



REGIONE
CAMPANIA



COMUNE DI
ARIANO IRPINO



PROVINCIA DI
AVELLINO

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di realizzazione di un parco agrovoltaico della potenza di 103 MW con annesso impianto di storage e delle relative opere connesse nel comune di Ariano Irpino (AV)

Titolo elaborato

PD_1_06_CS_Relazione preliminare sulle strutture

Codice elaborato

F0500AR06A

Scala

-

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione.

Progettazione



F4 ingegneria srl

Via Di Giura - Centro direzionale, 85100 Potenza
Tel: +39 0971 1944797 - Fax: +39 0971 55452
www.f4ingegneria.it - f4ingegneria@pec.it

Il Direttore Tecnico
(ing. Giorgio ZUCCARO)



Gruppo di lavoro

ing. Mauro MARELLA
ing. Marco LORUSSO
ing. Pierfrancesco ZIRPOLI
dott. for. Luigi ZUCCARO
ing. Luca FRESCURA
ing. Antonella NOLE'
ing. Denise TELESCA
arch. Gaia TELESCA
dott.ssa. Luciana TELESCA
ing. Cristina GUGLIELMI
ing. Manuela NARDOZZA
ing. Beniamino D'ERCOLE



Società certificata secondo le norme UNI-EN ISO 9001:2015 e UNI-EN ISO 14001:2015 per l'erogazione di servizi di ingegneria nei settori: civile, idraulica, acustica, energia, ambiente (settore IAF: 34).



EPF srl - Via Cesare Battisti, 116 83053 S. Andrea di Conza (AV)
Tel e Fax+39 0827 35687

Consulenze specialistiche

Committente

WEB PV ARIANO S.r.l

Via Leonardo Da Vinci 15, 39100 Bolzano

Presidente Consiglio di Amministrazione
KAINZ REINHARD

Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
Gennaio 2023	Prima emissione	BDE	PFZ	GZU

Relazione preliminare sulle strutture

Sommario

Relazione preliminare sulle strutture	2
1 Premessa	5
2 Normativa di riferimento	7
3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo	8
4 Terreno di fondazione	9
5 Analisi dei carichi	11
6 Valutazione dell'azione sismica	12
6.1 Verifiche di regolarità	12
6.2 Classe di duttilità	13
6.3 Spettri di progetto per SLU e SLD	13
6.4 Metodo di analisi	15
6.5 Valutazione degli spostamenti	16
6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica	16
6.7 Eccentricità accidentali	17
7 Azioni sulla struttura	18
7.1 Strato limite di salvaguardia della vita	18
7.2 Strato limite di danno	19
7.3 Strato limite di esercizio	20
7.4 Azione del vento	20
7.4.1 Applicazione delle forze sulla struttura	21
7.5 Azione della neve	21
8 Codice di calcolo impiegato	24

8.1	Modello di calcolo	24
9	Progetto e verifica degli elementi strutturali	26
9.1	Verifiche di resistenza	26
9.1.1	Verifiche di instabilità	27
9.1.2	Verifiche di deformabilità	27
10	Risultati delle verifiche strutturali	28
11	Azioni sulla struttura di fondazione	30
12	Verifiche geotecniche	33
12.1	Calcolo del carico limite verticale di fondazione	33
12.2	Calcolo del carico limite orizzontale di fondazione	38
12.3	Modello di calcolo	40

1 Premessa

Il presente progetto definitivo si riferisce alla realizzazione di un impianto di energia rinnovabile da fonte solare con relative opere di connessione nel comune di Ariano Irpino, in provincia di Avellino (AV).

Le opere in progetto sono proposte dalla società WEB PV ARIANO S.r.l. con sede in Via Leonardo Da Vinci 15, Bolzano (BZ).

Nello specifico, l'impianto sarà costituito da un totale di 182280 moduli fotovoltaici bifacciali organizzati in stringhe da 30 moduli e disposti in 7 campi, a loro volta divisi in sottocampi ciascuno collegato a una cabina MT/BT. L'impianto, caratterizzato da una potenza complessiva installata di 120,3 MW, sarà integrato con un impianto di accumulo, e l'immissione in rete dell'energia prodotta, per una potenza massima di 103MW, avverrà mediante elettrodotto interrato di circa 12km collegato in antenna, mediante condivisione dello stallo, alla sezione a 150kV di una futura Stazione Elettrica a 380 kV da collegare in entra-esce sulla linea 380kV "Benevento 2 – Foggia" localizzata nel Comune di Ariano Irpino (AV).

I pannelli fotovoltaici sono dotati di una struttura metallica fissa monopalo prefabbricata, con orientamento portrait, le cui caratteristiche principali sono riportate nel seguito:

- Numero di righe: 2;
- Numero di colonne: 15;
- Numero di moduli per stringa: 30.

Tali strutture saranno realizzate con acciaio zincato a caldo al fine di incrementare la protezione delle strutture dalla corrosione secondo la norma ISO 1461 (batch bath) o secondo la norma ISO 3575 (continuous bath). I bracci di supporto saranno realizzati con acciaio zincati a caldo secondo la norma ISO 1461 ovvero in Magnelis, un rivestimento in Zinco-Alluminio-Magnesio applicato sempre tramite bagno a caldo.

I pali di fondazione sono ancorati al terreno e immorsati con delle macchine battipalo.

Le fondazioni sono costituite, dunque, da pali in acciaio **scatolari 180x100x4.0mm** infissi di una quantità pari a **3.0 m** dal piano campagna.

