



MARZO 2026

**OX2 ITALY SPV 2 S.r.l.**

**IMPIANTO AGRIVOLTAICO COLLEGATO ALLA RTN**

**POTENZA NOMINALE 167,06 MW**

**COMUNE DI CONSELICE (RA)**

**Montana**

**ELABORATO R35**

**RELAZIONE DI CALCOLO  
PRELIMINARE STRUTTURE TRACKER**

**Progettista**

Corrado Pluchino / Ord. Ing. Milano A27174

**Coordinamento**

Carlotta Di Mari / Ord. Ing. Siracusa A2445

**Codice elaborato**

*3342\_6955\_CNS\_R35\_Rev0\_Relazione di calcolo preliminare  
strutture tracker*

**Montana S.p.A.**

Via Angelo Carlo Fumagalli 6, 20143 Milano

Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

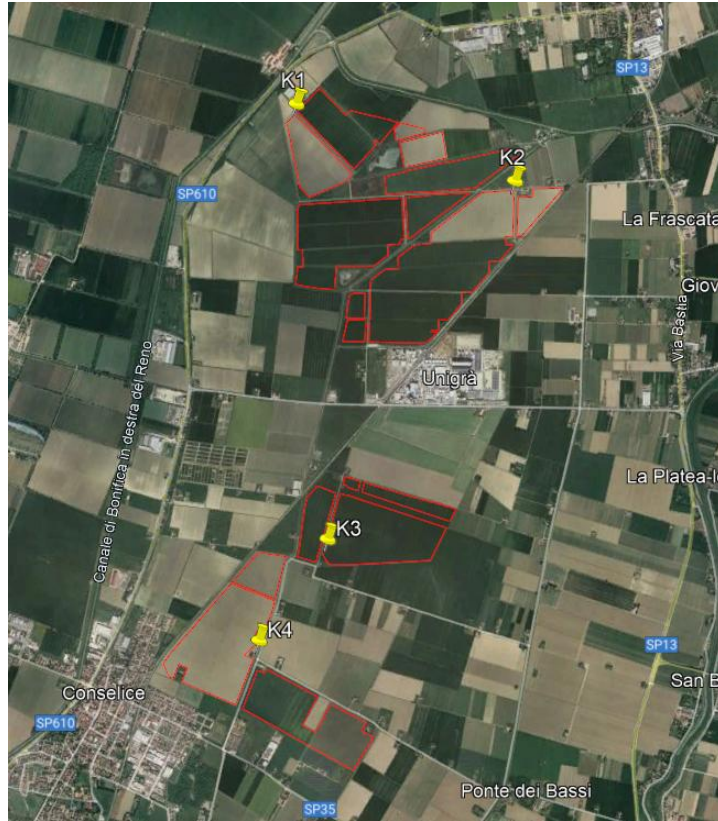
Milano (Sede Certificata ISO) | Brescia | Palermo | Cagliari | Roma | Siracusa

C. F. e P. IVA 10414270156

Cap. Soc. 600.000,00 €

[www.montanambiente.com](http://www.montanambiente.com)

**RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA DELLE OPERE STRUTTURALI**



**PROGETTO: REALIZZAZIONE IMPIANTO AGRI-FOTOVOLTAICO AVANZATO  
CONSELICE (RA)**

**COMMITTENTE: OX2 ITALY SPV 2 S.R.L. - Via Fabio Filzi 7, 20124 Milano (MI)**

**LUOGO DI INSTALLAZIONE: CONSELICE (RA)**


02	31/03/2026	REVISIONE 02			
01	25/03/2026	REVISIONE 01	M.V.	M.V.	E.M.
00	07/03/2026	RELAZIONE ILLUSTRATIVA			
REV.N°	DATE	DESCRIPTION	ISSUED BY	CONTROLLED BY	APPROVED BY

**Ing. Marco Visconti**

Via Buoso Da Dovara 52D - 26100 Cremona (CR)

Tel. +39 3386439498

P.IVA: **01850420199** - SDI/COD. UNIVOCO: **SUBM70N**


	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Sommario

<b>1. <i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i></b>	<b>3</b>
<b>2. <i>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</i></b>	<b>4</b>
<b>3. <i>DESCRIZIONE DELLE OPERE</i></b>	<b>6</b>
<b>4. <i>ANALISI DEI CARICHI E CARATTERIZZAZIONE SISMICA</i></b>	<b>13</b>
<b>5. <i>COMBINAZIONI DI CARICO CON CARICHI GRAVITAZIONALI, NEVE E VENTO</i></b>	<b>25</b>
<b>6. <i>METODO DI CALCOLO</i></b>	<b>28</b>
<b>7. <i>ANALISI PRELIMINARI PALI DI FONDAZIONE</i></b>	<b>55</b>

**N.B. IN TALE ELABORATO SI ILLUSTRANO TUTTE LE OPERE STRUTTURALI IN CARPENTERIA METALLICA A SUPPORTO DEI PANNELLI FV**

**TUTTE LE VALUTAZIONI CONTENUTE SUL PRESENTE ELABORATO SONO DA RITENERSI PRELIMINARI; TUTTE LE ANALISI VERRANNO ESEGUITE A SEGUITO DELLE INTEGRAZIONI SULLE INDAGINI GEOTECNICHE E DELLE PROVE IN SITO SU PALI**

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi sono svolte in conformità alla normativa vigente, con particolare riferimento :

- Legge 5.11.1971 n° 1086 – “Norme tecniche per il calcolo , l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Legge n° 64 del 2.2.1974 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- O.P.C.M. 20/03/2003 n°3274 - “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, e successive modifiche e integrazioni;
- D.M. INFRASTRUTTURE 14/01/2008 - “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per l’esecuzione delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. INFRASTRUTTURE 17/01/2018 - “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- CIRCOLARE 21/01/2019 N. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per l’esecuzione delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Come riferimento tecnico è stato utilizzato:

- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio (UNI ENV 1993-1-1:1994) e successive versioni (A1 Dicembre 1994 – A2 Ottobre1998).
- DGR 596/2020, “Linee di indirizzo e procedure sulle funzioni in materia sismica” – Regione Umbria
- Circolare Regione Umbria - campi Fotovoltaici prot 225128\_18-11-2025


Le strutture e il materiale devono soddisfare i requisiti di prestazioni e l’esecuzione secondo le seguenti regole :

- UNI EN 1090-1: 2012 - Requisiti per la valutazione della conformità dei componenti strutturali
- UNI EN 1090-2 : 2011 - Requisiti tecnici per strutture in acciaio

### Letteratura di riferimento

In aggiunta alla normativa considerata, si elenca la letteratura scientifica utilizzata per le verifiche non espressamente contemplate nelle norme:

- “Teoria e pratica delle strutture in acciaio” – Vincenzo Nunziata – Dario Flaccovio Editore
- “Guida all’Eurocodice 3” – Leroy Gardner, David A.Nethercot – EPC Editore
- NTC 2018

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### CARPENTERIA METALLICA (STRUTTURE A SUPPORTO FOTOVOLTAICO):

Per la realizzazione delle strutture metalliche si dovranno impiegare acciai conformi alla norma armonizzate della serie UNI EN 1090, recanti la marcatura CE.

In particolare per l'opera in oggetto verranno impiegati acciai S355JR - S420JR - S350GD

In sede di progettazione si assumono i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210000\text{N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1+\nu)] \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
coefficiente di espansione termica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Per gli acciai indicati nel progetto valgono i valori di snervamento e di rottura indicati nella Tab. 11.3.IX del §.11.3.4.1 NTC2008, di cui si riporta il valore per facilità di lettura:

#### Profilati, lamiera:

Tipo di acciaio: S355 JR

Valori caratteristici

Tensione nominale di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 355 \text{ MPa}$
Tensione nominale di rottura	$f_{uk}$	$\geq 510 \text{ MPa}$

#### Profilati, lamiera:

Tipo di acciaio: S420 JR

Valori caratteristici


Tensione nominale di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 420 \text{ MPa}$
Tensione nominale di rottura	$f_{uk}$	$\geq 520 \text{ MPa}$

#### Profilati, lamiera:

Tipo di acciaio: S350 GD

Valori caratteristici

Tensione nominale di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 350 \text{ MPa}$
Tensione nominale di rottura	$f_{uk}$	$\geq 420 \text{ MPa}$

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

### Valori di calcolo

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$

dove:

$\gamma_M = 1.05$  sia per verifiche di resistenza, sia per verifiche di stabilità di piastre e profili.

### Controlli sui prodotti:

I controlli sui prodotti laminati devono essere svolti secondo quanto indicato al § 11.3.4.10 del D.M. 2018, in particolare i controlli in cantiere, demandati al Direttore Lavori, sono obbligatori e devono essere svolti analogamente a quanto indicato per gli acciai da cemento armato, effettuando un prelievo di almeno tre saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30t.

### Bulloni:

Nel caso specifico si impiegheranno viti INOX A2 (AISI 304), classe di resistenza 70 conformi alla norma EN ISO 3506.

### Valori caratteristici per classe vite

Tensione nominale di snervamento  $f_{yb} \geq 450 \text{ MPa};$

Tensione nominale di rottura  $f_{ub} \geq 700 \text{ MPa};$

dove:

$$f_{t,Rd} = 0.9f_{ub} / \gamma_{Mb}$$


$$f_{v,Rd} = 0.6f_{ub} / \gamma_{Mb}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

### Specifiche per acciai da carpenteria in zona sismica:

Si applicano le seguenti regole addizionali:

- Per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura e di snervamento deve risultare maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura  $A_5$ , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- La tensione di snervamento massima deve risultare minore di 1,2 volte la tensione di snervamento caratteristica;

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

### 3.. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La presente relazione descrive le strutture soggette a deposito sismico relativamente all'installazione di un impianto agri-fotovoltaico avanzato, con moduli installati su inseguitori monoassiali "tracker" sopraelevati da terra e avente potenza nominale di picco lato corrente continua autorizzata pari a 167,06 MW, distribuito su un'area catastale di circa 381,08 ha complessivi, di cui 283,61 ha recintati e suddivisi in 17 sezioni principali.

Il progetto in questione prevede la realizzazione, attraverso la società di scopo OX2 ITALY SPV 2 S.R.L., di un impianto solare agrivoltaico, nel territorio comunale di Conselice (RA),

Tale impianto, realizzato attraverso la società di scopo OX2 ITALY SPV 2 S.R.L., è destinato alla produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile da immettere nella rete elettrica di distribuzione pubblica, con lo scopo di vendita e/o di remunerazione economica comunque denominata della stessa.

Le opere sono da realizzare nel Conselice (RA) in campi agricoli LAT. 44,53° N – LONG. 11,85° E e altezza sul livello del mare pari a c.ca 2mt.

L'area di progetto è suddivisa in due cluster, uno situato nella periferia nord del centro abitato di Conselice e l'altro a nord dello stabilimento di industria alimentare Unigrà.



*Inquadramento aree di impianto*

L'area deputata all'installazione dell'impianto agrivoltaico in oggetto risulta essere adatta allo scopo, presentando una buona esposizione ed è raggiungibile attraverso le vie di comunicazione tramite la Strada Provinciale 13 Bastia, la Strada Provinciale 35 Puntiroli e Mensa e la Strada Provinciale 610 Salice.

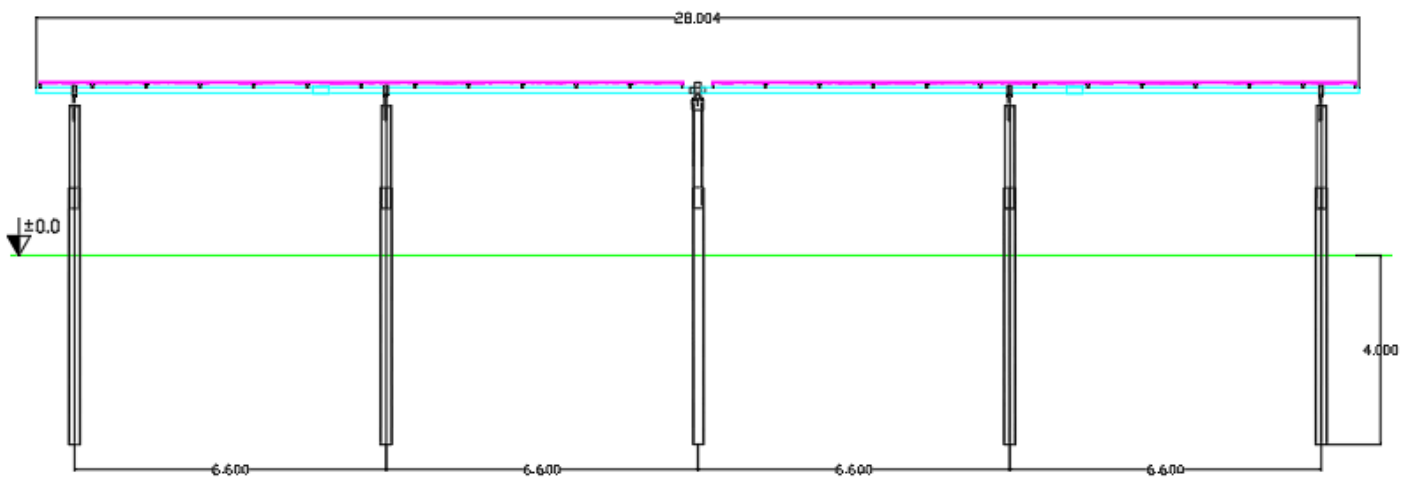
Sostanzialmente si tratta di strutture di supporto di pannelli fotovoltaici assimilabili a pensiline con falda ad inclinazione variabile (Tracker) composti da pali infissi nel terreno (4.0mt da verificare a seguito di integrazioni di prove in sito su pali pilota) ad interasse variabile, da una trave principale a sostenere le travi di supporto dei moduli FV; l'asse di rotazione è posto a +3.1m dal piano campagna.

Tutte le dimensioni dei moduli (passo montanti, lunghezze moduli, profondità pali, ecc) e le sezioni dei profili verranno valutate in seguito alle ulteriori analisi; verosimilmente si utilizzeranno le seguenti sezioni:

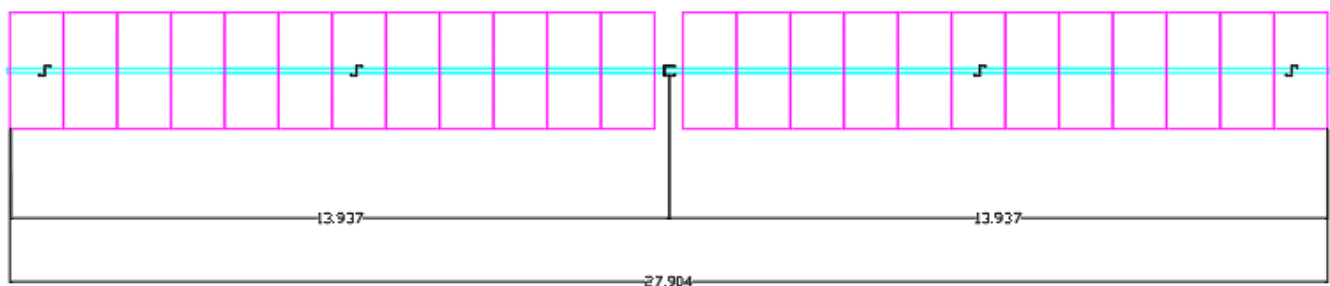
- Pali in acciaio; profilo aperto (a "C" o a "Z") formato a freddo (S355 -S420) zincato (a caldo o prezinco da lamiera) e di lato pari a c.ca 220mm (spessore da valutare); in alternativa si potrebbe utilizzare profili formati a caldo di tipo IPE (da dimensionare), zincati a caldo.
- Trave di trasmissione sforzi di movimentazione e di collegamento longitudinale: tubo quadro di lato 120mm (S355) zincato a caldo
- Travetti di supporto pannelli in profili aperti formati a freddo ("C" o "Z" o "omega") (S355 -S420) di altezza pari a c.ca 80mm e ali di dimensione minima pari a 25-30mm.

