuazione del vento, i carichi inerziali e le forze autoeccitate. Se lo smorzamento complessivo nel sistema è negativo, la soluzione numerica per il localizzatore sarà instabile (oltre la velocità massima consentita del vento indicata nell'analisi del flutter).

### **19.9 CONFRONTO TRA CARICHI DI VENTO STATICI E DINAMICI**

L'effetto maggiore prodotto dal vento è il momento torsionale. Questo momento di torsione influisce sul tubo di torsione e sul gruppo di supporto del motore. È notevolmente aumentato dagli effetti dinamici descritti in questo documento. Nelle tabelle

seguenti c'è un confronto tra i momenti statici e quelli dinamici che influenzerebbero ciascuno dei componenti del tracker per diverse velocità del vento secondo ASCE 7 ed Eurocode.

## 20 PALI DI ILLUMINAZIONE E VIDEOSORVEGLIANZA

La verifica strutturale degli elementi lineari in progetto, necessari per la realizzazione del sistema di illuminazione delle aree, utilizzati anche quali sostegni per gli apparati elettrici di videosorveglianza, consiste nel determinare la profondità di infissione nel terreno tale da soddisfare i requisiti di sicurezza strutturale delle parti in elevazione nei confronti delle azioni dinamiche indotte dal vento. Si ha stabilità quando il volume del terreno intorno alla base del palo è in grado di contrastare il momento di abbattimento generato dalle azioni del vento  $Q=(h+c/2)$  con  $h$  altezza fuori terra del palo e  $c$  profondità di infissione.

Definendo  $k$  = pressione sul terreno limite con valori tipici di circa 3,9 daN/cm<sup>2</sup> per ghiaie, sabbia asciutta compatta; 2,0 daN/cm<sup>2</sup> per terreno vegetale consistente e 1,0 daN/cm<sup>2</sup> per terreno di riporto e argilla umida sabbiosa, la verifica è soddisfatta quando

$$\sigma_c \leq k$$

Il valore di  $\sigma_c$  è calcolabile mediante la relazione

$$\sigma_c = \frac{\left(h + \frac{c}{2}\right)}{\pi \cdot \frac{D \cdot c^2}{48} \cdot 10^4} \leq k$$

Indicando con  $D$  il diametro del palo in prossimità del terreno.

Con la sopraripotata relazione empirica è possibile determinare la profondità di infissione minima che garantisce l'equilibrio del sistema. È rinviata alla fase di progettazione esecutiva l'effettivo dimensionamento in ragione delle sezioni definitive dei lampioni e delle relative caratteristiche meccaniche dei materiali.

Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

## 21 OPERE STRUTTURALI PER LA CONNESSIONE

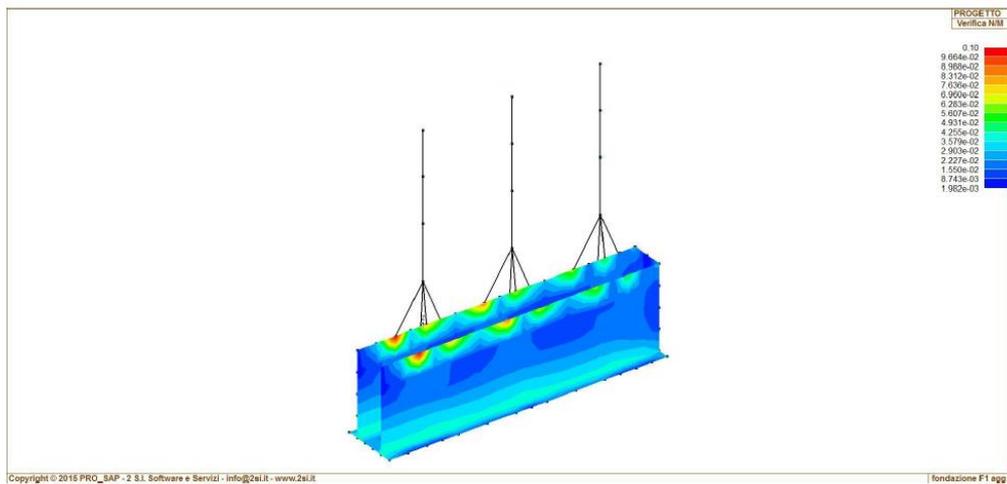
### 21.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifiche di resistenza degli elementi è condotta considerando le sollecitazioni di calcolo ed imponendo che le resistenze siano superiori alle azioni. Gli elementi sono verificati e/o progettati applicando la gerarchia delle resistenze in particolare la gerarchia flessione-taglio per la verifica/progetto dell'elemento e la gerarchia pilastro-trave per la determinazione delle resistenze del pilastro. Le verifiche sono condotte secondo i seguenti criteri di verifica validi sia per lo SLU che per lo SLD, i criteri di verifica sono una raccolta di parametri che vengono usati in fase di verifica secondo le esigenze strutturali, ognuno di essi contiene i dati per tutti gli elementi, è sottinteso che nella verifica di un elemento (es. trave) non sono presi in considerazione i dati relativi agli altri elementi (ad es. se si verifica una trave non sono presi in considerazione i dati relativi a pilastri e shell, così come se si esegue una verifica agli SLU non sono presi in considerazione i dati relativi agli SLE). Ognuno di essi è identificato da un nome a scelta dell'operatore, per cui nei tabulati di verifica il nome del criterio ne identifica i parametri usati. Riguardo alle verifiche agli SLU le resistenze sono determinate in base a quanto specificato dalla norma attraverso il modello plastico-incrudente o elastico-perfettamente plastico, la verifica consiste nel verificare che assegnate le sollecitazioni di verifica le deformazioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori a quelle ultime ciò equivale ad affermare che nello spazio tridimensionale  $N, My, Mz$  il punto rappresentativo delle sollecitazioni è interno al dominio di resistenza della sezione.

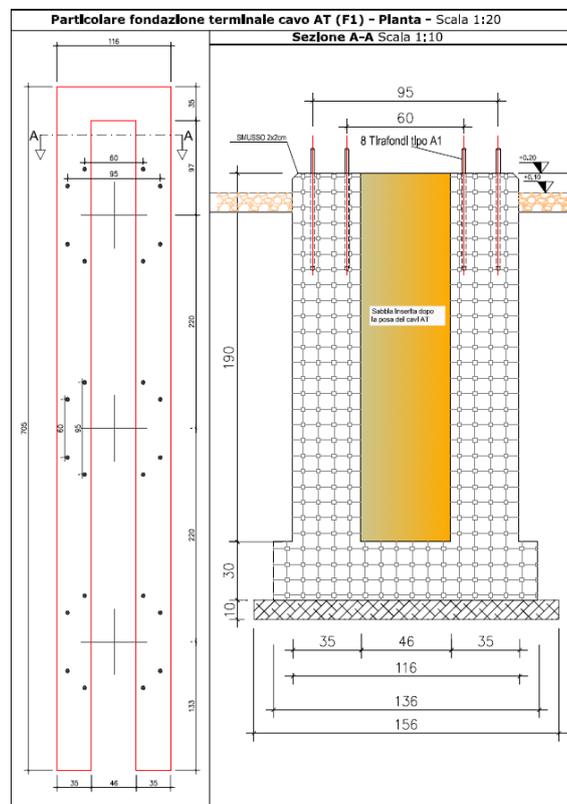
Le verifiche agli SLE riguardano le verifiche di:

- deformabilità degli impalcati con  $d \leq 0.005 \cdot h$
- fessurazione
- tensioni in esercizio