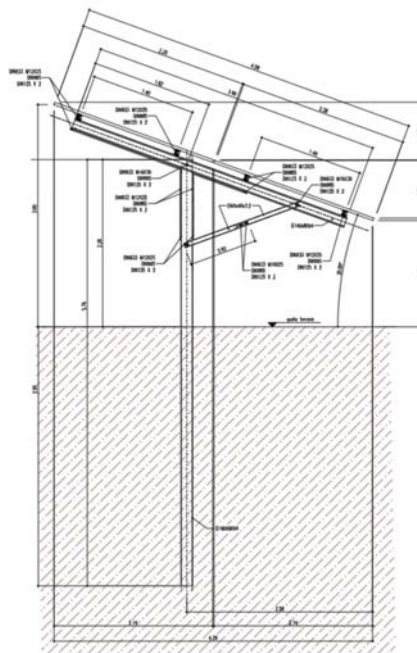


Figura 1: Dettaglio della struttura fissa dei pannelli

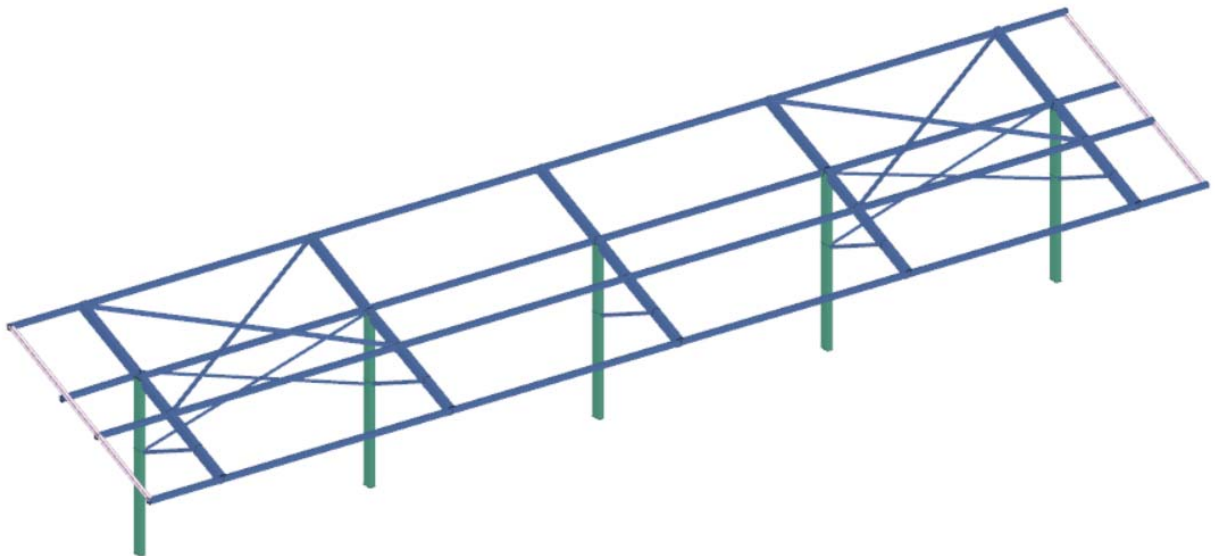


Figura 2: Vista assometrica della struttura di sostegno dei pannelli FV

2 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura di fondazione è stata condotta in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.)
"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- **Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"** - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **Eurocodice 3 - "Progettazione delle strutture in acciaio"** - EN 1993-1-1.

3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Caratteristiche acciaio																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} /	f _{tk,1} /	f _{yd,1} /	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}	
						f _{yk,2}	f _{tk,2}	f _{yd,2}							NCnt	Cnt
[N/m ³]																
[1/°C]																
[N/mm ²]																
[N/mm ²]																
[N/mm ²]																
[N/mm ²]																
S355 - (S355)																
001	78	0,000012	210 000	80 769	P	355,00	510	338,10	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
	500					335,00	470	319,05								
						255,00	410	242,86								

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- f_{yk,1}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{tk,2}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- f_{td}** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- γ_s** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
- γ_{M1}** Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
- γ_{M2}** Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
- γ_{M3,SLV}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
- γ_{M3,SLE}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
- γ_{M7}** Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
- f_{yk,1}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{yk,2}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- f_{yd,1}** Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{yd,2}** Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

4 Terreno di fondazione

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzate all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

L'analisi delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni ha permesso di definire il modello geologico tecnico del sottosuolo in esame, in particolare a ciascuna unità sono stati attribuiti i valori caratteristici dei parametri che meglio ne descrivono il comportamento globale.

Si ricorda che al di sopra della prima unità geotecnica è presente uno strato di terreno vegetale inadatto a scopi fondali dello spessore di 1.20 m al quale non sono stati assegnati parametri geotecnici.

Nella tabella di seguito sono riportati i valori geomeccanici delle unità geologiche per la valutazione delle verifiche geotecniche.

Tabella 1: Caratteristiche meccaniche del terreno (cfr. Relazione geologica)

<i>1 - Sabbie limose ghiaiose</i>		
Peso di volume (γ)	18	kN/m ³
Coesione drenata	80	kPa
Angolo di resistenza al taglio	15	°

<i>2 - Limi argilloso sabbiosi</i>		
Peso di volume (γ)	20	kN/m ³
Coesione drenata	25	kPa
Angolo di resistenza al taglio	19	°

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

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

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

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

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS,30), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

- K1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato b = 30 cm;
- c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315):

$$c = \left[\frac{(B+b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

b = 0,30 m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle sollecitazioni è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei cedimenti la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

5 Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del D.M. 2018. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

Le analisi effettuate sono di seguito riportate:

Tabella 2: Analisi dei carichi agenti sulla fondazione

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve [N/m ²]
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	PANNELLI	Coperture speciali	Il pannello pesa 37.9 kg quindi 379 N l'area del pannello è= 3.10 mq quindi 379/3.1	122		0		0	2083
002	S	PANNELLI	Coperture speciali	-	2 150	-	1 200	-	4 000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018. particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.171393	15.170904	691

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

• REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	NO

• REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e Δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

in pianta NON REGOLARE	in altezza REGOLARE
----------------------------------	-------------------------------

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili. D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non-dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Media).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **nessuna "NON Dissipativa"**. Nella valutazione della domanda per strutture a comportamento **NON Dissipativo** tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità del materiale, attraverso un modello elastico.