1Px24

VISTA LATERALE

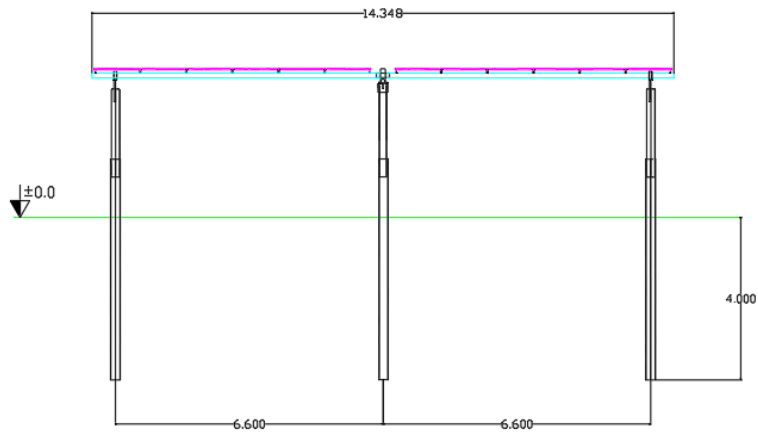


VISTA IN PIANTA

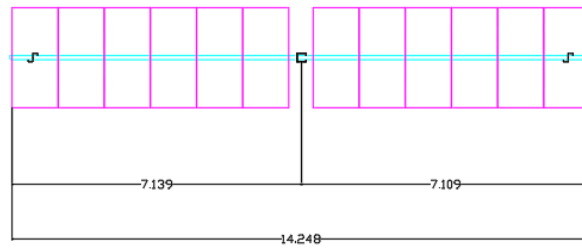


1Px12

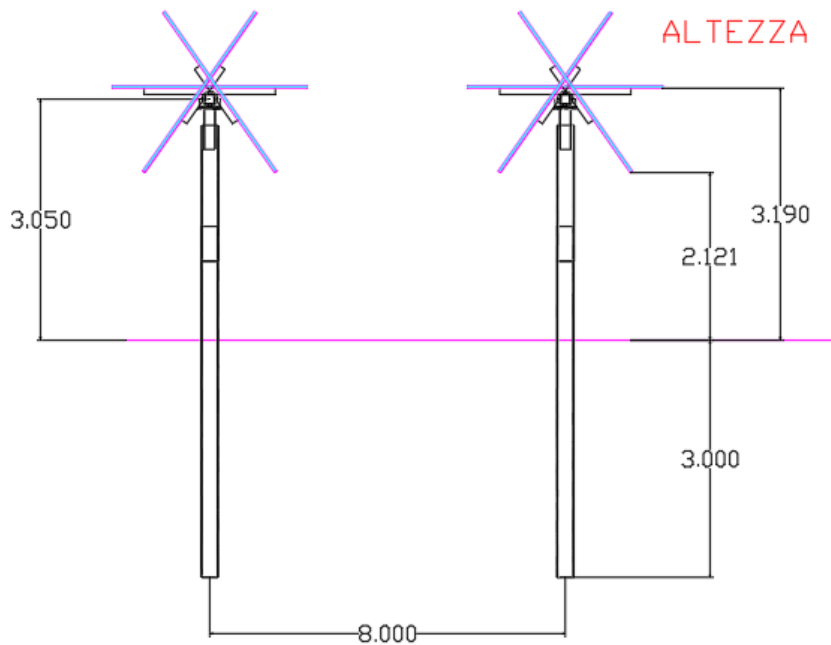
VISTA LATERALE



VISTA IN PIANTA



VISTA FRONTALE



ALTEZZA ASSE DI ROTAZIONE: 3050 mm

La struttura può assumere svariate configurazioni di inclinazione di falda in working position (da 0° a +/- 55°); il sistema è dotato di anemometri per la misurazione del vento.

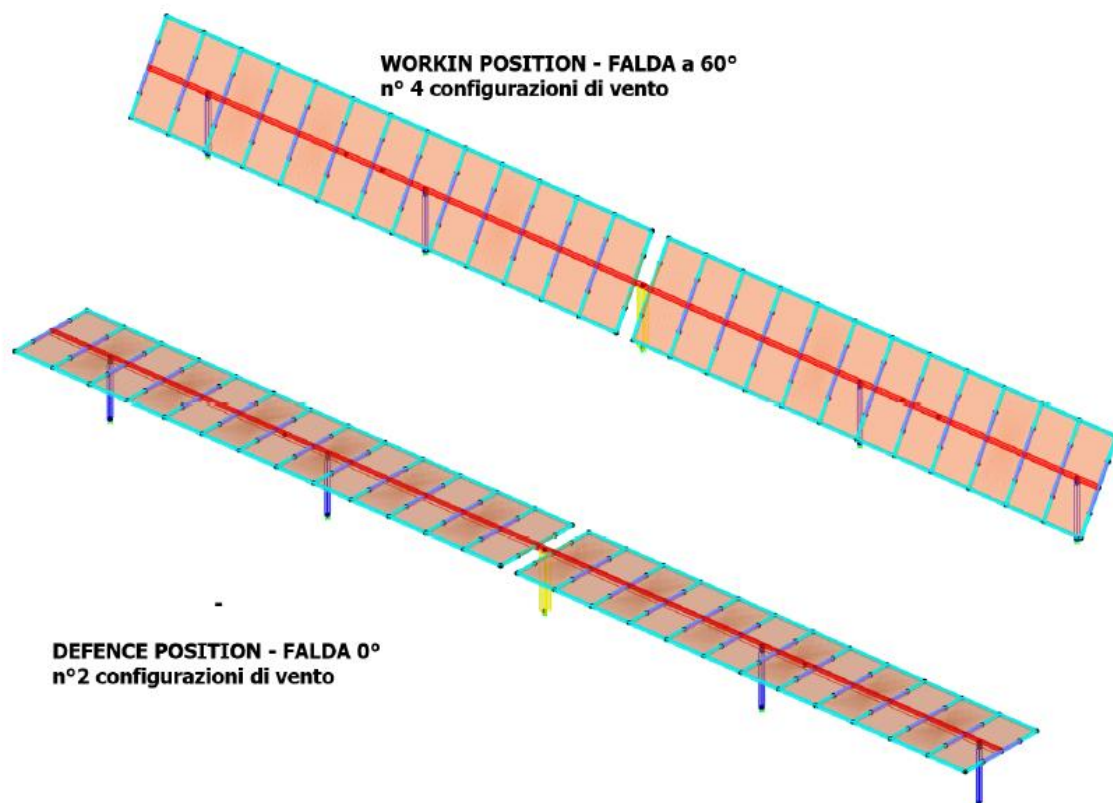
In caso di vento > 6 m/sec, la struttura si posiziona a 0°.


In caso di neve, la struttura si posiziona a 55° per evitare qualsiasi tipo di accumulo.

L'impianto è costituito da moduli 1PX24 e 1PX12, verrà analizzato il modulo che presenta maggiore sviluppo ed interasse pali.

Le velocità nominali di vento per le varie posizioni della struttura saranno fornite dagli anemometri; l'inclinazione della falda sarà quindi gestita, in base all'entità dei venti, dal sistema elettronico.

Modellazione 3d di calcolo:



	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Schema statico della struttura e funzionamento del sistema:

Vincoli esterni (base pali): incastro

Sommità palo centrale: incastro trasversale (impedimento alla rotazione della falda)

Giunzione pali laterali – piantino: incastro

Sommità piantino (pali laterali) cerniera trasversale

Sommità di tutti i pali: incastro longitudinale (trave longitudinale passante nei cuscinetti)

Travetti porta pannelli: incastrati all'appoggio sulla trave longitudinale

Di seguito si descrive il funzionamento globale del sistema strutturale e di movimentazione.

Ogni blocco strutturale è dotato di un singolo sistema di movimentazione (motoriduttore + ralla), installato sul palo centrale (incastro); tutte le altre colonne laterali (pali laterali + piantini) sono dotati di cuscinetti (incastro longitudinale e cerniera trasversale).

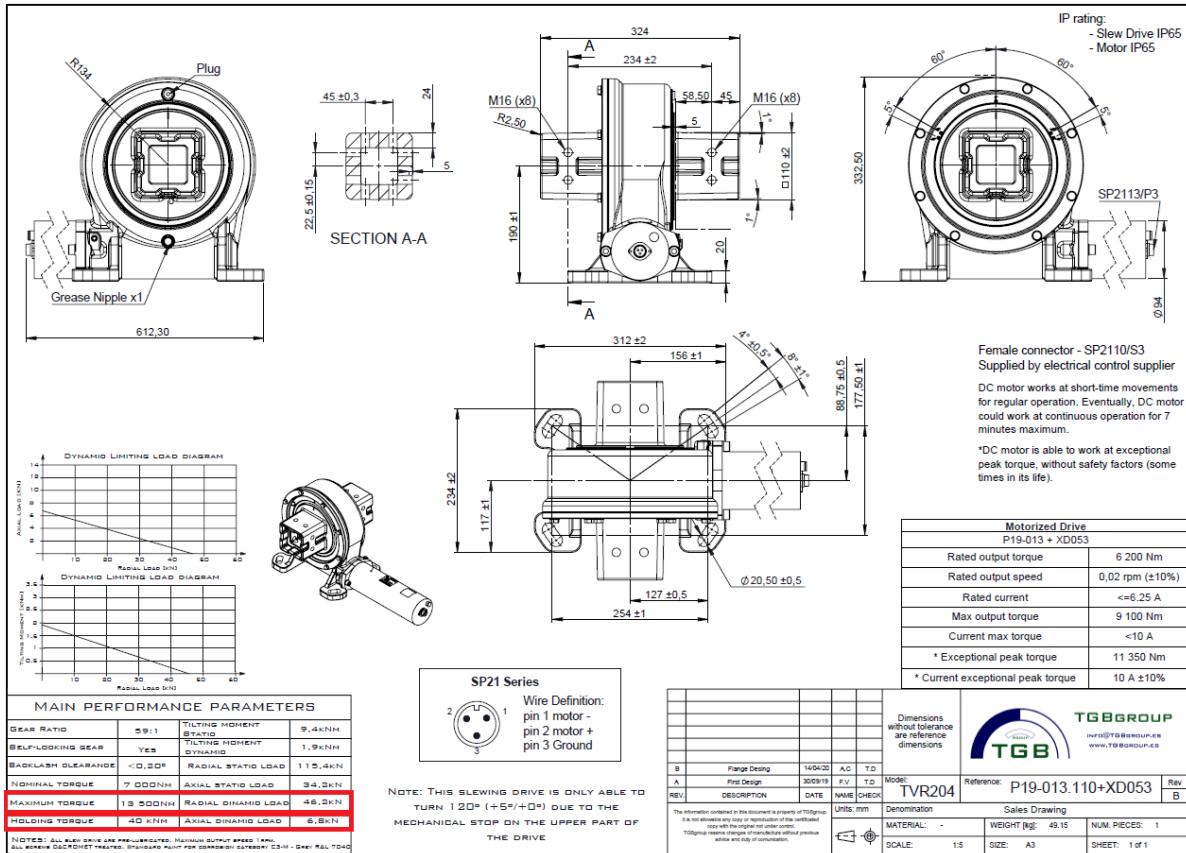
I pali sono collegati longitudinalmente (funzionamento a portale) da una trave di distribuzione (TUBO 120) il cui asse coincide con il punto di rotazione della falda.

Tale elemento, alle interruzioni, è dotato di coprigiunti che va a staffare le n°2 estremità della trave longitudinale; la connessione garantisce l'assorbimento dei momenti flettenti (M22-M33) in qualsiasi configurazione (angolo di rotazione) e garantisce l'assorbimento del momento torcente generato in condizioni di vento.

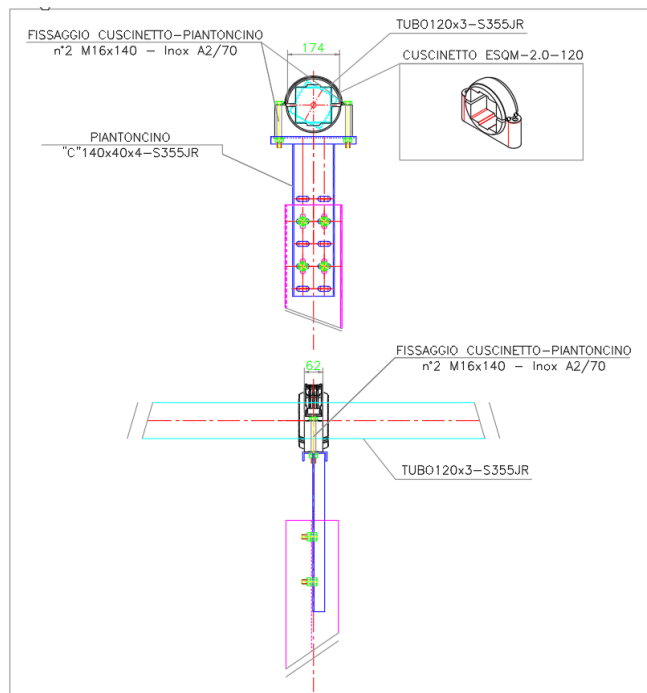
I cuscinetti, posti in sommità dei pali laterali, non offrono particolare resistenza nei confronti della risultante "F" alla rotazione puntuale del sistema; l'intera struttura possiede un blocco alla rotazione in corrispondenza della ralla centrale. Il massimo sforzo di torsione, in blocco ralla, che può garantire il sistema è pari a 4000 daN\*m.


Questa condizione di assenza di resistenza dei cuscinetti, è conservativa poiché massimizza la distribuzione di torsione che si innesca sulla trave longitudinale.

Durante la rotazione, il motoriduttore della ralla posta sul palo centrale, impone una forza di torsione alle travi longitudinali mediante la rotazione della cremagliera (**ASSENZA DI CONTRASTO SULLA TESTA DEL PALO**); in termini di forza di torsione impressa per la rotazione, la portata del sistema è pari a 1350 daN\*m (MAXIMUM TORQUE). Tale forza deve vincere, gli eventuali attriti gomma - gomma iniziali dei cuscinetti dei pali laterali.



Di seguito si stima la forza torcente da applicare alle travi longitudinali per la rotazione:



	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

La forza dipende dal coefficiente di attrito gomma – gomma ( $\mu = 1.16$ ), dallo sforzo assiale N (compressione del cuscinetto – da inviluppo degli sforzi assiali sui pari è pari a c.ca 1600 Kg).

Materials and Material Combinations	Surface Conditions, Lubricant	Frictional Coefficient		
		Static - $\mu_{static}$ -	Kinetic (sliding) - $\mu_{sliding}$ -	
Rubber	Rubber	Clean and Dry	1.16	

$$F = \mu * N = 1.16 * 1600 = 1856 \text{ Kg/m}^2$$

$$Mt = F * r = 1856 * 0.087 = 161.4 \text{ Kg*m} * n^{\circ} \text{tot piantoni laterali (4)} = 645 \text{ Kg*m}$$

In termini di forza di torsione impressa per la rotazione, la portata del sistema è pari a 1350 daN\*m (MAXIMUM TORQUE).

Tale sforzo di avviamento alla rotazione è decisamente irrisorio rispetto al momento torcente generato dalle risultanti F del vento che convoglia alla ralla mediante le travi longitudinali; inoltre questa coppia applicata non ha contrasti applicati alla struttura poiché è la ralla con cremagliera che assorbe direttamente la forza. Per tali motivi, nei modelli di calcolo, si valuta la condizione generata dal vento (maggiormente conservativa).