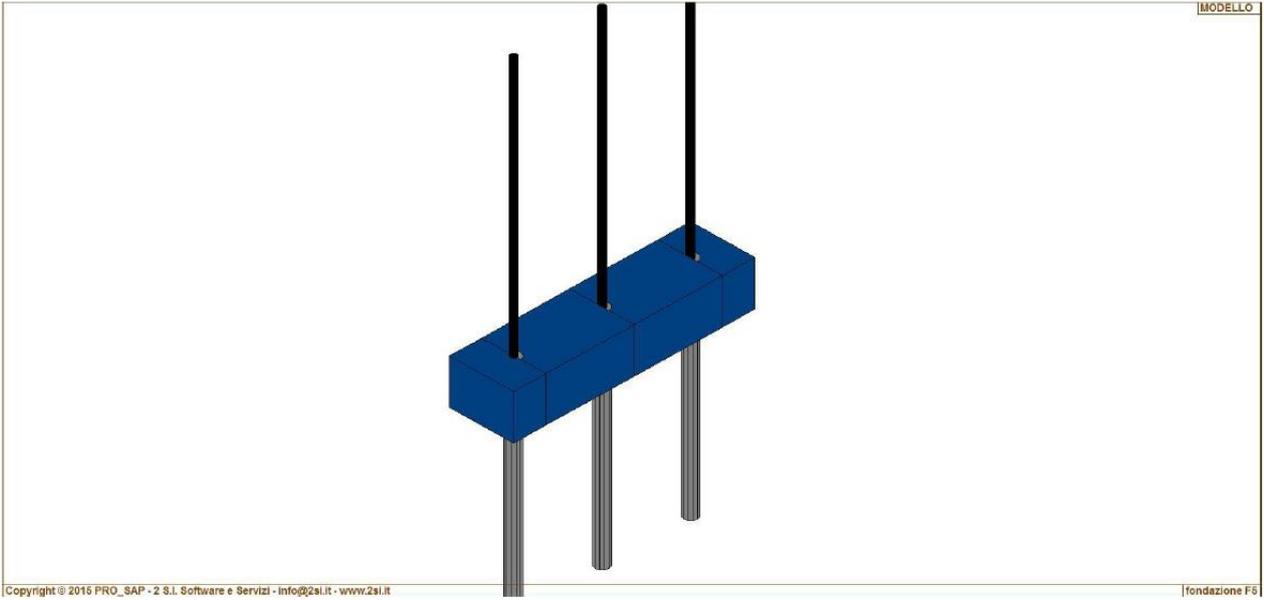
Si riportano di seguito alcuni esempi delle modellizzazioni eseguite per le fondazioni previste in progetto, con le dimensioni calcolate.