6.3 Spettri di progetto per SLU e SLD

La struttura è stata progettata per una Vita Nominale pari a 50 e per Classe d'Uso pari a 2.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria B, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T^*c [s]	C_c	T_b [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0569	2.377	0.290	1.41	0.136	0.409	1.827	1.20
SLD	0.0746	2.363	0.320	1.38	0.147	0.442	1.898	1.20
SLV	0.2282	2.453	0.376	1.34	0.168	0.503	2.513	1.18
SLC	0.3238	2.355	0.424	1.31	0.185	0.554	2.895	1.10

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica (ST) pari a 1.00.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_X) per sisma orizzontale in direzione X:**1.00**;

Fattore di Comportamento (q_Y) per sisma orizzontale in direzione Y:**1.00**;

Fattore di Comportamento (q_Z) per sisma verticale:**1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_X) per sisma orizzontale in direzione X:**1.500** ;

Fattore di Comportamento (q_Y) per sisma orizzontale in direzione Y:**1.500** ;

Fattore di Comportamento (q_Z) per sisma verticale:**1.00** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento per il sisma orizzontale:

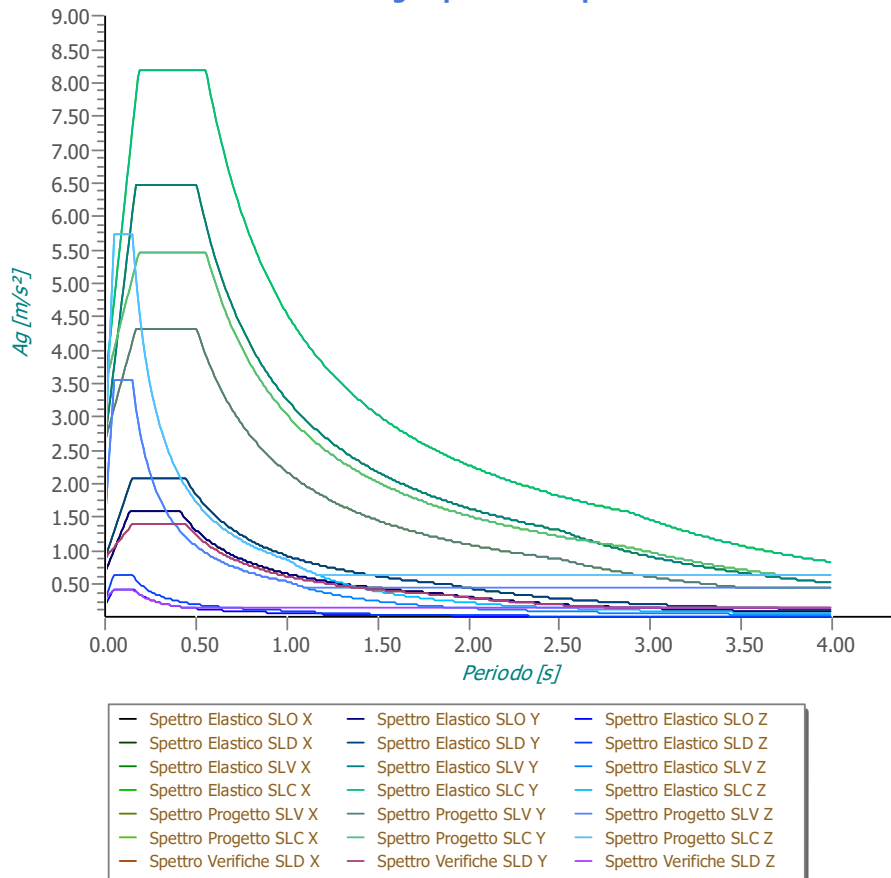
	Dir. X	Dir. Y
Tipologia (§7.5.2.2 D.M. 2018)	A telaio	A telaio
Tipologia strutturale	-	-
α_u/α_1	1	1
q_o	4.000	4.000
k_R	-	-

Per strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II), secondo la relazione (7.3.2) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$1 \leq q_{ND} = (2/3) \cdot q_{o,CD"B"} \leq 1,5$$

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



6.4 Metodo di analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (30) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.3
salvaguardia della vita	Y	99.2
salvaguardia della vita	Z	100.0
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati;

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti dE della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori dE_e ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$dE = \pm \mu_d \cdot dE_e$$

dove

$$\mu_d = q \text{ se } T_1 \geq T_C;$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \text{ se } T_1 < T_C.$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

7 Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.). I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

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.

7.1 Strato limite di salvaguardia della vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q : azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} : rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$: coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} : sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **132 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- E: rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 : rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P: rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	Ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

7.2 Stato limite di danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E: rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 : rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P: rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Strato limite di esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- Ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- Ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- Ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti Ψ_{0i} , Ψ_{1i} , Ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

7.4 Azione del vento

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

Per il caso in esame:

VENTO - CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

Z	q _b	C _e	C _p	C _d	Vento - calcolo pressione del vento			
					p	Scz	C _f	p _f
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0,00	-	-	-	-	1 014	-	-	-
3,00	-	-	-	-	1 014	-	-	-

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
- q_b** Pressione cinetica di riferimento.
- C_e** Coefficiente di esposizione;
- C_p** Coefficiente di forma/aerodinamico.
(*) Valorizzato al momento del calcolo della pressione agente sul singolo elemento strutturale ed è funzione della posizione dello stesso (sopravento/sottovento);
- C_d** Coefficiente dinamico;
- p** Pressione normale (senza il contributo di C_p);
- Scz** Scabrezza della superficie (liscia, scabra, molto scabra);
- C_f** Coefficiente d'attrito;
- p_f** Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

7.4.1 Applicazione delle forze sulla struttura

Per ogni superficie esposta all'azione del vento si individua la posizione del baricentro e in corrispondenza di esso, dal diagramma delle pressioni dell'edificio, si ricava la pressione per unità di superficie.

Per gli elementi strutturali la pressione è trasformata in:

- forze lineari per i beam (pilastri e travi);
- forze nodali per le shell (pareti, muri e solette).

Per gli elementi non strutturali (tamponature, solai e balconi) la forza totale (pressione nel baricentro x superficie) viene divisa per il perimetro in modo da ottenere una forza per unità di lunghezza che viene applicata sugli elementi strutturali confinanti.