Alla costruzione è stata conservativamente assegnata la Classe d'uso II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali)  $C_u = 1.0$ , vita nominale pari a 50 anni. (Rif. paragrafo 2.4 NTC 14 gen.2008).

Destinazione d'uso	Struttura ad uso industriale		
Vita Nominale minima nei confronti della manutenzione straordinaria	$V_N$	50 anni	
Classe d'uso	II	Industrie con attività non pericolose per l'ambiente	
Periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R = C_U * V_N$	= 1.0 x 50 = 50 anni	

La costruzione è così composta:

- Palo centrale porta ralla (S420JD – derivazione da lamiera)
- Pali laterali (S420JD – derivazione da lamiera)
- Colonna portale ralla (S420JD – derivazione da lamiera)
- Colonna portale secondario (S420JD – derivazione da lamiera)
- Trave longitudinale di trasmissione TUBO120x3 (S355JR – profilato a caldo / formato a freddo)
- Supporti centrali moduli FV in OMEGA (S420JD – derivazione da lamiera)
- Supporti laterali moduli FV in Z (S420JD – derivazione da lamiera)
- Lamiere piegate di svariate dimensioni e spessori per connessioni bullonate/saldate.
- bullonatura INOX AISI304

#### 4. ANALISI DEI CARICHI E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

##### Carichi permanenti

##### - Peso proprio struttura

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato ed applicato automaticamente, su ciascun elemento strutturale, dal programma di calcolo. **SLF (self weight) – G1**

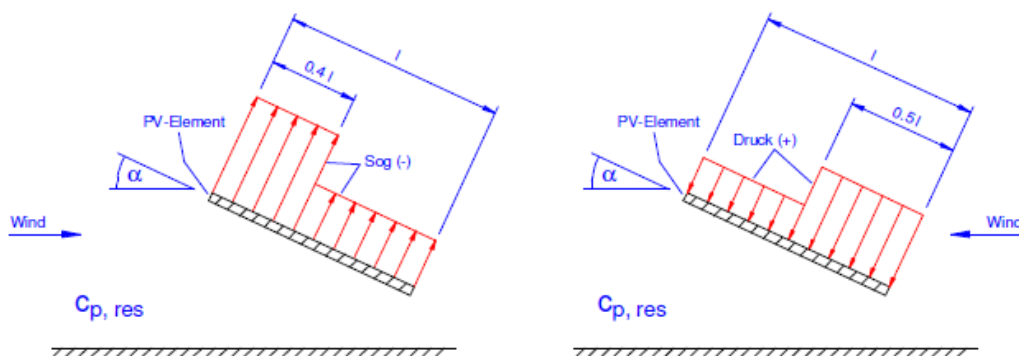
Il peso proprio viene automaticamente incrementato del 10% per considerare la presenza di piastre, flange, bulloni di connessione tolleranze dei profili e zincatura.

Peso proprio pannelli fotovoltaico + supporteria: 14 daN/m<sup>2</sup> **DEAD (pemanenti non strutturali compiutamente definito) – G2**

##### Carichi variabili – vento **WIND**

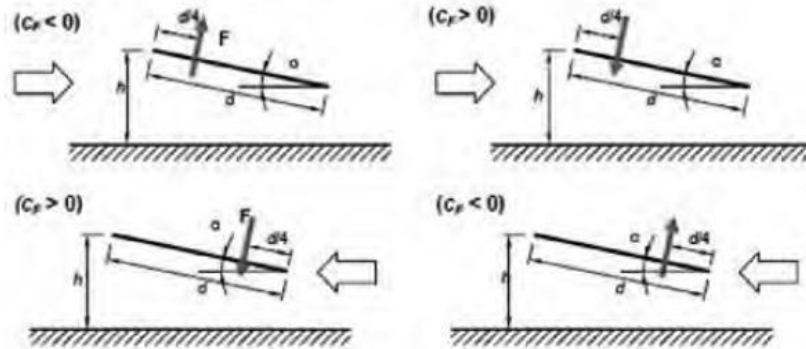
Nello specifico, l'azione viene valutata secondo il par. 3.3.8.2 della circolare 21/01/19 n°7 in cui si definiscono i coefficienti della risultante di falda (F).

Tale studio deriva dalla ripartizione del vento sulla falda (vedere immagine successiva – diagramma a 2 blocchi derivante dalla letteratura tecnica e analisi fluidodinamiche):



[3] **Imm. 4** Ripartizione reale e idealizzata della pressione [3]

Convertendo il carico distribuito sulla falda in un carico concentrato (risultante) si ha la seguente schmatizzazione con grado di bloccaggio  $\varphi = 0$  (assenza di elementi di ostruzioni sottostanti alla falda).



Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22

## STRUTTURA IN POSIZIONE 0°

### AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

#### DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

2) Emilia Romagna



#### Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè 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.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

$a_c$  (altitudine sul livello del mare della costruzione):

2 [m]

Distanza dalla costa

35 [km]

$T_R$  (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

II

**CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.**

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$	$C_m$
2	25	750	0,45	1,000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$c_a = 1$  per  $a_s \leq a_0$   
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500$  m

**$v_b$  (velocità base di riferimento) 25,00 m/s**

$$v_r = v_b * c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1,00

**$v_r$  (velocità di riferimento) 25,02 m/s**

**PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.**

$q_r$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 * \rho * v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

**Pressione cinetica di riferimento  $q_r$  391,20 [N/m²]**

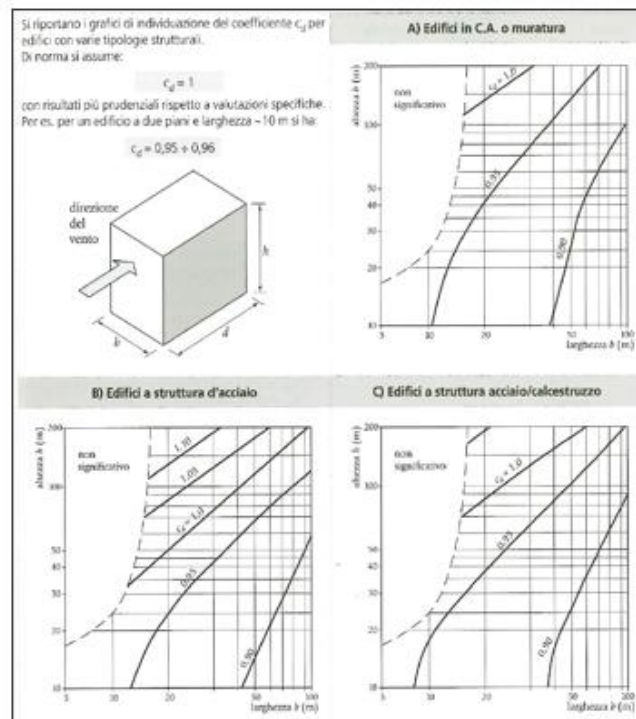
**CALCOLO DEI COEFFICIENTI**

**Coefficiente dinamico [§3.3.8]**

$C_d$



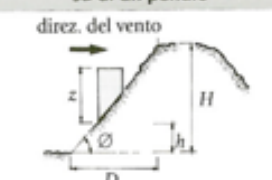
**1,00**

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.



### Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3																					
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina 	Costruzioni ubicate sul livello superiore 	Costruzioni ubicate su di un pendio 																					
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Coefficiente <math>\beta</math></th> <th colspan="3">Coefficiente <math>\gamma</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>per:</td> <td><math>\frac{z}{H} \leq 0,75</math></td> <td><math>0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2</math></td> <td>per:</td> <td><math>\frac{H}{D} \leq 0,10</math></td> <td><math>0,10 &lt; \frac{H}{D} \leq 0,30</math></td> <td><math>\frac{H}{D} &gt; 0,3</math></td> </tr> <tr> <td><math>\beta</math></td> <td><math>\beta = 0,5</math></td> <td><math>\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}</math></td> <td><math>\beta = 0</math></td> <td><math>\gamma</math></td> <td><math>\gamma = 0</math></td> <td><math>\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)</math></td> <td><math>\gamma = 1</math></td> </tr> </tbody> </table>			Coefficiente $\beta$			Coefficiente $\gamma$			per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$	$\beta$	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	$\gamma$	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$
Coefficiente $\beta$			Coefficiente $\gamma$																				
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$																	
$\beta$	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	$\gamma$	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$																

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale:  $c_t$  **1,00**

### Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di  $z=200\text{m}$  valgono le seguenti espressioni

$$c_{\theta}(z) = k_r^2 \cdot c_i \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_i \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_{\theta}(z) = c_{\theta}(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
0,19	0,05	4,00

Il coefficiente topografico vale:  $c_t$  **1,00**

#### Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di  $z=200m$  valgono le seguenti espressioni

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

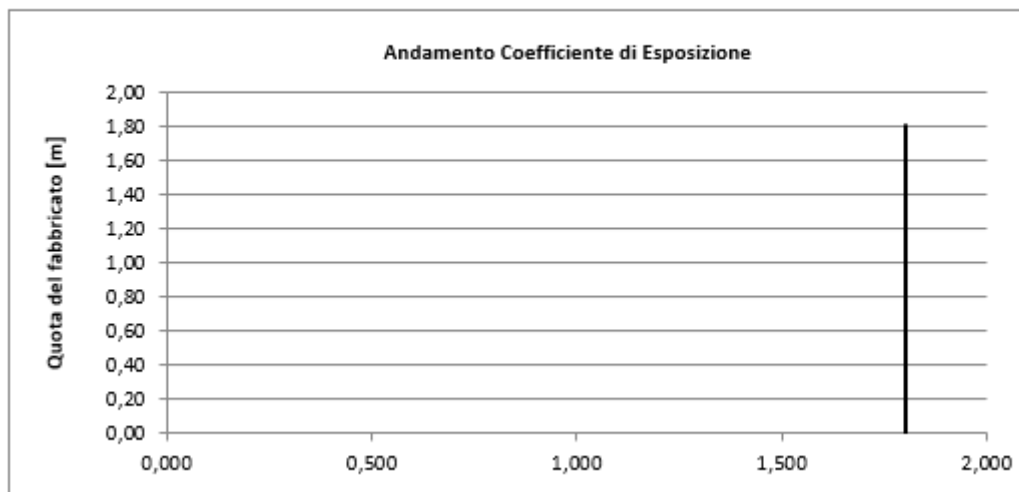
$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0,19	0,05	4,00

Coefficiente di esposizione minimo  $c_{e,min}$  **1,80**  $z < 4,00$

Coefficiente di esposizione alla gronda  $c_{e,gronda}$  **1,80**  $z = 1,80$

Coefficiente di esposizione al colmo  $c_{e,colmo}$  **1,80**  $z = 1,80$



## PRESSIONI DEL VENTO

### Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

$c_d$  (coefficiente dinamico)       $c_t$  (coefficiente topografico)       $c_e$  (coefficiente di esposizione)

$c_p$  (coefficiente di forma)

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_d$	$c_t$	$c_e$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1) par. sopravent.	0,391	1,00	1,00	1,801	<b>0,704</b>
(2) cop. sopravent.	"	1,00	1,00	1,801	"

## Calcolo della risultante F:

### C3.3.8.2.1 Tettoie a falda singola

La Tabella C3.3.XV e la relativa Figura C.3.3.21 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio  $\phi$  e dell'inclinazione  $\alpha$  della falda. Per valori intermedi di  $\phi$  è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi  $\phi=0$  e  $\phi=1$ . La quota di riferimento  $z_e$  è pari all'altezza massima  $h$  della tettoia. L'area di riferimento  $L^2$ , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.

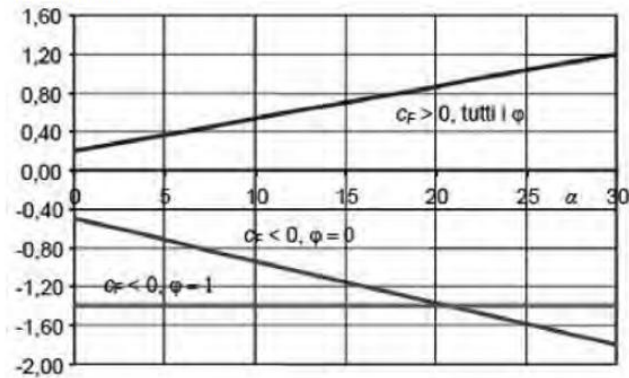
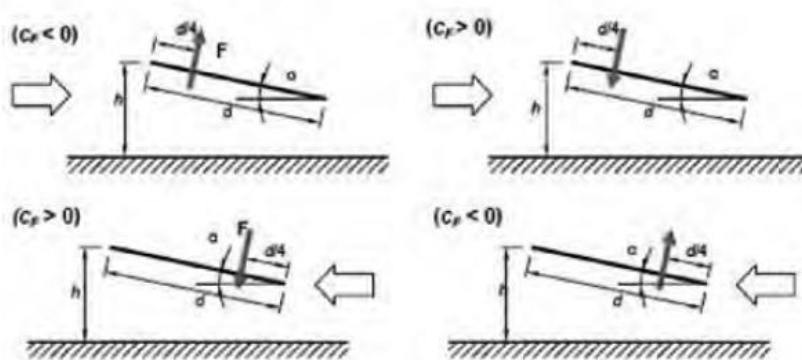


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\phi$	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3\alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella Figura C3.3.22, dove la forza risultante  $F = q_p(z) L^2 c_F$



Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22

Dal grafico 3.3.21, si può derivare, ad inclinazione pari a  $0^\circ$ , un  $C_f (+) = 0,25$  ed un  $C_f (-) = -0,5$ ; conservativamente si è imposto un  $C_f (+) = 0,5$ .