*Modellazione Fondazione Terminale Cavo in area SSE ed in area TERNA*

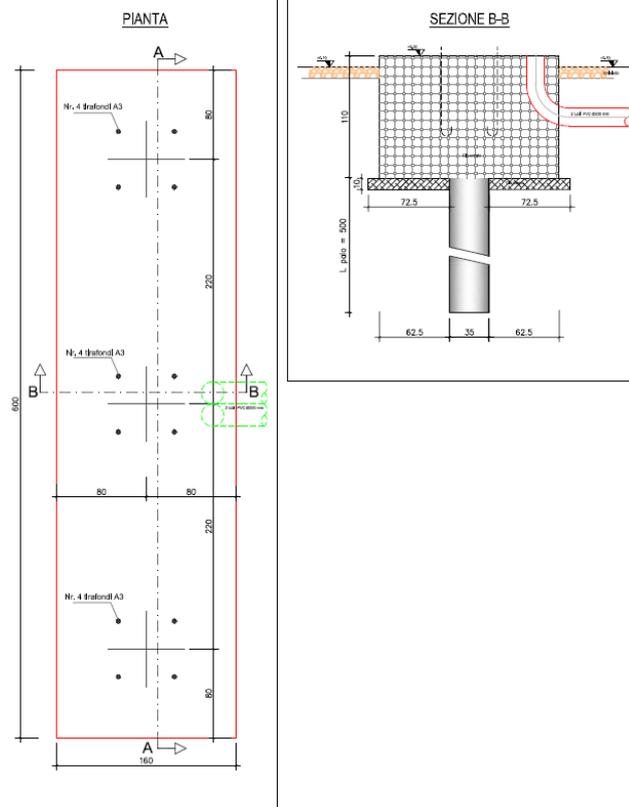


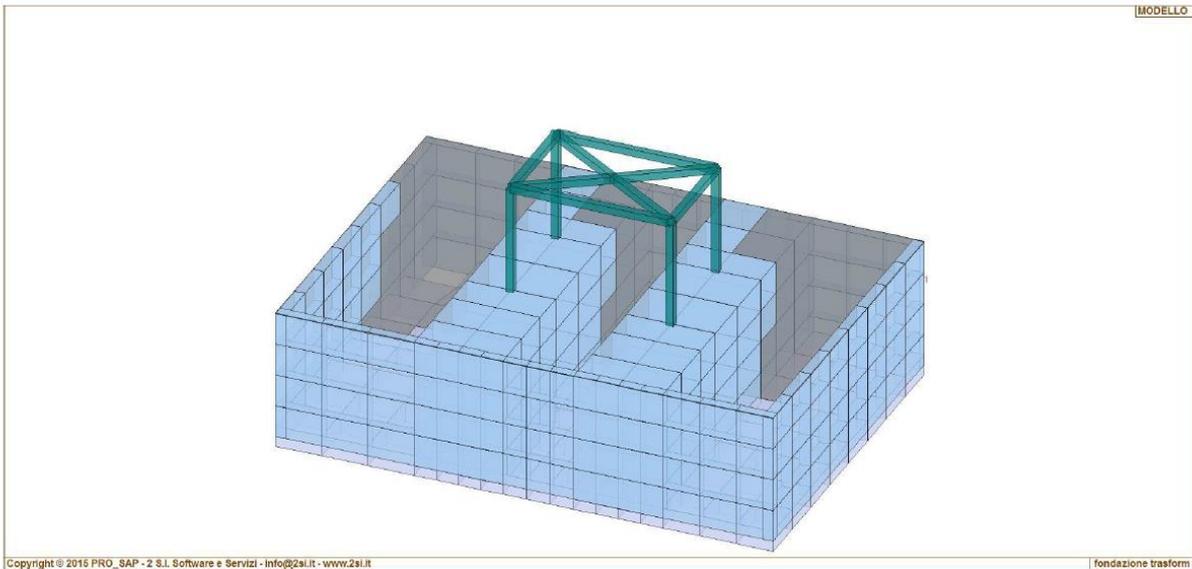
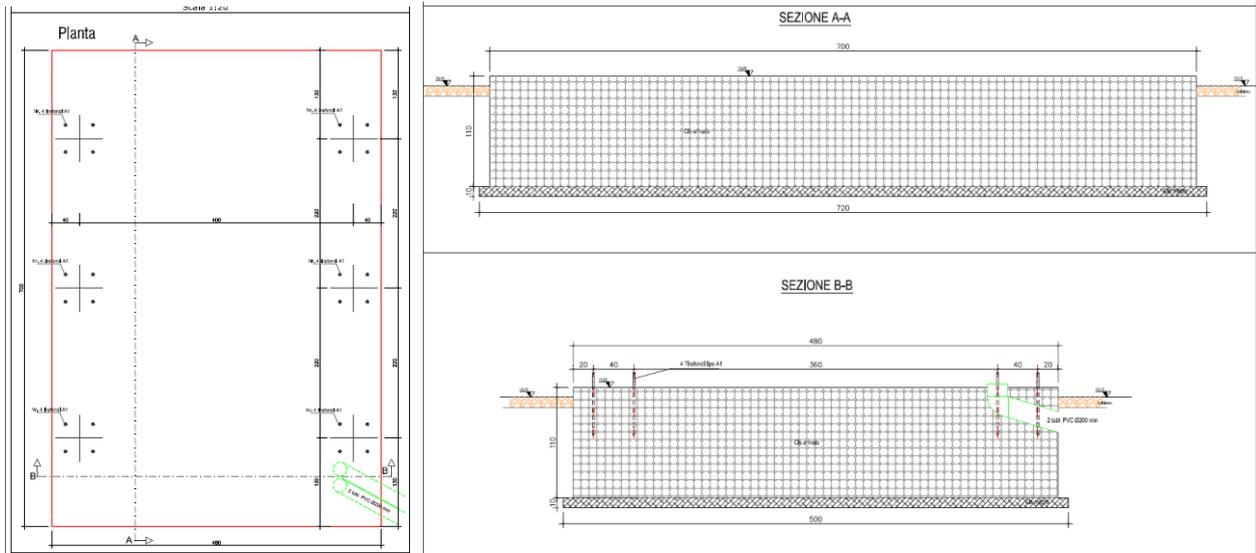