7.5 Azione della neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

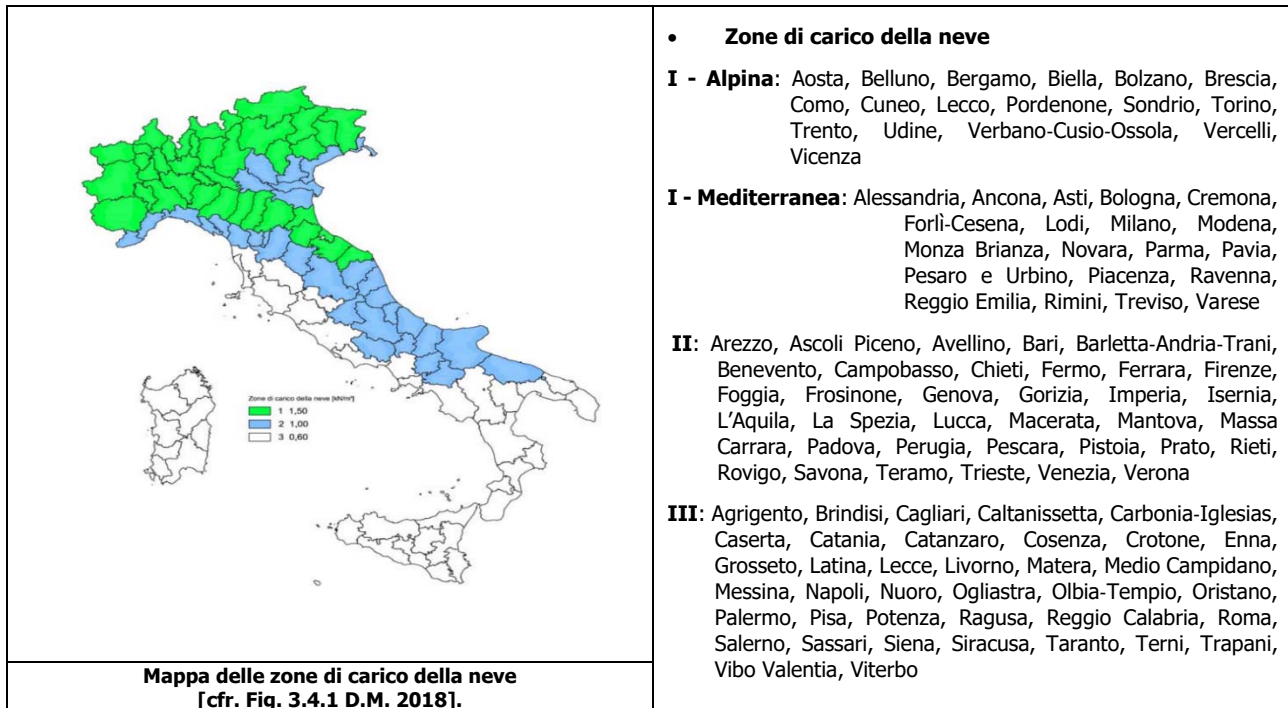
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Tabella 3: Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	a _s ≤ 200 m	a _s > 200 m
I – Alpina	q _{sk} = 1,50 kN/m ²	q _{sk} = 1,39 [1+(a _s /728) ²] kN/m ²
I – Mediterranea	q _{sk} = 1,50 kN/m ²	q _{sk} = 1,35 [1+(a _s /602) ²] kN/m ²
II	q _{sk} = 1,00 kN/m ²	q _{sk} = 0,85 [1+(a _s /481) ²] kN/m ²
III	q _{sk} = 0,60 kN/m ²	q _{sk} = 0,51 [1+(a _s /481) ²] kN/m ²



– μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

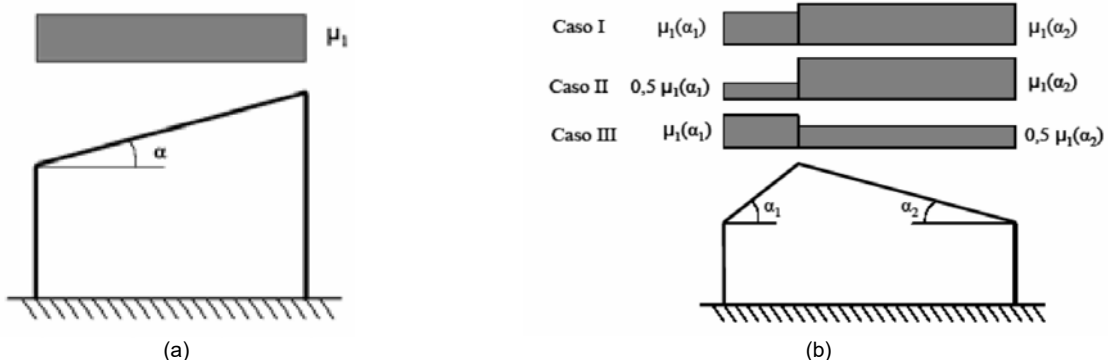
Tabella 4: Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

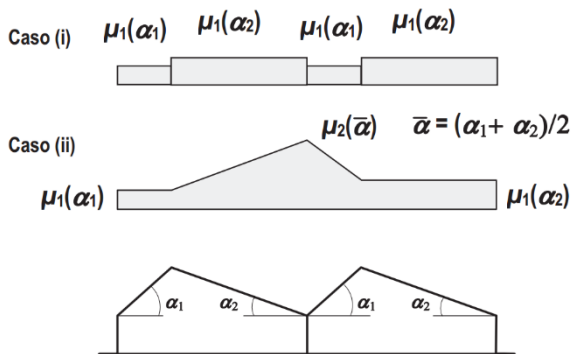
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Tabella 5: Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

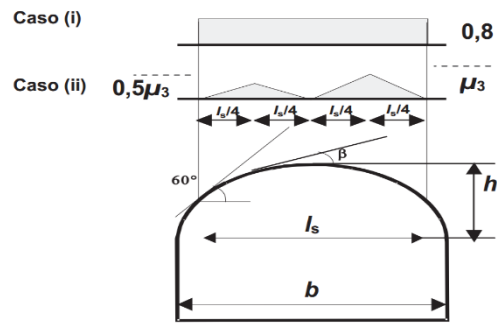
Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.