L'area di influenza è pari a 1,15m (passo supporti) x 2,4m (larghezza pannelli) = 2,76 mq

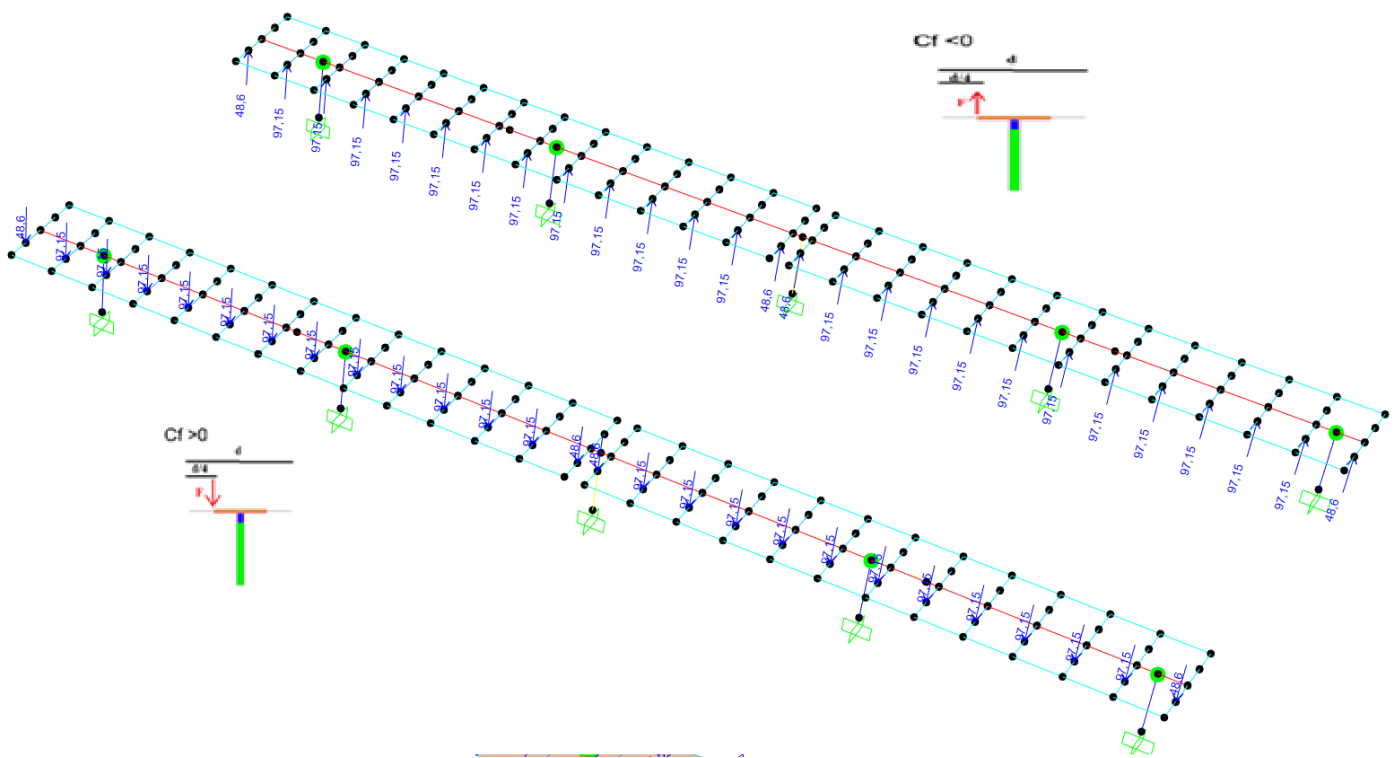
La pressione del vento alla quota di colmo ( $q_p(z)$ ) è pari a 0,704 KN/mq

$$F (C_F +) = q_P (z) * Area * C_{F+} = 0,704 * 2,76 * 0,5 = 97,15 \text{ Kg}$$

$$F (C_F -) = q_P (z) * Area * C_F = 0,704 * 2,76 * -0,5 = -97,15 \text{ Kg}$$

N.B. per gli elementi posti alle estremità (supporti pannelli a "Z"), si assume metà area di influenza ossia  $F/2 = 48,6 \text{ Kg}$

Vista la perfetta simmetria si sono realizzati n°2 modelli con risultante applicata su una falda:




### STRUTTURA IN POSIZIONE 55°

L'impianto è dotato di sistemi di misurazione vento istantaneo (anemometri); se il vento supera la velocità critica, il sistema di movimentazione posiziona l'impianto in difesa (0°). **Gli anemometri esercitano un controllo attivo per garantire la sicurezza strutturale; è necessario mantenerli costantemente in efficienza.**

La velocità critica viene derivata dalla resistenza delle strutture di supporto in base ai seguenti calcoli.

Il calcolo a ritroso della velocità critica (e della rispettiva pressione cinetica di riferimento) è stato eseguito, conservativamente, comprendendo il coefficiente di esposizione (pari a 1,801).

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Tale coefficiente, che tiene conto delle caratteristiche topografiche e dalla quota z dal terreno, potrebbe essere pari ad 1 poiché gli anemometri misurano la velocità effettiva del sito ad una quota più alta dell'impianto (c.ca 4.5mt dal P.C.).

Iterativamente si è trovata una velocità critica conforme ai tassi di lavoro dei profili strutturali:

$$V_{r,critica} = 6\text{m/sec} - p = 0,5 * \rho * V_2^2 = 0,022 \text{ KN/m}^2$$

## PRESSIONI DEL VENTO

### Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

$c_d$  (coefficiente dinamico)     $c_t$  (coefficiente topografico)     $c_e$  (coefficiente di esposizione)

$c_p$  (coefficiente di forma)

$$V_r = 6 \text{ m/sec} - p = 0,022 \text{ KN/mq}$$

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_d$	$c_t$	$c_e$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1) par. sopravent.	0,022	1,00	1,00	1,801	0,04
(2) cop. sopravent.	0,022	1,00	1,00	1,801	0,04

### Calcolo della risultante F:

#### C3.3.8.2.1 Tettoie a falda singola

La Tabella C3.3.XV e la relativa Figura C.3.3.21 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio  $\phi$  e dell'inclinazione  $\alpha$  della falda. Per valori intermedi di  $\phi$  è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi  $\phi=0$  e  $\phi=1$ . La quota di riferimento  $z_e$  è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento  $L^2$ , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.

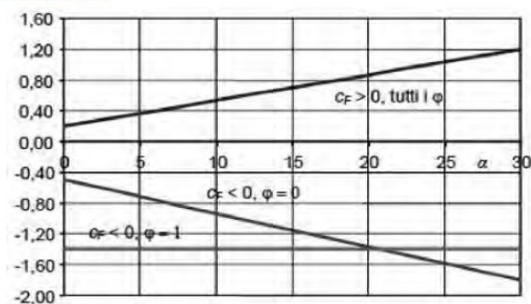
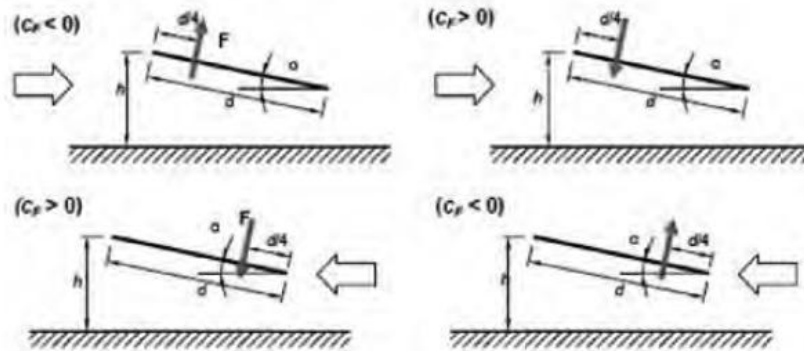


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\phi$	$c_f = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_f = -0,5 - 1,3\alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_f = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella Figura C3.3.22, dove la forza risultante  $F = q_p(z) L^2 c_f$



Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22

Dalla tabella 3.3.15, si possono derivare, ad inclinazione pari a 60°, i seguenti coefficienti di forza:

$$C_f (+) = 0.2 + \alpha/30 = 2,2$$

$$C_f (-) = -0.5 - 1.3 \cdot \alpha/30 = -3,1$$

L'area di influenza è pari a 1.15m (passo supporti) x 2,4m (larghezza pannelli) = 2,76 mq

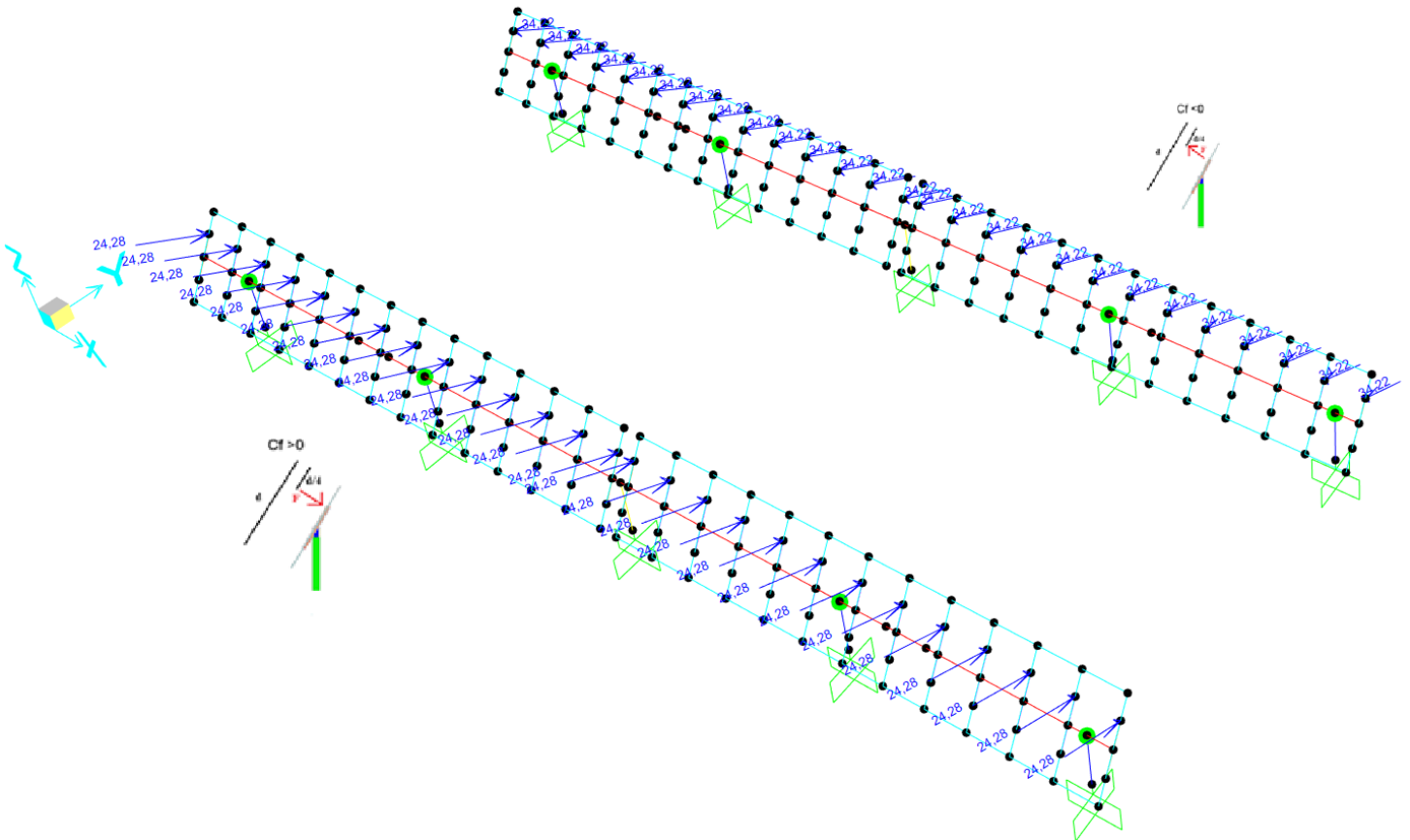
La pressione del vento alla quota di colmo ( $q_p(z)$ ) è pari a 0,04 KN/mq

$$F (C_{F+}) = q_p(z) \cdot \text{Area} \cdot C_{F+} = 0,04 \cdot 2,76 \cdot 2,2 = 24,28 \text{ Kg}$$

$$F (C_{F-}) = q_p(z) \cdot \text{Area} \cdot C_{F-} = 0,04 \cdot 2,76 \cdot (-3,1) = -34,22 \text{ Kg}$$


N.B. per gli elementi posti alle estremità (supporti pannelli a "Z"), si assume metà area di influenza ossia  $F/2$

Verranno realizzati n°4 modelli con le 4 casistiche indicate in figura 3.3.22, ovviamente i n°2 modelli con il punto di applicazione a  $d/4$  dal colmo sono maggiormente significativi; per questo motivo verranno esplicitate le verifiche e analisi di questi n°2 modelli.



### Carichi variabili – neve **SNOW**

Il carico da neve è stato determinato in accordo al par. 3.4 NTC2018, sulla base dei seguenti parametri: **(non computato)**.

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Azioni del sisma **QKE**


Le azioni sismiche sono state valutate in accordo alle NTC2018, sulla base dei parametri sotto riportati:

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e lo sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

conselice



Latitudine (WGS84)	44.51815251		Longitudine (WGS84)	11.84072641	
Latitudine (ED50)	44.519903		Longitudine (ED50)	11.841877	
Altitudine (mt)	3				
Classe dell'edificio	II. Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti				
Vita Normale Struttura	50				
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50				
<b>Parametri di pericolosità Sismica</b>					
Stato Limite	$T_p$	$A_p/g$	$F_a$	$T_p^*$	$T_p^*$
	[anni]	[g]	[g]	[s]	[s]
Operatività	30	0.052	2.456	0.260	
Danno	50	0.065	2.467	0.273	
Salvaguardia Vita	475	0.174	2.472	0.286	
Prevenzione Collasso	975	0.228	2.450	0.294	
<a href="#">Termini e Condizioni di utilizzo di EdLus-MS</a>					
 Tel: 0827/69.504 - Fax: 0827/69.12.35 P.IVA 01883740647 - E-mail: <a href="mailto:info@acca.it">info@acca.it</a>					

Per la valutazione degli spettri di progetto, si sono considerati i seguenti dati:


- Classe d'uso II (cap. 2.4.2 – NTC2018)
- Zona sismica II

Le strutture a supporto dell'impianto FV possono essere assoggettate ad interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità secondo il punto n°33 dell' allegato C del DGR 01\_02\_2021.

La macrocategoria interventi di "privi di rilevanza" nei riguardi della pubblica incolumità ricomprende, come indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 30 aprile 2020, le opere, gli interventi e i manufatti non incidenti in modo significativo o permanente sull'assetto del territorio, in quanto privi di rilevanza strutturale o per i loro oggettivi caratteri di facile amovibilità, oppure in ragione della temporaneità dell'installazione, oppure perché presentano parametri geometrici, strutturali, dimensionali, di peso e di utilizzo limitato.

Nello specifico, il punto 33 cita i seguenti aspetti:

*Altri interventi di cui sia dimostrata la riconducibilità alla macrocategoria degli interventi "privi di rilevanza" in quanto non costituiscono pericolo sotto il profilo della pubblica incolumità ai fini sismici, poiché non incidenti in modo significativo o permanente sull'assetto del territorio, in quanto privi di*

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026


*rilevanza strutturale o per i loro oggettivi caratteri di facile amovibilità, oppure in ragione della temporaneità dell'installazione, oppure perché presentano parametri geometrici, strutturali, dimensionali, di peso e di utilizzo limitato, tali da non risultare significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone, ivi inclusi gli interventi di cui sia dimostrata l'assimilabilità e analogia, per tipologia costruttiva e materiali, a quelli descritti nei precedenti punti purché siano rispettati i limiti dimensionali e di peso indicati nelle voci prese a riferimento.*

Vista l'entità e nota la potenza totale dell'impianto, in termini amministrativi, si procederà con il deposito sismico.

- Per quanto riguarda le analisi svolte si procederà assegnando un fattore di struttura "q" pari all'unità (valore cautelativo ai fini sismici): di conseguenza il sistema adottato è non dissipativo (analisi puramente elastica).  
Si eseguirà un'analisi dinamica modale per valutare correttamente le azioni sismiche; a livello di combinazioni di carico si adotterà il metodo 100+30.

In base ai risultati delle indagini sismiche eseguite in sito, il suolo di fondazione, risulta appartenente alla **categoria D** "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s."

Poiché l'area in studio si presenta sub pianeggiante, si può adottare la categoria topografica "**T1**", appropriata per superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  (Tab. 3.2.III NTC 2018).

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## 5. COMBINAZIONI DI CARICO CON CARICHI GRAVITAZIONALI, NEVE E VENTO

Le condizioni elementari e le combinazioni di carico (a SLU e SLE) sono esplicitate di seguito e sono conformi a al cap. 2.5.3 del d.m.2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- 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:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .


Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione


Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026


Combinazioni di carico di base:

**TABLE: Combination Definitions**

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU1	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	1,3
SLU1			NonLin Static	PLTF DEAD	1,3
SLU2	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	1,3
SLU2			NonLin Static	PLTF DEAD	1,3
SLU2			NonLin Static	WIND X	1,5
SLU3	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	1,3
SLU3			NonLin Static	PLTF DEAD	1,3
SLU3			NonLin Static	WIND Y	1,5
SLU4	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	0,9
SLU4			NonLin Static	PLTF DEAD	0,9
SLU4			NonLin Static	WIND X	1,5
SLU5	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	0,9
SLU5			NonLin Static	PLTF DEAD	0,9
SLU5			NonLin Static	WIND Y	1,5
QKE_SLU1	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLU1			NonLin Static	QKE_SLU_X	1
QKE_SLU1			NonLin Static	QKE_SLU_Y	0,3
QKE_SLU2	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLU2			NonLin Static	QKE_SLU_X	0,3
QKE_SLU2			NonLin Static	QKE_SLU_Y	1
QKE_SLU3	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLU3			NonLin Static	QKE_SLU_X	1
QKE_SLU3			NonLin Static	QKE_SLU_Y	0
QKE_SLU4	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLU4			NonLin Static	QKE_SLU_X	0
QKE_SLU4			NonLin Static	QKE_SLU_Y	1
QKE_SLD1	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLD1			NonLin Static	QKE_SLD_X	1
QKE_SLD1			NonLin Static	QKE_SLD_Y	0,3
QKE_SLD2	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLD2			NonLin Static	QKE_SLD_X	0,3
QKE_SLD2			NonLin Static	QKE_SLD_Y	1
QKE_SLD3	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLD3			NonLin Static	QKE_SLD_X	1
QKE_SLD3			NonLin Static	QKE_SLD_Y	0
QKE_SLD4	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLD4			NonLin Static	QKE_SLD_X	0
QKE_SLD4			NonLin Static	QKE_SLD_Y	1
QKE_SLE1	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLE1			NonLin Static	QKE_SLO_X	1

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico		DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.		
	LUOGO: Conselice (RA)		DATA/Date: 07-03-2026

QKE_SLE1			NonLin Static	QKE_SLO_Y	0,3
QKE_SLE2	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLE2			NonLin Static	QKE_SLO_X	0,3
QKE_SLE2			NonLin Static	QKE_SLO_Y	1
QKE_SLE3	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLE3			NonLin Static	QKE_SLO_X	1
QKE_SLE3			NonLin Static	QKE_SLO_Y	0
QKE_SLE4	Linear Add	No	Response Combo	WSIS	1
QKE_SLE4			NonLin Static	QKE_SLO_X	0
QKE_SLE4			NonLin Static	QKE_SLO_Y	1
SLE1	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	1
SLE1			NonLin Static	PLTF DEAD	1
SLE2	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	1
SLE2			NonLin Static	PLTF DEAD	1
SLE2			NonLin Static	WIND X	1
SLE3	Linear Add	No	NonLin Static	SLF	1
SLE3			NonLin Static	PLTF DEAD	1
SLE3			NonLin Static	WIND Y	1

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

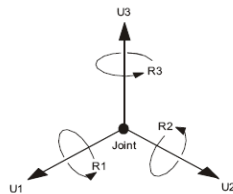
## 6. METODO DI CALCOLO

Le strutture sono state modellate con un programma agli elementi finiti (**"SAP 2000 plus v 25.1.0 regolarmente concesso in uso"**) utilizzando elementi lineari ossia elementi a due nodi a sezione costante atti a trasmettere, a seconda dei vincoli impostati, sollecitazioni assiali, di taglio e di momento.

### Sistema di coordinate locali

Ciascun nodo ha il suo proprio sistema di coordinate locale usato per definire i gradi di libertà, i vincoli esterni, le proprietà ed i carichi sul nodo e per interpretare l'output del nodo. Gli assi di questo sistema locale sono indicati con i numeri 1,2 e 3. Detti assi sono definiti identici agli assi globali X, Y, e Z rispettivamente; entrambi i sistemi di riferimento sono destrorsi.

### Gradi di libertà

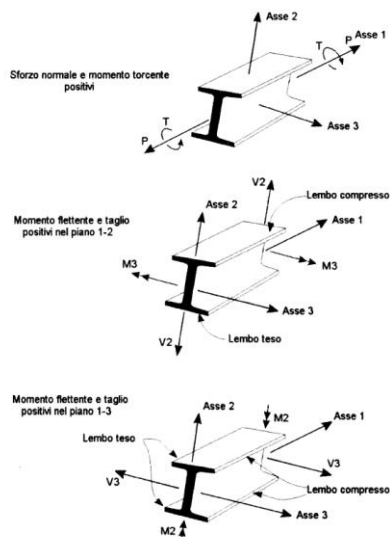



La deformazione del modello strutturale è governata dagli spostamenti dei nodi; ciascun nodo del modello strutturale può avere fino a sei componenti di spostamento: tre componenti traslazionali U1, U2, U3, e tre componenti rotazionali R1, R2 ed R3.

### Reazioni vincolari

Le reazioni sono sempre riferite agli assi locali e sono così definite nel tabulato di output: F1, F2, F3, M1, M2 ed M3, (anche se avendo modellato tutti i vincoli alla base come delle cerniere, i valori di M1, M2, M3 assumeranno valori pressoché nulli)

### Assi locali e output delle forze interne per gli elementi monodimensionali



	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Con riferimento alla sovrastante figura, gli assi locali dell'elemento "beam" monodimensionale, sono definiti come 1,2 e 3.

L'asse locale 1 è sempre l'asse longitudinale dell'elemento, e la direzione positiva è diretta dall'estremità "i" all'estremità "j";

Il piano locale 1-2 è assunto verticale, cioè parallelo all'asse globale Z;

L'asse locale 2 è assunto con direzione positiva verso l'alto (+Z) a meno che l'elemento non sia verticale, nel caso in cui l'asse locale 2 è assunto orizzontale diretto lungo la direzione globale +X;

L'asse locale 3 è sempre orizzontale, giace cioè nel piano degli assi globali X-Y;

L'angolo fra l'asse locale 2 e l'asse verticale è uguale all'angolo fra l'asse locale 1 ed il piano orizzontale; ciò significa che l'asse locale 2 punta verticalmente verso l'alto per elementi orizzontali.

Le forze interne dell'elemento "beam" sono:

P: forza assiale;

V2: forza di taglio nel piano 1-2;

V3: forza di taglio nel piano 1-3;

T: momento torcente;

M2: momento flettente nel piano 1-3 (intorno all'asse 2);

M3: momento flettente nel piano 1-2 (intorno all'asse 3).

Tutti gli elementi strutturali sono stati verificati con criteri puramente elastici, senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto le sezioni sono state verificate assumendo come sollecitazioni quelle derivanti dall'analisi elastica globale. In particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

Resistenza assiale flessionale

Instabilità presso-flessionale

Instabilità flesso-torsionale


Resistenza taglio

Instabilità al taglio

Per quanto concerne la verifica ad instabilità presso-flessionale, data l'altezza dell'i-esimo interpiano pari ad  $H_i$ , si considera  $\beta_i$  quale coefficiente di amplificazione dell'altezza geometrica del campo. Pertanto la colonna sull'interpiano i-esimo viene verificata con un'altezza pari ad  $H = \beta_i * H_i$ .

In particolare le verifiche sono state condotte in conformità con:

- D.M. 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Eurocodice 3 Progettazione delle strutture in acciaio (ENV 1993-1-1).

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Nel presente capitolo verranno descritte le procedure di calcolo implementate all'interno di SAP2000 per la verifica degli elementi in acciaio secondo l'Eurocodice 3-2004 integrato con le prescrizioni sismiche presenti nell'Eurocodice 8-2004. Per semplicità, tutte le equazioni riportate nel presente capitolo sono espresse in Newton-millimetri-secondi, salvo dove diversamente specificato.


## 7.1 Assi di riferimento

L'Eurocodice 3 è basato sulla coppia di assi y-y e z-z, tali assi corrispondono, rispettivamente, agli assi 2-2 e 3-3 di SAP2000.

## 7.2 Notazioni

Tutte le notazioni ed i simboli usati nel presente capitolo sono di seguito riportati:


$A$	Area della sezione, $mm^2$
$A_{net}$	Area netta della sezione, $mm^2$
$A_v$	Area efficace per il taglio, $mm^2$
$A_w$	Area dell'anima, $mm^2$
$b$	Larghezza della sezione, $mm$

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Parte II Verifica elementi in acciaio

---

$C_1$	Coefficiente di momento
$E$	Modulo di elasticità dell'acciaio, $N/mm^2$
$f_u$	Tensione ultima dell'acciaio, $N/mm^2$
$f_y$	Tensione di snervamento dell'acciaio, $N/mm^2$
$f_{yw}$	Tensione di snervamento dell'anima, $N/mm^2$
$h$	Altezza della sezione, $mm$
$h_w$	Altezza dell'anima, $mm$
$I$	Momento d'inerzia, $mm^4$
$k_{yy}, k_{zz}, k_{yz}, k_{zy}$	Fattori di interazione
$L_{cr}$	Lunghezza libera di inflessione, $mm$
$M_{b,Rd}$	Momento resistente per instabilità flessione torsionale, $Nmm$
$M_{c,Rd}$	Momento resistente della sezione, $Nmm$
$M_{Ed}$	Momento sollecitante di progetto, $Nmm$
$M_{el,Rd}$	Momento resistente elastico della sezione, $Nmm$
$M_{pl,Rd}$	Momento resistente plastico della sezione, $Nmm$
$M_{Rk}$	Momento resistente caratteristico, $Nmm$
$M_{V,Rd}$	Momento resistente ridotto per l'interazione col taglio, $Nmm$
$N_{b,Rd}$	Resistenza a compressione per instabilità piana, $N$
$N_{cr}$	Carico critico euleriano, $N$
$N_{c,Rd}$	Resistenza a compressione della sezione, $N$
$N_{Ed}$	Sforzo normale di progetto, $N$
$N_{pl,Rd}$	Resistenza plastica a compressione della sezione, $N$
$N_{Rk}$	Resistenza caratteristica a compressione della sezione, $N$
$N_{t,Rd}$	Resistenza a trazione della sezione, $N$
$N_{u,Rd}$	Resistenza ultima a trazione della sezione, $N$
$t_f$	Spessore della flangia, $mm$
$t_w$	Spessore dell'anima, $mm$
$V_{c,Rd}$	Taglio resistente della sezione, $N$
$V_{b,Rd}$	Taglio resistente per instabilità del pannello d'anima, $N$
$V_{bf,Rd}$	Contributo della flangia alla resistenza a taglio per instabilità, $N$


	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

---

$V_{bw,Rd}$	Contributo dell'anima alla resistenza a taglio per instabilità, $N$
$V_{Ed}$	Taglio sollecitante di progetto, $N$
$V_{pl,Rd}$	Taglio resistente plastico, $N$
$W_{el,min}$	Modulo resistente elastico minimo della sezione, $mm^3$
$W_{pl}$	Modulo resistente plastico della sezione, $mm^3$
$\alpha, \alpha_{LT}$	Fattori di imperfezione
$\chi$	Fattori di riduzione della resistenza per instabilità piana
$\chi_{LT}$	Fattore di riduzione della resistenza per instabilità flessotorsionale
$\epsilon$	Coefficiente dipendente da $f_y$
$\phi$	Parametro per il calcolo del fattore $\chi$
$\phi_{LT}$	Parametro per il calcolo del fattore $\chi_{LT}$
$\gamma_{M0}$	Coefficiente di parziale di sicurezza per l'acciaio usato nel calcolo della resistenza della sezione
$\gamma_{M1}$	Coefficiente di parziale di sicurezza per l'acciaio usato nel calcolo della resistenza per instabilità
$\gamma_{M2}$	Coefficiente di parziale di sicurezza per l'acciaio usato nel calcolo della resistenza ultima a trazione
$\eta$	Coefficiente per l'area resistente a taglio
$\bar{\lambda}$	Snellezza adimensionale per instabilità piana
$\bar{\lambda}_{LT}$	Snellezza adimensionale per instabilità flessotorsionale
$\bar{\lambda}_w$	Snellezza adimensionale per instabilità a taglio
$\rho$	Fattore di riduzione della resistenza per effetto del taglio
$\psi$	Rapporto fra i momenti flettenti di estremità di un elemento

### 7.3 Assunti e limitazioni

Vengono di seguito riportati gli assunti e le limitazioni presenti all'interno dell'algoritmo di progetto in accordo con l'Eurocodice 3-2005. Tutti gli assunti e le limitazioni devono essere attentamente analizzati dagli utenti prima di intraprendere il processo di progettazione.

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Parte II Verifica elementi in acciaio

---

### 7.3.1 Assunti

I seguenti assunti sono alla base del procedimento di progetto generale:

- la geometria del modello di analisi, le sue proprietà ed i carichi assegnati rappresentano adeguatamente la struttura per il caso limite in esame (EC3 5.11)
- si assume che gli acciai impiegati siano conformi a quanto prescritto nella tabella 3.1 dell'EC3 o alle appendici nazionali specifiche
- le combinazioni di carico automatiche sono basate sullo stato limite ultimo di resistenza (STR) e sullo stato limite di esercizio con riferimento alla condizione quasi permanente

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni assiali:

- le sezioni tubolari laminate a caldo sono ipotizzate essere rifinite a caldo per la scelta della curva di instabilità corrispondente (EC3 Tabella 6.2). Questa ipotesi è non conservativa qualora il profilo sia laminato a freddo
- per sezioni scatolari saldate, se  $b/t_f < 30$  e  $h/t_w < 30$  si assume che lo spessore della saldatura risulti maggiore di  $0.5t_f$  (EC3 Tabella 6.2)

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni flettenti:


- il carico è ipotizzato applicato al centro di taglio dell'elemento per il calcolo del momento critico di instabilità. Qualunque momento parassita dovuto ad una diversa posizione del carico non viene considerato nel calcolo

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni taglianti:

- la resistenza è calcolata tenendo conto delle risorse plastiche della sezione in accordo con quanto prescritto al paragrafo 6.2.6(2) dell'EC3
- ai fini della verifica di instabilità si suppone che gli irrigidimenti trasversali siano presenti solo alle estremità dell'elemento e costituiscano un vincolo non rigido. Non viene considerata la presenza di irrigidimenti intermedi
- il contributo delle flange è conservativamente ignorato nel calcolo della resistenza all'instabilità

I seguenti assunti sono alla base della verifica degli elementi per azioni combinate di flessione e sforzo assiale:

- per le sezioni non conformi a quelle descritte al punto 6.2.9 dell'EC3, l'interazione di flessione e sforzo assiale è calcolata secondo la relazione conservativa presente al paragrafo 6.2.1(7) dell'EC3

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

### 7.3.2 Limitazioni

Le seguenti limitazioni sono alla base del procedimento di progetto generale:

- sezioni aventi parti di spessore inferiore a 3 mm non vengono verificate (EC3 1.1.2(1)). Le regole di progetto specifiche per sezioni formate a freddo presenti nella norma EN 1993-1-3 non sono implementate nella procedura di calcolo
- la tensione di snervamento del materiale è indipendente dallo spessore dell'elemento. Per tener conto di tale variazione occorre definire materiali differenti con il relativo valore di resistenza
- gli effetti della torsione non sono inclusi nel processo di verifica
- le prescrizioni speciali per acciai di grado superiore ad S460 (EN 19931-12) non sono implementate nella procedura di calcolo
- le prescrizioni particolari presenti nella norma EN 1993-1-6 per sezioni circolari cave non sono implementate nella procedura di calcolo

Le seguenti limitazioni sono presenti nella verifica degli elementi per azioni assiali:

- l'area netta del profilo non è determinata in modo automatico. Tale valore può essere specificato per ogni elemento della struttura sotto forma di rapporto fra l'area netta e l'area lorda, attraverso una sovrascrittura


Le seguenti limitazioni sono presenti nella verifica degli elementi per azioni combinate:

- la norma consente il calcolo di sezioni aventi anima di classe 3 e ali di classe 2 come sezioni di classe 2 aventi un'area efficace dell'anima calcolata in accordo col punto 6.2.2.4 dell'EC3. Il programma conservativamente ignora tale prescrizione verificando la sezione come sezione di classe 3

## 7.4 Parametri generali di progetto

### 7.4.1 Materiali e coefficienti di sicurezza

I valori caratteristici di resistenza a snervamento  $f_y$  e di resistenza ultima  $f_u$  impiegati nel calcolo sono quelli nominali inseriti all'interno della finestra di definizione del materiale. Il programma assume che tali materiali siano conformi a quanto prescritto nella tabella 3.1 dell'EC3 o, in caso contrario, che la loro idoneità con i limiti imposti dalla norma sia stata opportunamente verificata.