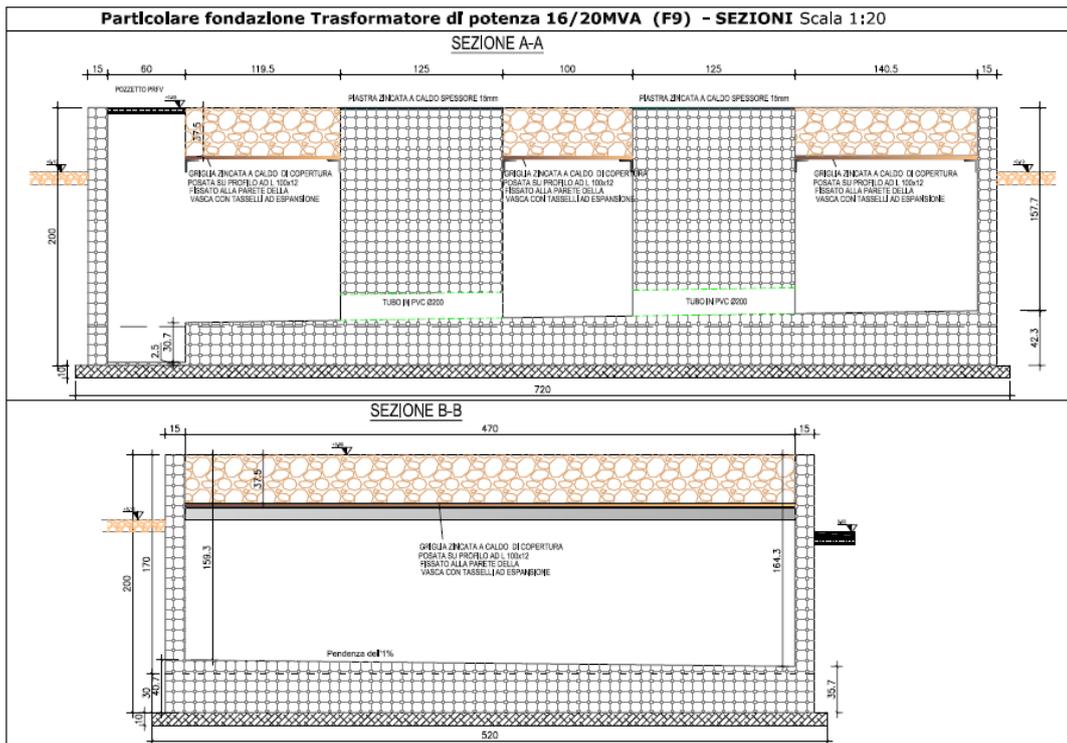
*Modellazione Fondazione Interruttore*

**Particolare fondazione Interruttore AT (F5) Scala 1:20**





*Modellazione Fondazione Vasca Trafo*



Si precisa che i disegni sopra riportati rappresentano strutture tipologiche delle apparecchiature elettromeccaniche, ottenute attraversamento un dimensionamento di massima, per la cui precisa determinazione si rimanda alla fase esecutiva, in base agli esiti della relazione geologica, in sede di deposito sismico.

## 22 CONCLUSIONI

Vista la natura dell'opera le azioni significative per il pre-dimensionamento delle strutture di sostegno degli inseguitori solari sono rappresentate dalla distribuzione dei carichi derivanti dalle azioni del vento. Altre azioni minori e certamente non dimensionanti, sono rappresentate dal peso proprio delle strutture, dal carico da neve e dalle azioni dinamiche indotte dalle sollecitazioni sismiche.

Le sollecitazioni derivanti da dette azioni risultano secondarie all'analisi strutturale rispetto alle azioni dinamiche indotte dal vento, visto soprattutto la trascurabile massa dei moduli che ricopre un ruolo determinante nelle verifiche statiche e dinamiche da sisma. Inoltre, vista la posizione dell'area di intervento i carichi da neve risultano marginali.

Per ciò che riguarda le restanti componenti minori quali container, cabinet, recinzioni, cancelli e pali di illuminazione, **trattandosi di elementi standard si rimanda alla fase di progettazione esecutiva per le specifiche verifiche della sicurezza strutturale essendo comunque valutata, in via preliminare, la compatibilità strutturale delle opere in progetto.**

Rinviamo alla progettazione esecutiva la verifica strutturale delle opere secondo i dettami delle NTC2018, considerando quindi l'analisi dei carichi rigorosa e la combinazione delle azioni sui vari elementi strutturali, dalle verifiche svolte è evidente la piena compatibilità dell'opera per come pre-dimensionata, sotto l'aspetto statico e dinamico.

Cerignola, Dicembre 2022



Il Tecnico  
dott. ing. Tommaso Monaco