(c)



(d)

Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Tabella 6: Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

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

8 Codice di calcolo impiegato

Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM 2(c)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	13060023
Intestatario Licenza	F4 INGEGNERIA s.r.l.
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

8.1 Modello di calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi:

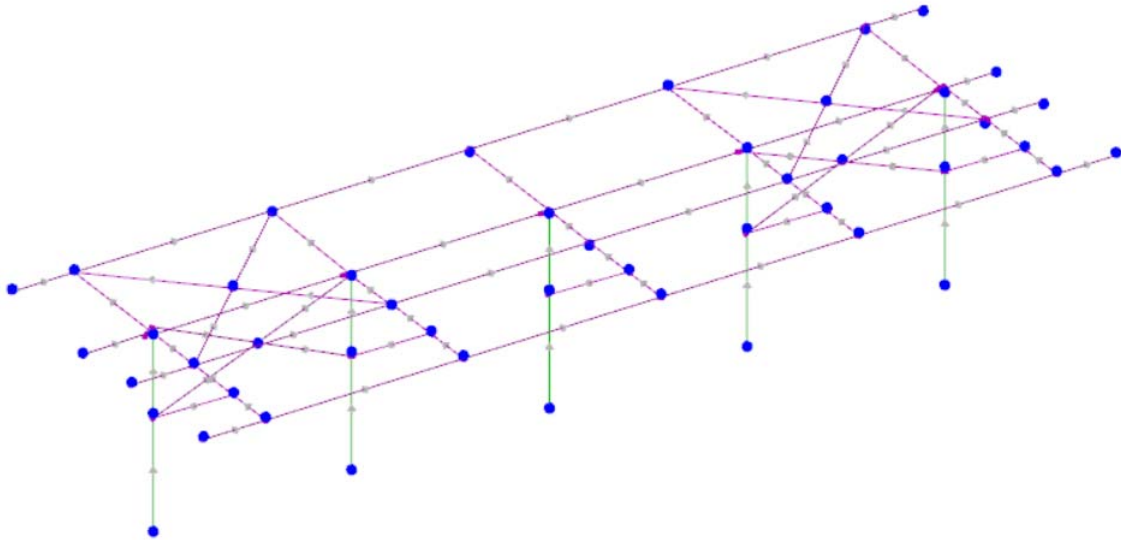


Figura 3: Modello strutturale

9 Progetto e verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

9.1 Verifiche di resistenza

Per quanto concerne la verifica degli elementi in acciaio, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi. Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi §4.2.3.2 del D.M. 2018).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.2.4.1.2 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

9.1.1 Verifiche di instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

9.1.2 Verifiche di deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

10 Risultati delle verifiche strutturali

Si riportano, di seguito, alcune figure allo scopo di riassumere i risultati delle verifiche sulla struttura.

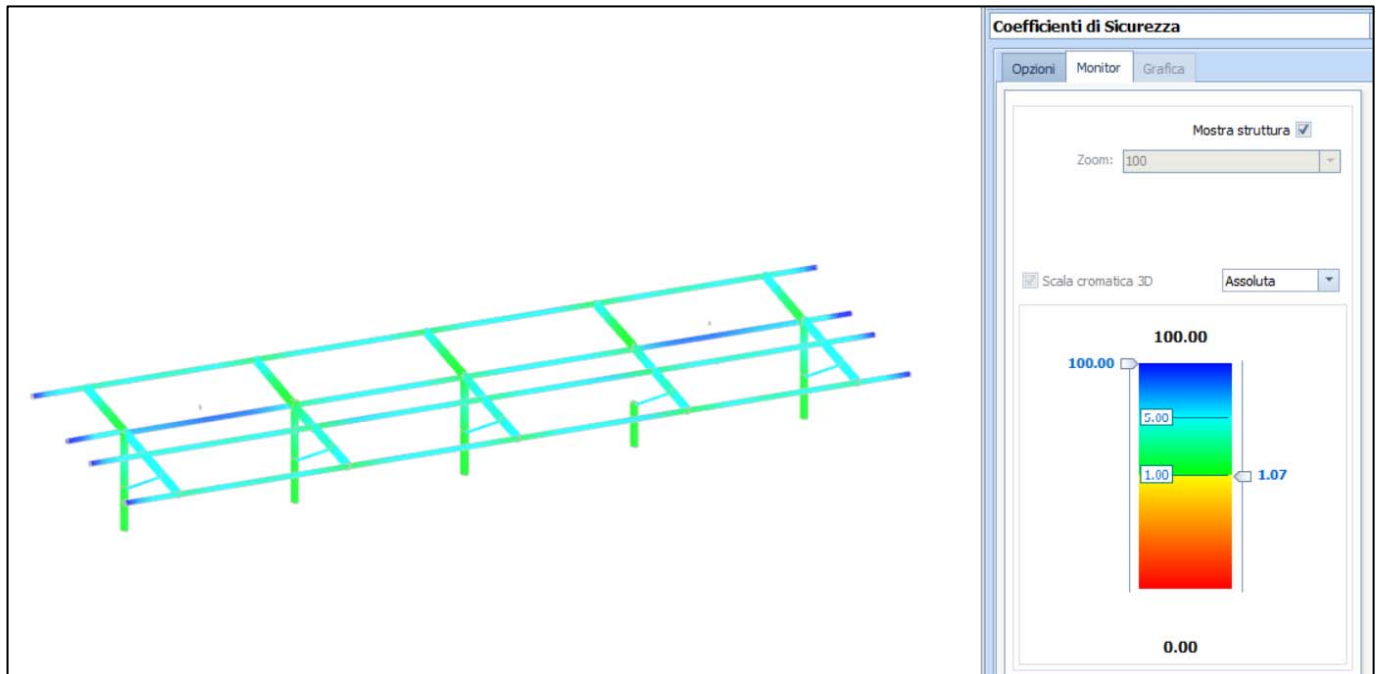


Figura 4: Verifica a flessione delle aste (coefficiente di sicurezza)