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Parte II Verifica elementi in acciaio

I coefficienti parziali di sicurezza per la riduzione della resistenza caratteristica degli acciai sono assunti, di default, pari a :

$$\begin{aligned}\gamma_{M0} &= 1 \\ \gamma_{M1} &= 1 \\ \gamma_{M2} &= 1.25\end{aligned}$$

Tali valori possono essere in qualsiasi momento sovrascritti dall'utente nelle preferenze di progetto.

### 7.4.2 Combinazioni di carico di progetto

Le combinazioni di carico di progetto rappresentano le combinazioni delle azioni per le quali la struttura deve essere verificata. SAP2000 è in grado di generare in automatico una serie di combinazioni di progetto per gli stati limite ultimi e per gli stati limite di esercizio sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 0. L'Eurocodice 0-2002 prevede che le combinazioni statiche di progetto agli stati limite ultimi possano essere definite sulla base delle equazioni 6.10, 6.10a e 6.10b dell'EC0; mentre le combinazioni di carico comprendenti azioni sismiche sono generate con riferimento all'equazione 6.12b dell'EC0:


$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10})$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10a})$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.10b})$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0 Eq. 6.12b})$$

Per esempio, se una struttura risultasse soggetta all'azione di un carico permanente (D), un carico variabile (L), un carico da vento (V) ed un carico sismico (E) le combinazioni generate sarebbero le seguenti:

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Parte II Verifica elementi in acciaio

---

Per i coefficienti parziali delle azioni e i coefficienti di combinazione vengono utilizzati i seguenti valori:

$$\gamma_{G,sup} = 1.35$$

$$\gamma_{G,inf} = 1.00$$

$$\gamma_Q = 1.5$$

$$\psi_{0,L} = 0.7 \text{ (carico variabile, non deposito)}$$

$$\psi_{0,W} = 0.3$$

$$\xi = 0.85$$

$$\psi_{2,L} = 0.3 \text{ (carico variabile per uffici o residenze)}$$

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio le combinazioni generate in automatico sono basate sulla codizione caratteristica:


$$D \quad \text{(EC0 Eq. 6.10a)}$$

$$D + L \quad \text{(EC0 Eq. 6.10a)}$$

## 7.5 Classificazione delle sezioni

L'Eurocodice 3-2005 classifica le sezioni in 4 classi distinte, che identificano quanto i fenomeni di instabilità locale condizionino le capacità resistenti e rotazionali della sezione. Le varie classi all'interno di SAP2000 sono definite come:

- classe 1: la sezione è in grado di garantire lo sviluppo di una cerniera plastica con adeguata capacità rotazionale per l'analisi plastica
- classe 2: la sezione è in grado di garantire lo sviluppo di una cerniera plastica, ma la sua capacità rotazionale risulta limitata
- classe 3: la sezione è in grado di garantire il raggiungimento della tensione di snervamento nella fibra esterna maggiormente compressa, ma i fenomeni di instabilità locale ne pregiudicano la capacità di sviluppare risorse plastiche
- classe 4: la sezione è soggetta a fenomeni di instabilità locale prima che la tensione di compressione raggiunga il valore di snervamento in una o più parti della sezione
- troppo snella: la sezione non soddisfa i requisiti di appartenenza alle classi 1, 2, 3 o 4. Ciò accade quando lo spessore di una o più delle sue parti è inferiore a 3 mm

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

L'appartenenza alle varie classi è stabilita in funzione del valore dei rapporti larghezza spessore delle parti compresse della sezione. Le seguenti tabelle illustrano le procedure di classificazione impiegate in funzione del tipo di sezione e della sollecitazione agente. I vari parametri impiegati nel calcolo sono definiti come:

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

$$\psi = - \left( 1 + 2 \frac{N_{Ed}}{A f_y} \right) \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

per sezioni ad I e C:


$$\alpha = \frac{1}{c} \left[ \frac{h}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f - r) \right] \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

per sezioni scatolari e sezioni a doppia C:

$$\alpha = \frac{1}{c} \left[ \frac{h}{2} - \frac{1}{4} \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f - r) \right] \quad (\text{EC3 Tab. 5.2})$$

Forma	Parte	Rapporto	Classe 1	Classe 2	Classe 3
I, C	Anima	$c/t$	33 $\epsilon$	38 $\epsilon$	42 $\epsilon$
	Flangia	$c/t$	9 $\epsilon$	10 $\epsilon$	14 $\epsilon$
T	Anima, Flangia	$c/t$	9 $\epsilon$	10 $\epsilon$	14 $\epsilon$
Angolari, Angolari doppi	Lato	$h/t$ e $(b+h)/2t$	N/A	N/A	15 $\epsilon$ e 11.5 $\epsilon$
Scatolare	Anima, Flangia	$c/t$	33 $\epsilon$	38 $\epsilon$	42 $\epsilon$
Tubolare	Parete	$d/t$	50 $\epsilon^2$	70 $\epsilon^2$	90 $\epsilon^2$
Barre		N/A	Assunte in classe 2		
Generica, Section Designer		N/A	Assunte in classe 3		


Tabella 7.2: rapporti larghezza spessore per elementi compressi

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Parte II Verifica elementi in acciaio

Forma	Parte	Rapporto	Classe 1	Classe 2	Classe 3
I, C	Anima	$c/t$	$\frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$	$\frac{456\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$	$\frac{42\epsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ se $\psi > -1$
	Flangia	$c/t$	$\frac{36\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$	$\frac{41.5\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$	$62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$ se $\psi \leq -1$
			estremità compressa: $\frac{9\epsilon}{\alpha}$	estremità compressa: $\frac{10\epsilon}{\alpha}$	$21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$
			estremità tesa: $\frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	estremità tesa: $\frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
T	Anima	$c/t$	estremità compressa: $\frac{9\epsilon}{\alpha}$	estremità compressa: $\frac{10\epsilon}{\alpha}$	$21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$
			estremità tesa: $\frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	estremità tesa: $\frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
	Flangia	$c/t$	$9\epsilon$	$10\epsilon$	$14\epsilon$
Scatolare	Anima, Flangia	$c/t$	$\frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$	$\frac{456\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ se $\alpha > 0.5$	$\frac{42\epsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ se $\psi > -1$
			$\frac{36\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$	$\frac{41.5\epsilon}{\alpha}$ se $\alpha \leq 0.5$	$62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$ se $\psi \leq -1$
Tubolare	Parete	$d/t$	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
	Barre	N/A		Assunte in classe 2	
	Generica, Section Designer	N/A		Assunte in classe 3	

Tabella 7.3: rapporti larghezza spessore per elementi presso-inflessi

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Forma	Parte	Rapporto	Classe 1	Classe 2	Classe 3
I, C	Anima	$c/t$	72€	83€	124€
T	Anima	$c/t$	estremità compressa: $9\epsilon/\alpha$	estremità compressa: $10\epsilon/\alpha$	$21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$
	Flangia	$c/t$	estremità tesa: $\frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	estremità tesa: $\frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Scatolare	Anima, Flangia	$c/t$	9€	10€	14€
Tubolare	Parete	$d/t$	72€	83€	124€
Barre		N/A	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
Generica, Section Designer		N/A		Assunte in classe 2	
				Assunte in classe 3	

Tabella 7.4: rapporti larghezza spessore per elementi inflessi

## 7.6 Progetto per azioni assiali

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni assiali secondo l'Eurocodice 3-2005.


### 7.6.1 Area di calcolo

L'area utilizzata nel calcolo della resistenza per azioni assiali,  $A$ , è basata sulle dimensioni lorde della sezione e non tiene conto di eventuali riduzioni di sezione per effetto di fori o aperture. L'area netta,  $A_{net}$ , assunta di default pari ad  $A$ , può essere specificata per i singoli elementi attraverso l'opportuna sovrascrittura raggiungibile dal menu Design > Steel Frame Design > View Revise Overwrites.

### 7.6.2 Verifica di resistenza a trazione

La verifica a trazione prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.3(1)})$$

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Parte II Verifica elementi in acciaio

in cui la resistenza a trazione è assunta pari al minore fra:

- la resistenza plastica della sezione lorda  $N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.3(a)})$$

- la resistenza ultima della sezione netta  $N_{u,Rd}$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{EC3 6.2.3(b)})$$

### 7.6.3 Verifica di resistenza a compressione

La verifica a compressione prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.4(1)})$$

in cui la resistenza a compressione  $N_{c,Rd}$  è assunta pari a:

- per sezioni di classe 1,2,3

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.4(2)})$$

- per sezioni di classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.4(2)})$$

$A_{eff}$  rappresenta il valore dell'area efficace dell'elemento di classe 4 quando soggetto a compressione uniforme. Il valore di  $A_{eff}$  è determinato sulla base delle indicazioni contenute nella norma EN 1993-1-5 paragrafo 4.4(2), tabelle 4.1 e 4.2.

### 7.6.4 Verifica ad instabilità

La verifica ad instabilità prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.1.1(1)})$$

in cui la resistenza ad instabilità per compressione  $N_{b,Rd}$  è assunta pari a:

- per sezioni di classe 1,2,3

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3 6.3.1.1(3)})$$

- per sezioni di classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3 6.3.1.1(3)})$$

$\chi$  rappresenta il fattore di riduzione della resistenza per il modo di instabilità considerato ed è calcolato come:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.1.2(1)})$$

Il fattore coefficiente  $\phi$  e la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  sono determinati attraverso le relazioni:

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (\text{EC3 6.3.1.2(1)})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{per sezioni di classe 1,2 e 3} \quad (\text{EC3 6.3.1.3(1)})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{per sezioni di classe 4} \quad (\text{EC3 6.3.1.3(1)})$$

Il fattore di imperfezione  $\alpha$  è calcolato sulla base delle curve riportate in EC3 tab. 6.1. Lo sforzo normale critico  $N_{cr}$  è basato sulle proprietà lorde della sezione trasversale ed è assunto pari a:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 EA i^2}{L_{cr}^2}$$

in cui:

- $E$  modulo elastico dell'acciaio
- $I$  momento d'inerzia della sezione nella direzione in esame
- $L_{cr}$  lunghezza libera di inflessione nella direzione considerata e calcolata come visto al paragrafo 5.8
- $i$  raggio d'inerzia della sezione nella direzione in esame

## Parte II Verifica elementi in acciaio

Nel calcolo vengono considerati i modi di instabilità flessionali lungo le direzioni principali (EC3 6.3.1.3), assumendo le relative caratteristiche inerziali  $i_y$  ed  $i_z$ . Fanno eccezione gli angolari singoli per i quali, per tener conto del contributo flessio torsionale nello sbandamento lungo l'asse forte, lo sforzo normale critico viene calcolato utilizzando sempre il minimo raggio di inerzia  $i_z$  della sezione. La verifica a instabilità può essere ignorata qualora risulti:

$$\bar{\lambda} \leq 0.2 \quad (\text{EC3 6.3.1.2(4)})$$

oppure quando:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.02 \quad (\text{EC3 6.3.1.2(4)})$$

In aggiunta, in accordo al paragrafo 6.3.1.4 dell'EC3, vengono considerati i modi di instabilità torsionali e quelli flessio-torsionali. In particolare, per sezioni doppiamente simmetriche si ha:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_s^2} \left( GI_T + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l_T^2} \right)$$

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}$$

per sezioni a singola simmetria, simmetriche rispetto all'asse y si ha:

$$N_{cr,TF} = \frac{i_s^2}{2(i_y^2 + i_z^2)} \left[ N_{cr,y} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4N_{cr,y}N_{cr,T} \frac{i_y^2 + i_z^2}{i_s^2}} \right]$$


viceversa se la simmetria è attorno all'asse z si ha:

$$N_{cr,TF} = \frac{i_s^2}{2(i_y^2 + i_z^2)} \left[ N_{cr,z} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,z} + N_{cr,T})^2 - 4N_{cr,z}N_{cr,T} \frac{i_y^2 + i_z^2}{i_s^2}} \right]$$

in cui:

$N_{cr,T}$  sforzo normale corrispondente al modo di instabilità puramente torsionale (ha significato fisico solo per sezioni doppiamente simmetriche)

$N_{cr,TF}$  sforzo normale corrispondente al modo di instabilità flessio torsionale attorno all'asse di simmetria della sezione (ha significato fisico solo per sezioni a singola simmetria, per sezioni a doppia simmetria  $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$ )

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

$I_T$	fattore torsionale di rigidezza della sezione
$I_\omega$	costante di ingobbamento della sezione
$i_s^2$	raggio di inerzia polare della sezione rispetto al centro di taglio $i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_s^2 + z_s^2$
$i_y, i_z$	raggi di inerzia della sezione rispetto alle direzioni principali
$y_s, z_s$	coordinate del centro di taglio della sezione nel sistema principale baricentrico

Determinati  $N_{cr,T}$  e  $N_{cr,TF}$  viene calcolata la snellezza adimensionale per instabilità torsionale o flesso torsionale nel seguente modo:

$$\bar{\lambda}_T = \max \left( \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,T}}}; \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,TF}}} \right) \quad \text{sez. di cl. 1,2 e 3} \quad (\text{EC3 Eq. 6.52})$$

$$\bar{\lambda}_T = \max \left( \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr,T}}}; \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr,TF}}} \right) \quad \text{sez. di cl. 4} \quad (\text{EC3 Eq. 6.53})$$


Il corrispondente coefficiente di riduzione della resistenza,  $\chi$ , viene determinato sulla base di tale snellezza utilizzando le medesime relazioni viste per le instabilità piane assumendo come curva di instabilità quella relativa all'asse z. Il valore di  $N_{b,Rd}$  è assunto pari al minore fra tutti quelli calcolati.

È importante sottolineare che gli approcci appena presentati rappresentano nel modo più completo le verifiche di instabilità per elementi compressi aventi sezione con almeno un asse di simmetria. Per sezioni asimmetriche tutti i modi di instabilità per compressione semplice sono di tipo flesso-torsionale e vanno determinati in maniera indipendente dall'utente risolvendo l'equazione:

$$i_s^2 (N - N_{cr,y}) (N - N_{cr,z}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_s^2 (N - N_{cr,z}) - N^2 z_s^2 (N - N_{cr,y}) = 0$$

## 7.7 Progetto per azioni flettenti

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni flettenti secondo l'Eurocodice 3-2005.

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Parte II Verifica elementi in acciaio

### 7.7.1 Verifica di resistenza a flessione

La verifica a flessione prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.5(1)})$$

in cui la resistenza a flessione  $M_{c,Rd}$  è assunta pari a:

- per sezioni di classe 1 e 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.5(2)})$$

- per sezioni di classe 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.5(2)})$$

- per sezioni di classe 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.5(2)})$$

$W_{pl}$ ,  $W_{el,min}$  e  $W_{eff,min}$  rappresentano:

$W_{pl}$             modulo di resistenza plastico della sezione

$W_{el,min}$         minimo modulo di resistenza elastico della sezione per la direzione in esame


$W_{eff,min}$         minimo modulo di resistenza della sezione efficace per la direzione in esame

Il valore di  $W_{eff,min}$  è determinato sulla base delle indicazioni contenute nella norma EN 1993-1-5 paragrafo 4.4(2), tabelle 4.1 e 4.2.

L'interazione di elevati sforzi di taglio con la resistenza a flessione è considerata qualora risulti:

$$V_{Ed} \geq 0.5V_{pl,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(2)})$$

Per tener conto di tale interazione sulla resistenza a momento forte di sezioni ad I, C, T, C accoppiati, doppi angolari e sezioni scatolari rettangolari, il momento

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

resistente viene calcolato come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{n\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

in cui:

$$n = \begin{cases} 1 & \text{per sezioni a I, C e T} \\ 2 & \text{per sezioni a C accoppiati, doppi angolari} \\ & \text{e sezioni scatolari rettangolari} \end{cases} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

$$A_w = h_w t_w \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

Per tutte le altre sezioni, comprese le sezioni tubolari, rettangolari piene, circolari e angolari singoli, la resistenza a flessione forte ridotta è calcolata come:

$$M_{y,V,Rd} = (1 - \rho) M_{y,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

Similarmente, l'interazione fra taglio e resistenza a momento lungo l'asse debole, per sezioni ad I, C, T, C accoppiati, doppi angolari e sezioni scatolari rettangolari, è tenuta in conto attraverso la relazione:

$$M_{z,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,z} - \frac{n\rho A_f^2}{4t_f} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{z,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

in cui:

$$n = \begin{cases} 1 & \text{per sezioni a T} \\ 2 & \text{per sezioni a I, C, doppi angolari} \\ & \text{e sezioni scatolari rettangolari} \\ 4 & \text{per sezioni a C accoppiati} \end{cases} \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

$$A_f = b_f t_f \quad (\text{EC3 6.2.8(5)})$$

Per tutte le altre sezioni, la resistenza a flessione debole ridotta è calcolata come:

$$M_{z,V,Rd} = (1 - \rho) M_{z,c,Rd} \quad (\text{EC3 6.2.8(3)})$$

## Parte II Verifica elementi in acciaio

**7.7.2 Verifica ad instabilità laterale**

La verifica ad instabilità laterale prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.2.1(1)})$$

in cui la resistenza ad instabilità laterale  $M_{b,Rd}$  è assunta pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3 6.3.2.1(3)})$$

con  $W_y$  pari a:

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2}$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{per sezioni di classe 3}$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

Il fattore di riduzione della resistenza per instabilità laterale,  $\chi_{LT}$ , è calcolato come segue:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.2.2(1)})$$

nelle quali il coefficiente  $\phi_{LT}$  e la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{LT}$  sono determinati attraverso le relazioni:

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{EC3 6.3.2.2(1)})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{EC3 6.3.2.2(1)})$$

Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è determinato sulla base delle tabelle 6.3 e 6.4 dell'EC3,  $W_y$  ha il significato visto in precedenza mentre  $M_{cr}$  rappresenta il momento critico elastico della sezione lorda, calcolato come:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2} \left( \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} \right)^{0.5} \quad (\text{EC3-1993 F1.1})$$

con:


$I_z$  momento d'inerzia minore della sezione

$I_\omega$  costante di ingobbamento

$I_T$  fattore torsionale di rigidezza della sezione

$L_{cr}$  lunghezza libera per instabilità laterale

$\psi = \frac{M_{01}}{M_{02}}$  rapporto fra i momenti flettenti di estremità dell'elemento  
con  $|M_{01}| \leq |M_{02}|$

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7 \quad (\text{EC3-1993 F1.1(6)})$$

Il valore di  $C_1$  è automaticamente assunto pari ad 1 qualora la lunghezza libera per instabilità laterale venga sovrascritta. In ogni caso il valore di  $C_1$  può essere sovrascritto elemento per elemento.

## 7.8 Progetto per azioni taglianti

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni taglianti secondo l'Eurocodice 3-2005.

### 7.8.1 Area a taglio

L'area a taglio,  $A_v$ , per le varie tipologie di sezione è calcolata sulla base delle prescrizioni fornite al paragrafo 6.2.6(3) dell'EC3.

### 7.8.2 Verifica di resistenza a taglio

La verifica a taglio prevede che, in tutte le sottostazioni dell'elemento, sia verificata la relazione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.6(1)})$$

in cui la resistenza a flessione  $V_{c,Rd}$  è assunta pari a:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.6(2)})$$

### 7.8.3 Verifica ad instabilità a taglio

La verifica di instabilità a taglio è condotta per le anime delle sezioni a I, C, C accoppiati, T, angolari doppi e profili scatolari per le quali risulti:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta} \quad (\text{EC3 6.2.6(6)})$$

con

$$\begin{aligned} \epsilon &= \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ con } f_y \text{ in } N/mm^2 \\ \eta &= \begin{cases} 1.2 & \text{per } f_y \leq 460 N/mm^2 \\ 1 & \text{altrimenti} \end{cases} \quad \text{vedi EC3-1-5 5.1(2)} \end{aligned}$$

## Parte II Verifica elementi in acciaio

La resistenza a taglio per instabilità è data dalla relazione:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \quad (\text{EC3-1-5 5.2(1)})$$

in cui  $V_{bw,Rd}$  è il contributo dovuto all'anima, assunto pari a:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{EC3-1-5 5.2(1)})$$

Come anticipato al paragrafo [7.3](#) ai fini della verifica di instabilità si suppone che gli irrigidimenti trasversali siano presenti solo alle estremità dell'elemento e costituiscano un vincolo non rigido. Pertanto il parametro di snellezza  $\bar{\lambda}_w$  ed il fattore di taglio  $\chi_w$  possono essere assunti pari a:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4t\epsilon} \quad (\text{EC3-1-5 5.3(3)})$$

$$\chi_w = \begin{cases} \eta & \text{se } \bar{\lambda}_w < 0.83/\eta \\ 0.83/\eta & \text{se } \bar{\lambda}_w \geq 0.83/\eta \end{cases} \quad (\text{EC3-1-5 tab. 5.1})$$

Il contributo delle flange,  $V_{bf,Rd}$ , è conservativamente ignorato.

## 7.9 Progetto per azioni composte

Nei seguenti paragrafi viene riportata la procedura di progetto dettagliata per il calcolo di elementi asta in acciaio soggetti ad azioni composte secondo l'Eurocodice 3-2005.

### 7.9.1 Verifiche di resistenza per l'azione composta di flessione, taglio e sforzo assiale

#### 7.9.1.1 Sezioni di classe 1 e 2

Per sezioni di classe 1 e 2 soggette all'azione combinata di flessione taglio e sforzo assiale le verifiche di resistenza sono così condotte:

- Sezioni a I:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

con

$$\alpha = 2 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$\beta = 5n \geq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0.5a} \right) \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

$$M_{N,z,Rd} = \begin{cases} M_{pl,z,Rd} & \text{per } n \leq a \\ M_{pl,z,Rd} \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 & \text{per } n > a \end{cases} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

Qualora risultasse:

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \quad \text{e} \quad N_{Ed} \leq 0.5 \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_0} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(4)})$$

si può porre  $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$ .  
 Similmente se:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_0} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(4)})$$

si può porre  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$ .

Inoltre qualora l'azione tagliante in una data direzione risultasse significativa,  $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd}$ , nelle precedenti, al posto delle resistenze  $M_{pl,Rd}$  occorre utilizzare le resistenze ridotte  $M_{V,Rd}$  come calcolate al paragrafo [7.7.1](#).

- Sezioni scatolari rettangolari:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

con


$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13n^2} \leq 6 \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(6)})$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0.5a_w} \right) \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left( \frac{1-n}{1-0.5a_f} \right) \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

$$a_w = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## Parte II Verifica elementi in acciaio

$$a_f = \frac{A - 2ht_w}{A} \quad (\text{EC3 6.2.9.1(5)})$$

Qualora l'azione tagliante in una data direzione risultasse significativa,  $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd}$ , nelle precedenti, al posto delle resistenze  $M_{pl,Rd}$  occorre utilizzare le resistenze ridotte  $M_{V,Rd}$  come calcolate al paragrafo [7.7.1](#)

- Sezioni a T, C, C accoppiati, Rettangolari piene, Angolari, Angolari doppi, sezioni generiche e sezioni definite con Section Designer:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

La resistenza assiale  $N_{Rd}$  è assunta pari a  $N_{t,Rd}$  oppure  $N_{c,Rd}$  a seconda che lo sforzo assiale sollecitante sia di trazione o compressione. I momenti resistenti sono valutati come visto al paragrafo [7.7.1](#) tenendo conto dell'eventuale influenza dell'azione tagliante.

- Sezioni circolari piene o cave:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^2} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

La resistenza assiale  $N_{Rd}$  è assunta pari a  $N_{t,Rd}$  oppure  $N_{c,Rd}$  a seconda che lo sforzo assiale sollecitante sia di trazione o compressione. I momenti resistenti sono valutati come visto al paragrafo [7.7.1](#) tenendo conto dell'eventuale influenza dell'azione tagliante.

### 7.9.1.2 Sezioni di classe 3

Per sezioni di classe 3 soggette all'azione combinata di flessione taglio e sforzo assiale le verifiche di resistenza sono così condotte:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

Per sezioni doppiamente simmetriche tale relazione coincide con la formula normativa che impone:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3 6.2.9.2(1)})$$

Un'eccezione è prevista per le sezioni circolari cave per le quali viene utilizzata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^2} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.1(7)})$$

Nelle precedenti espressioni, i valori delle resistenze assiali e flettenti, vengono calcolati come riportato ai relativi paragrafi per sezioni di classe 3.

### 7.9.1.3 Sezioni di classe 4

Per sezioni di classe 4 soggette all'azione combinata di flessione taglio e sforzo assiale le verifiche di resistenza sono condotte utilizzando le medesime relazioni viste per le sezioni di classe 3 e considerando, in aggiunta, la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} A_{eff} f_y} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\gamma_{M0} W_{eff,y,min} f_y} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\gamma_{M0} W_{eff,z,min} f_y} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.2.9.3(2)})$$

in cui:

- $A_{eff}$  rappresenta l'area efficace della sezione uniformemente compressa
- $W_{eff,min}$  rappresenta il modulo di resistenza efficace della sezione soggetta a flessione semplice
- $e_N$  rappresenta lo spostamento del baricentro della sezione quando soggetta a compressione uniforme. Qualora lo sforzo sollecitante fosse di trazione si considera  $N_{Ed} = 0$  e  $e_N = 0$

Un'eccezione è prevista per le sezioni circolari piene o cave per le quali viene utilizzata la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} A_{eff} f_y} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\gamma_{M0} W_{eff,y,min} f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\gamma_{M0} W_{eff,z,min} f_y}\right)^2} \leq 1$$

## 7.9.2 Verifiche di instabilità per l'azione composta di flessione e sforzo assiale

La verifica di instabilità per effetto combinato di flessione e sforzo assiale è condotta in accordo col paragrafo 6.3.3(4) dell'EC3. Il programma effettua il calcolo sotto l'ipotesi di elemento prismatico. Qualora l'elemento risultasse non prismatico le formule impiegate nel calcolo risultano le stesse e le proprietà della sezione vengono ricavate sulla base dell'output station in esame. In quest'ultimo caso l'utente deve valutare personalmente l'applicabilità di tale semplificazione.

### 7.9.2.1 Sezioni di classe 1, 2 e 3

Per sezioni di classe 1, 2 e 3 soggette all'azione combinata di flessione e sforzo assiale le verifiche di instabilità sono condotte verificando che le seguenti

## Parte II Verifica elementi in acciaio

disuguaglianze risultino soddisfatte:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

(EC3 6.3.3(4))

I valori caratteristici delle resistenze,  $N_{Rk}$ ,  $M_{y,Rk}$  e  $M_{z,Rk}$ , sono calcolati come visto ai paragrafi 7.6.3 e 7.7.1 senza tener conto del coefficiente  $\gamma_{M0}$ . I fattori di riduzione della resistenza per effetto dell'intabilità,  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  e  $\chi_{LT}$ , sono calcolati con riferimento ai paragrafi 7.6.4 e 7.7.2 mentre i coefficienti di interazione  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  e  $k_{zy}$ , sono calcolati in funzione del metodo specificato fra le preferenze di verifica. In particolare è possibile scegliere fra l'approccio presente nell'allegato A dell'EC3 (Metodo 1) oppure nell'allegato B dell'EC3 (Metodo 2).

Analogamente a quanto visto per le resistenze, la verifica di instabilità per sezioni circolari piene o cave, viene condotta sommando linearmente la componente assiale con la SRSS dei termini flettenti:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + \sqrt{\left( k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2 + \left( k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + \sqrt{\left( k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2 + \left( k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \right)^2} \leq 1$$

Le relazioni appena viste sono valide nel caso di sforzo assiale di compressione. La verifica di instabilità per elementi soggetti a trazione e flessione viene condotta con le medesime formule ponendo il termine assiale pari a zero.

### 7.9.2.2 Sezioni di classe 4

Per sezioni di classe 4 soggette all'azione combinata di flessione e sforzo assiale le verifiche di instabilità sono condotte verificando che le seguenti disuguaglianze

risultino soddisfatte:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{EC3 6.3.3(4)})$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

I valori caratteristici delle resistenze,  $N_{Rk}$ ,  $M_{y,Rk}$  e  $M_{z,Rk}$ , sono calcolati come visto ai paragrafi 7.6.3 e 7.7.1 per sezioni di classe 4 senza tener conto del coefficiente  $\gamma_{M0}$ . I termini  $e_{Ny}$  e  $e_{Nz}$  hanno il significato visto al paragrafo 7.9.2.2. I fattori di riduzione della resistenza per effetto dell'instabilità,  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  e  $\chi_{LT}$ , sono calcolati con riferimento ai paragrafi 7.6.4 e 7.7.2 mentre i coefficienti di interazione  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  e  $k_{zy}$ , sono calcolati in funzione del metodo specificato fra le preferenze di verifica. In particolare è possibile scegliere fra l'approccio presente nell'allegato A dell'EC3 (Metodo 1) oppure nell'allegato B dell'EC3 (Metodo 2).

Analogamente a quanto visto in precedenza, la verifica di instabilità per sezioni circolari piene o cave, viene condotta sommando linearmente la componente assiale con la SRSS dei termini flettenti.

Le relazioni appena viste sono valide nel caso di sforzo assiale di compressione. La verifica di instabilità per elementi soggetti a trazione e flessione viene condotta con le medesime formule ponendo il termine assiale pari a zero.

La verifica delle deformazioni orizzontali e verticali è stata eseguita sulla base delle condizioni imposte dalle NTC-08 riportate di seguito:

#### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.1) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad (4.2.55)$$

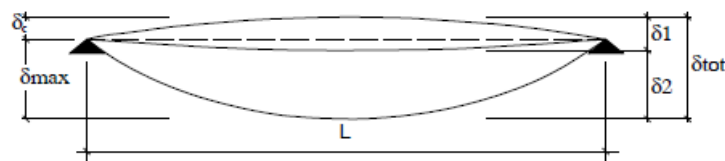


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_C$  la montatura iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della montatura iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_C$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.X, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

#### 4.2.4.2.2 Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XI ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.2).

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

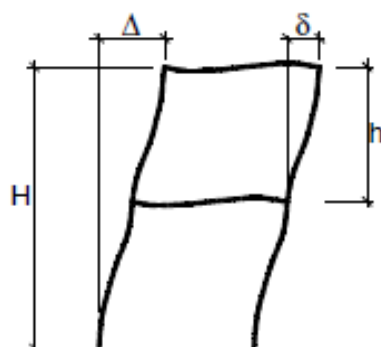
Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	


*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*



	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## 7. ANALISI PRELIMINARI PALI DI FONDAZIONE

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali (CAP 6.4.2.1 DM 2008).

Di seguito si mostra l'estratto normativo per le verifiche delle fondazioni profonde (pali); in questo caso le fondazioni sono costituite di fatto dai pilastri delle strutture. I pali sono infissi nel terreno per una profondità idonea al modello geotecnico individuato nella relazione Geotecnica e Geologica redatta da Montana S.p.a. (L.Moreschi).