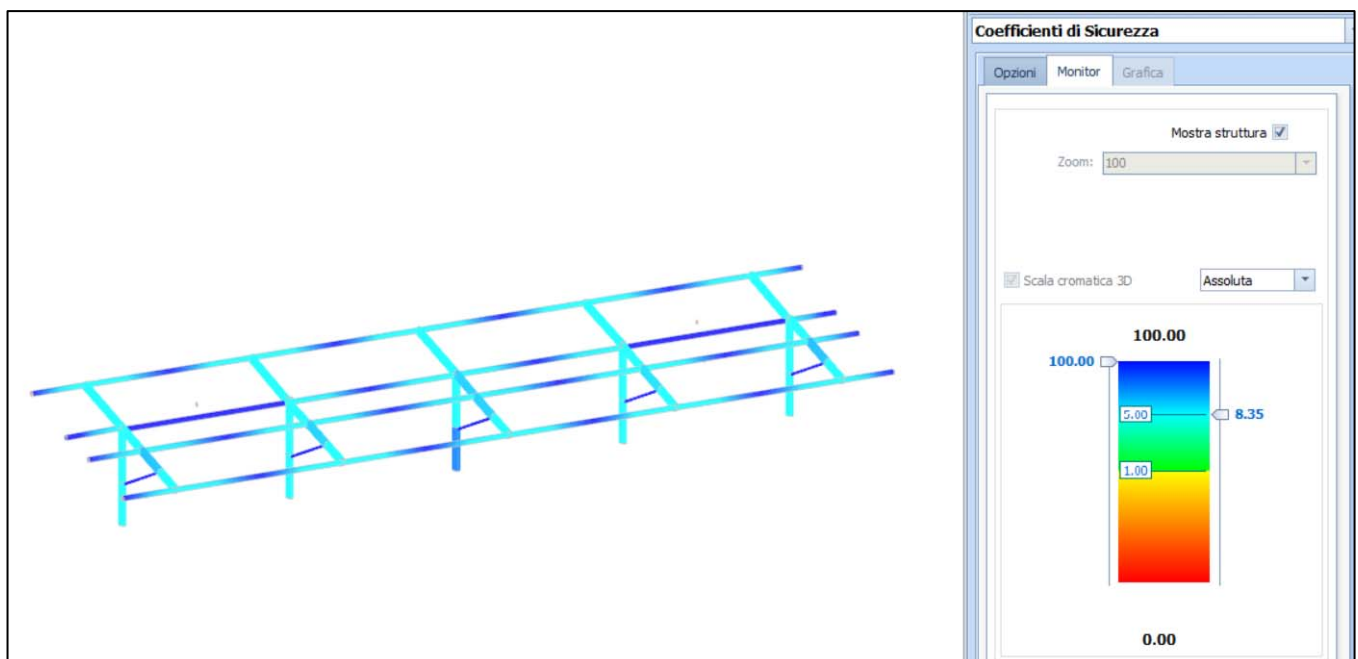


Figura 5: Verifica a taglio delle aste (coefficiente di sicurezza)

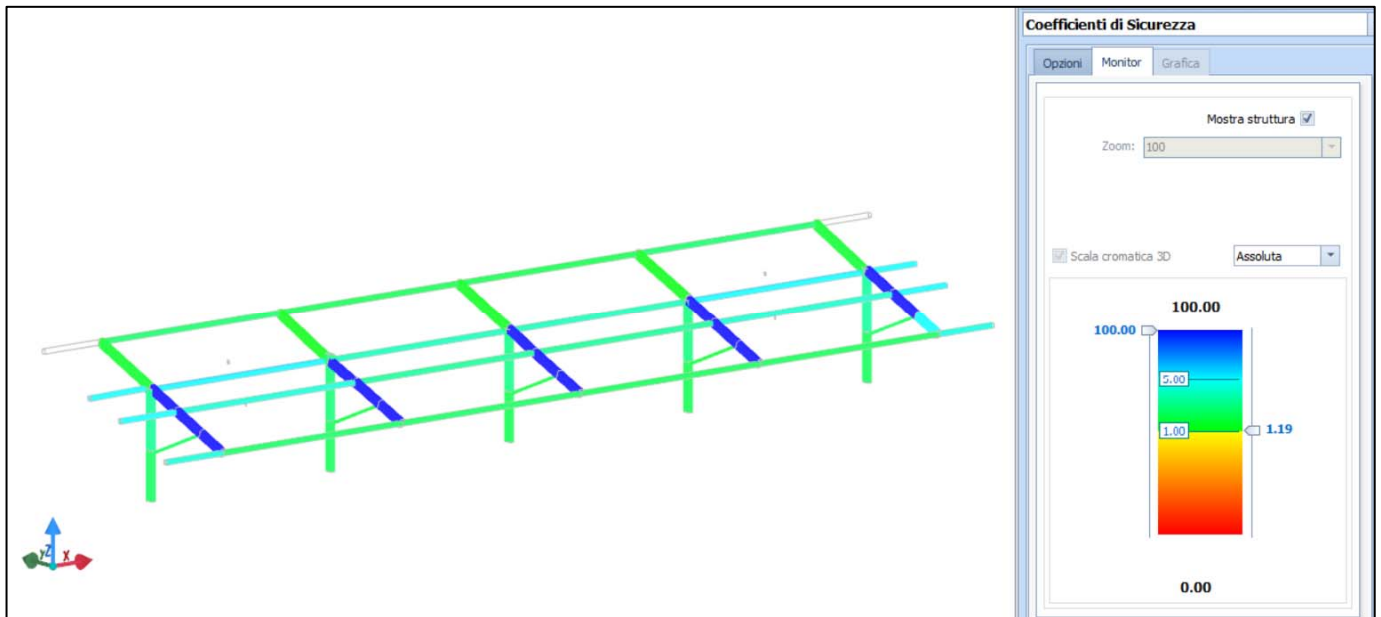


Figura 6: Verifica a instabilità delle aste (coefficiente di sicurezza)

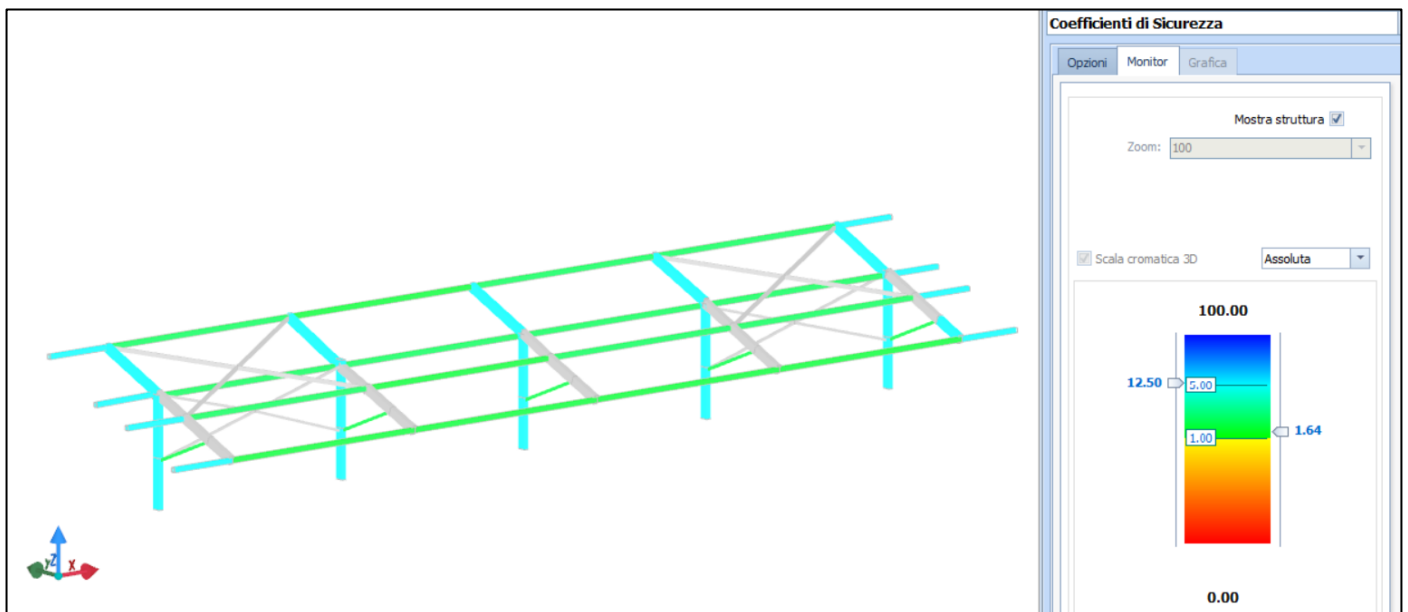


Figura 7: Verifica a snellezza delle aste (coefficiente di sicurezza)

Come si evince dalle figure precedenti i coefficienti di sicurezza delle verifiche effettuate sono superiori a 1 pertanto **tali verifiche sono tutte soddisfatte.**

11 Azioni sulla struttura di fondazione

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 7: Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

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

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 8: Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

I valori di resistenza del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 pali infissi definiti nella Tab. 6.4.II del D.M. 2018

Tabella 9: Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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

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

Per il dimensionamento dell'infissione dei pali si riportano di seguito i massimi scarichi in fondazione derivanti dall'analisi strutturale per ciascun sostegno dei pannelli:

Tabella 10: scarichi in fondazione

Pilastro	%L _{L1}	N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed,3}	M _{Ed,2}
	[%]	[N]	[N]	[N·m]	[N·m]
Pilastro Acciaio 1	0%	53 556	-725 -3 495	20 819	-521
	50,0%	53 448	-725 -3 495	19 106	-165
	100,0%	53 339	-725 -3 495	17 392	189
Pilastro Acciaio 1	0%	43 668	-1 258 -26 853	15 599	84
	50,0%	40 720	-1 436 -24 922	-5 838	976
	100,0%	40 588	-1 436 -24 922	-20 747	1 836
Pilastro Acciaio 2	0%	70 883	730 -290	19 749	190
	50,0%	70 775	730 -290	19 607	-167
	100,0%	70 666	730 -290	19 466	-526
Pilastro Acciaio 2	0%	57 261	-1 676 -30 504	17 209	-358
	50,0%	53 234	-922 -28 983	-7 943	267
	100%	53 093	-922 -28 983	-26 558	860
Pilastro Acciaio 3	0%	65 625	20 -2 497	21 916	-18
	50,0%	65 517	20 -2 497	20 692	-28
	100,0%	65 408	20 -2 497	19 468	-37
Pilastro Acciaio 3	0%	53 428	25 -31 166	17 343	-37
	50,0%	49 642	15 -30 701	-7 191	-40
	100%	49 509	15 -30 701	-25 609	-48
Pilastro Acciaio 4	0%	71 211	-807 -149	20 263	-276
	50,0%	71 103	-807 -149	20 189	118
	100,0%	71 048	-808 -119	20 116	514
Pilastro Acciaio 4	0%	56 882	1 658 -32 141	17 755	342
	50,0%	52 821	954 -32 242	-7 173	-194
	100%	52 688	954 -32 242	-26 512	-765
Pilastro Acciaio 5	0%	52 516	789 -3 561	21 676	511
	50,0%	52 408	789 -3 561	19 930	124
	100,0%	52 342	789 -3 542	18 186	-262
Pilastro Acciaio 5	0%	42 735	1 190 -26 621	16 386	-277
	50,0%	39 909	1 131 -25 959	-4 807	-1 096
	100%	39 772	1 131	-20 938	-1 800

I valori di progetto delle sollecitazioni sono evidenziate in rosso e saranno utilizzati nella seguente verifica geotecnica.

12 Verifiche geotecniche

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio di profilo scatolare 180x100x4.0.

L'avanzamento nel terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo. In accordo con le NTC2018, le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3); sono state considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica (tabella 1).

L'analisi geotecnica è stata effettuata con l'ausilio del software MP della GEOSTRU SOFTWARE.

12.1 Calcolo del carico limite verticale di fondazione

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10$$

nei pali infissi

$$\phi' = \phi - 3^\circ$$

nei pali trivellati

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con f il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al di sopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

- γ peso unità di volume del terreno;
- L lunghezza del palo;
- N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidità ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidità I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_V può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi=0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

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

Per valori $L/D > 1$:

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

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

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

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

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

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

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ perqualsiasik}$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

- A_l = superficie laterale del palo;
- f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con
- c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- σ = pressione verticale efficace del terreno;
- K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2\phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel $\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$

Meyerhof – Murdock (1963) $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5 \text{ t/m}^2$

Whitaker – Cooke (1966) $a = 0.9$ per $c < 2.5 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.9$ per $c > 7.5 \text{ t/m}^2$

Woodward (1961) $a = 0.9$ per $c < 4 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.6$ per $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.5$ per $8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$
 $a = 0.20$ per $c > 20 \text{ t/m}^2$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

12.2 Calcolo del carico limite orizzontale di fondazione

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}\mathbf{T}\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}\mathbf{T}\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SAT** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}\mathbf{T})^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A SAT** è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \ln^{-1}(Z/B)$$

nella quale **Z** è la profondità e **B** è il diametro del palo.

I valori di A_s e B_{sZn} sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(cN_c + 0.5gB_{Ng})$$

$$B_{sZn} = C(gN_qZ_1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, Nikolaou et al.2001, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

12.3 Modello di calcolo

Si riportano, di seguito, le caratteristiche geometriche del palo di fondazione:

- diametro palo = 0.18m
- lunghezza palo = 3.00m

I carichi di progetto gravanti in testa al palo a seguito dell'analisi strutturale sono di seguito elencati:

- Momento max $ME_d = 27 \text{ kNm}$
- Carico verticale max $N_{Ed} = 71 \text{ KN}$
- Taglio max $V_{Ed} = -32 \text{ KN}$

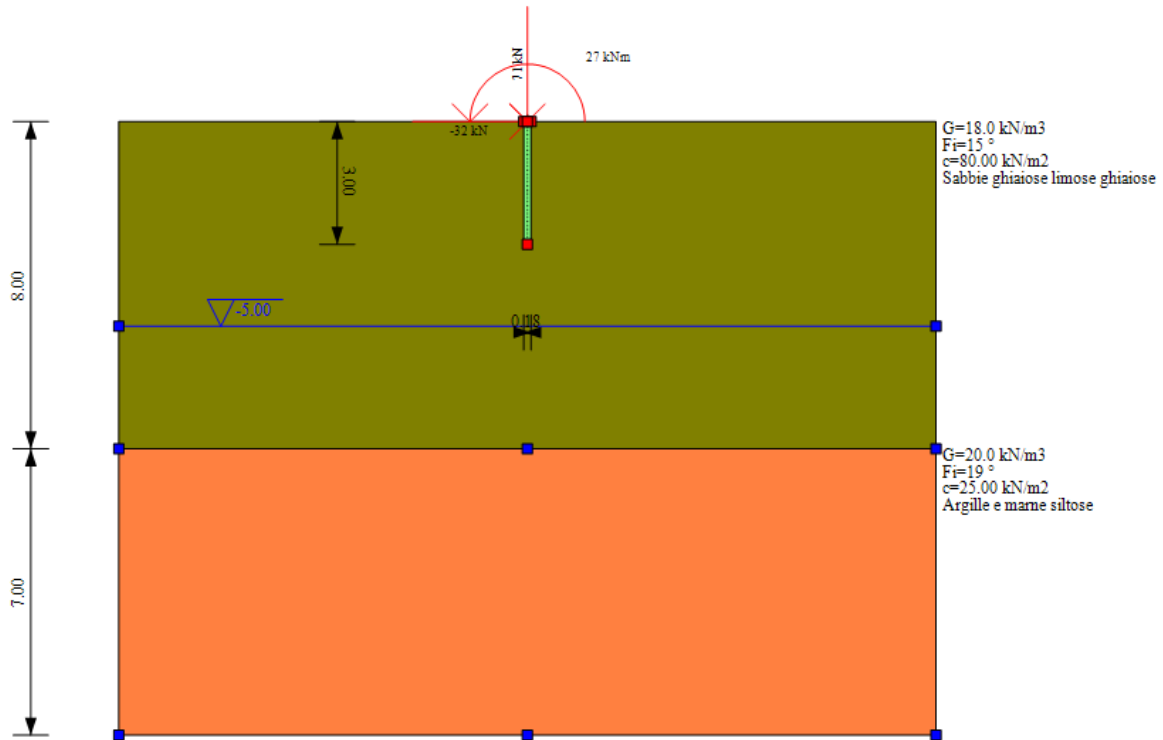


Figura 8: Modello di calcolo pali di fondazione

SISMA

Accelerazione sismica	0.268
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.0751
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.0375

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	8.00	18.00	18.00	80.00	15.00	No	0.00	1.47	0	Sabbie ghiaiose limose ghiaiose
2	7.00	20.00	20.00	25.00	19.00	No	0.00	3.92	0	Argille e marne siltose

Lavori di realizzazione di un parco agrovoltaico della potenza di 103 MW con annesso impianto di storage e delle relative opere connesse nel comune di Ariano Irpino (AV)

PD_1_06_CS_Relazione preliminare sulle strutture**Carico limite**

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	3.18	6.08	19.75/80.00	0.49	1.42	130.37	131.30	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3
 Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.40
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.21

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	1.42	1.42	1.42
Laterale	130.37	130.37	130.37
Totale=Base+Laterale-Peso palo	131.30	131.30	131.30

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1.15
 Laterale 1.15
 Resistenza di progetto base 0.88 kN
 Resistenza di progetto laterale 80.97 kN
 Resistenza di progetto 81.37 kN
 Azioni di progetto 71.00 kN
 Fattore sicurezza verticale **1.15**

Il coefficiente di sicurezza è superiore a 1 pertanto le verifiche geotecniche risultano soddisfatte.