### 6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

### 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

- Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$  ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21


Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- (c) Se il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dedotto dal valore  $R_{c,m}$  ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero  $n$  di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\} \quad [6.4.5]$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

#### 6.4.3.1.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

#### 6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{t,d}$  della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale  $\gamma_T$  della Tab. 6.4.VI.


Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica  $R_{t,k}$  sia valutata a partire dalla resistenza  $R_{t,m}$  misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento e di possibili riduzioni per effetto di gruppo.

	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

#### 6.4.3.7 PROVE DI CARICO

##### 6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ( $d < 80$  cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% e tale da restituire un palo ancora di grande diametro ( $d \geq 80$  cm); il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

##### 6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera

Sui pali di fondazione, ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali, devono essere eseguite prove di carico statiche per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di carico devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione. In ogni caso, per ciascun sistema di fondazione il numero complessivo di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore  $5 + n/500$ , se il numero  $n$  di pali è superiore a 500.

Fermo restando il numero complessivo delle prove di carico minimo sopra indicato, il numero di prove di carico statiche può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche sostitutive, da tarare con quelle statiche di progetto su pali pilota, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali, per verificarne lunghezza e integrità strutturale. In ogni caso, deve essere eseguita almeno una prova di carico statica.

Per fondazioni su pali di opere che ricadono in condizioni ambientali particolarmente severe, quali ad esempio le strutture offshore con elevato battente d'acqua, si può fare riferimento a specifiche normative di comprovata validità.

**N.B. Le seguenti valutazioni sono un predimensionamento preliminare; vista la vastità delle aree sarà necessario eseguire una migliore caratterizzazione del terreno dal punto di vista geotecnico (proprietà meccaniche), come citato in relazione geologica e geotecnica:**

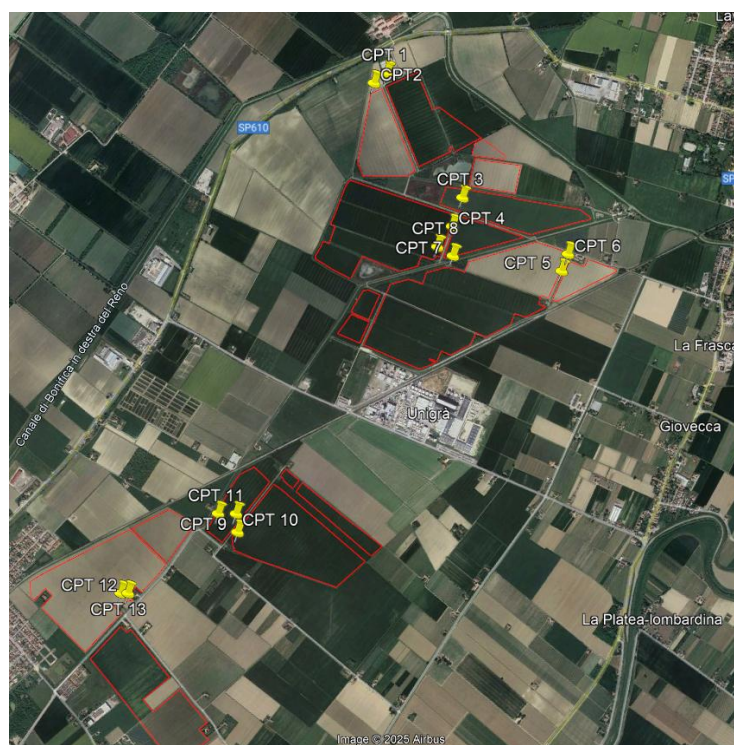
*“In considerazione del livello progettuale disponibile, non essendo ancora definiti in modo puntuale tipologia, geometria e dimensionamento delle opere di fondazione, né i carichi agenti, non è stato possibile sviluppare le verifiche geotecniche previste dalle NTC 2018 (par. 6.2.3), che dovranno essere completate nella successiva fase esecutiva da tecnico abilitato sulla base delle scelte progettuali definitive.”*


**Inoltre saranno fondamentali prove incorso d’opera (portata verticale – compressione, sfilamento, tiro laterale) su un numero di pali idonei al paragrafo 6.4.3.7.2 delle NTC2018.**

L’installatore svilupperà test pull out e tiro laterale sui pali in corso d’opera mediante l’utilizzo di un dinamometro; da tali prove si deriveranno le seguenti resistenze da confrontare con quelle teoriche e con le reazioni vincolari esercitate dai pali (inviluppo).

Dalla campagna di prove (n°13 CPT), si è individuato il seguente modello geotecnico:

- **Unità A:** da 0,0 a 1,0 m dal piano campagna, costituita da terreno coltivo.
- **Unità B:** da 1,0 a 5,0 m dal piano campagna, costituita prevalentemente da argille e/o limi
- **Unità C:** da 5,0 a 10,0 m dal piano campagna, costituita da argille, con presenza occasionale di lenti torbose e/o limose a diverse profondità.



	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Le prove geotecniche sono state realizzate in corrispondenza dell'area d'intervento, come definito in via preliminare con la Committenza, e la loro ubicazione è riportata nella precedente. Tutte le prove sono state interrotte a -10 m dal piano campagna.

La falda è stata individuata a una profondità media di -2,90 m da piano campagna in corrispondenza delle prove ubicate nella porzione nord del sito, mentre nella parte sud è stata rilevata a una quota media di -3,60m da p.c.

Si sono valutate le portate teoriche degli ipotetici pali (diam. 0,3m – profondità 4mt) valutando le 4 prove CPT più scadenti (CPT 2,3,4,5); in fase esecutiva, in base alle integrazioni geotecniche ed in base alle prove sperimentali, verranno eseguite ulteriori valutazioni. Le portate dei pali valutate in via preliminari sono confrontabili e compatibili (come ordine di grandezza) con i carichi al piede generati da moduli tracker delle dimensioni da realizzare (sviluppo, altezza asse di rotazione, interasse pali, ecc); è però necessario approfondire le indagini in alcune zone in cui le prove penetrometriche hanno dato risultati non soddisfacenti (CPT 2-3-4-5).

**Caratteristiche Geometriche al Contorno**

Q <sub>0</sub> [m]	-0,4
Q <sub>0.1</sub> [m]	0,0
Q <sub>0.2</sub> [m]	-8,6
Q <sub>0.3</sub> [m]	0,0
γ <sub>w</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	10

Quota di base del palo rispetto al p.c.  
 Quota del piano della fondazione = Quota testa palo utile rispetto al p.c.  
 Quota della falda rispetto al p.c.  
 Quota del p.c. rispetto al riferimento (relativo o assoluto)  
 Peso di volume dell'acqua

D <sub>p</sub> [m]	0,2
D tubo [mm]	0,2
s tubo [mm]	4
P tubo [kN/m]	0,15
P arm [kN/m]	-
γ <sub>ca</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	25,00
γ <sub>acciaio</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	78,00

Diametro del palo (nominale o reso finale)  
 Diametro del tubolare (per palo in C.A. con gabbia metallica o altro = "-")  
 Spessore del tubolare (per palo in C.A. con gabbia metallica o altro = "-")  
 Peso del tubolare a metro lineare (se non presente = "-")  
 Peso dell'armatura metallica o altro a metro lineare (se non presente = "-")  
 Peso di volume della miscela di cemento (micropali) o del calcestruzzo (pali in C.A.)  
 Peso di volume dell'armatura metallica o altro (per palo in C.A. con gabbia metallica o altro) - Se non presente "-"

Tipo di palo

VALORI kc

kc [-] UNICO

Fattore di resistenza alla base - Valore adottato unico per tutte le prove (Cfr. Allegato "Tabelle") - Se non applicato "-"

Ψ [-]

Coefficiente di amplificazione del diametro del palo alla base

δ [-]

Coefficiente di amplificazione del diametro lungo il profilo verticale del palo (da applicare solo se il D<sub>p</sub> reso finale ≠ D<sub>p</sub> nominale)

VERIFICA

APPROCCIO

γ<sub>0</sub> [-]

Fattore parziale del peso proprio del palo in funzione del set di combinazione esaminato

APPROCCIO

γ<sub>0</sub> [-]

Fattore parziale del peso proprio del palo in funzione del set di combinazione esaminato

N Prove

Numero di verticali d'indagine

ξ<sub>1</sub> [-]

Fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (Cfr. Tab. 6.4.IV NCT 2008)

ξ<sub>2</sub> [-]

Fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (Cfr. Tab. 6.4.IV NCT 2008)

γ<sub>1</sub> [-]

Coefficiente parziale per calcolo resistenza laterale in compressione di progetto (Cfr. Tab. 6.4.II NCT 2008)

γ<sub>2</sub> [-]

Coefficiente parziale per calcolo resistenza laterale in trazione di progetto (Cfr. Tab. 6.4.II NCT 2008)

γ<sub>3</sub> [-]

Coefficiente parziale per calcolo resistenza alla base di progetto (Cfr. Tab. 6.4.II NCT 2008)

**Metodo Speditivo (Coefficienti globali di sicurezza) con riferimento ai valori minimi di resistenza**

F<sub>1</sub> l [-]

Fattore globale di sicurezza laterale in compressione [ξ<sub>2</sub> • γ<sub>1</sub>]

F<sub>1</sub> lt [-]

Fattore globale di sicurezza laterale in trazione [ξ<sub>2</sub> • γ<sub>1t</sub>]

F<sub>1</sub> b [-]

Fattore globale di sicurezza alla base [ξ<sub>2</sub> • γ<sub>3</sub>]

F<sub>1</sub> l [-]

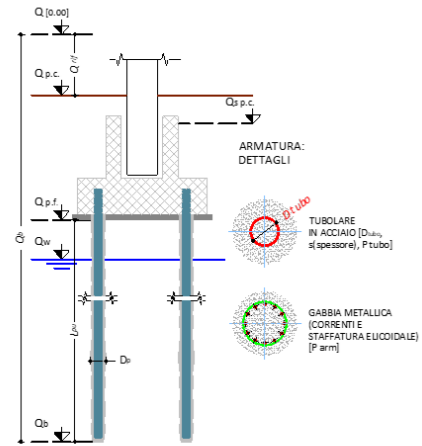
VALORE ADOTTATO del Fattore globale di sicurezza laterale in compressione [ξ<sub>2</sub> • γ<sub>1</sub>] o "-"

F<sub>1</sub> lt [-]

VALORE ADOTTATO del Fattore globale di sicurezza laterale in trazione [ξ<sub>2</sub> • γ<sub>1t</sub>] o "-"

F<sub>1</sub> b [-]

VALORE ADOTTATO del Fattore globale di sicurezza alla base [ξ<sub>2</sub> • γ<sub>3</sub>] o "-"



N.B. nei seguenti calcoli, le prove nominate CPT 1,2,3,4 sono relative ai dati di input del programma per il calcolo delle medie delle portate ed appartengono rispettivamente alle prove CPT in sito n°2,3,4,5.









**Risultati**

$Q_{rif}$ [m]	0,0	Quota del p.c. rispetto al riferimento (relativo o assoluto)
$Q_b$ [m]	-0,4	Quota di base del palo rispetto al p.c.
$Z_b$ [m]	0,4	Profondità di base del palo rispetto al p.c
$Q_{p.f.}$ [m]	0,0	Quota del piano della fondazione = Quota testa palo rispetto al p.c.
$Q_w$ [m]	-3,6	Quota della falda rispetto al p.c.
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10,0	Peso di volume dell'acqua
$\gamma_{dis}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25,0	Peso di volume del calcestruzzo fluido o della miscela cementizia (o del materiale costituente il palo)
$\gamma_{acc}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	78,0	Peso di volume dell'armatura metallica o altro (per palo in C.A. con gabbia metallica o altro)
$D_p$ [m]	0,20	Diametro del palo (nominale o reso finale)
$A_p$ [m <sup>2</sup> ]	0,03	Area nominale del palo
$D_{tubo}$ [m]	0,00	Diametro del tubolare metallico
$s_{tubo}$ [m]	0,00	Spessore del tubolare metallico
$A_{tubo}$ [m <sup>2</sup> ]	0,00	Area della sezione del tubo
$P_{tubo}$ [kN/m]	0,15	Peso armatura tubolare a metro lineare
$\gamma_{tubo}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	-3141,21	Peso di volume dell'armatura tubolare
$P_{arm}$ [kN/m]	0,00	Peso armatura (gabbia metallica o altro) a metro lineare
$Q_{p.f.}$ [m]	0,0	Quota del piano della fondazione = Quota testa palo rispetto al rif. assoluto
$Q_b$ [m]	-0,4	Quota di base rispetto al riferimento assoluto
$L_{pu}$ [m]	0,4	Lunghezza utile del palo (a partire dalla quota d'intradosso fondazione)
$\Psi$ [-]	1,0	Coefficiente di amplificazione del diametro del palo alla base
$\Phi$ [-]	1,0	Coefficiente di amplificazione del diametro lungo il profilo verticale del palo
$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	0,03	Area di base del palo (con eventuale amplificazione del diametro $D_p \cdot \Psi$ )
$P_p$ tot arm [kN]	0,06	Peso totale dell'armatura (tubolare e/o gabbia metallica o altro)
$V$ miscela [m <sup>3</sup> ]	0,01	Volume della miscela di cemento o di calcestruzzo
$P_p$ palo [kN]	0,37	Peso totale del palo (valore caratteristico)
$W_p$ [kN]	0,37	Peso del palo al netto della spinta idrostatica
$\gamma_G$ [-]	1,3	Fattore parziale peso proprio del palo
$W_{pd}$ [kN]	0,49	Peso di progetto del palo al netto della spinta idrostatica [ $W_p \cdot \gamma_G$ ]

**Resistenze di pali soggetti a carichi assiali § 6.4.3.1.1 NCT2008**

$\xi_3$ [-]	1,55	Fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (Cfr. Tab. 6.4.IV NCT 2008)
-------------	------	--

$\xi_4$ [-]	1,42	Fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (Cfr. Tab. 6.4.IV NCT 2008)
-------------	------	--

$\gamma_c$ [-]	1,15	Coefficiente parziale per calcolo resistenza laterale in compressione di progetto (Cfr. Tab. 6.4.II NCT 2008)
----------------	------	---

$\gamma_{at}$ [-]	1,25	Coefficiente parziale per calcolo resistenza laterale in trazione di progetto (Cfr. Tab. 6.4.II NCT 2008)
-------------------	------	---

$\gamma_b$ [-]	1,15	Coefficiente parziale per calcolo resistenza alla base di progetto (Cfr. Tab. 6.4.II NCT 2008)
----------------	------	--

	RIF. CPT1	RIF. CPT2	RIF. CPT3	RIF. CPT4
$R_{b, calc}$ [kN]	12,6	4,9	12,6	9,4
$R_{s, calc}$ [kN]	2,2	0,9	2,2	2,0

*Resistenza di calcolo di base - Portata limite di base*
*Resistenza di calcolo laterale - Portata limite laterale*

$R_{b, calc, med}$ [kN]	9,9	Resistenza di calcolo di base - Valore medio
-------------------------	-----	--

$R_{b, calc, min}$ [kN]	4,9	Resistenza di calcolo di base - Valore minimo
-------------------------	-----	---

$R_{s, calc, med}$ [kN]	1,8	Resistenza di calcolo laterale - Valore medio
-------------------------	-----	---

$R_{s, calc, min}$ [kN]	0,9	Resistenza di calcolo laterale - Valore minimo
-------------------------	-----	--

$R_{c, calc, med}$ [kN]	11,7	Resistenza di calcolo a compressione del palo - Valore medio
-------------------------	------	--

$R_{c, calc, min}$ [kN]	5,9	Resistenza di calcolo a compressione del palo - Valore minimo
-------------------------	-----	---

$R_{c, lim}$ [kN]	11,4	Resistenza limite ultima del palo a compressione [ $R_{c, calc, med} - W_p$ ]
-------------------	------	---

$R_{t, lim}$ [kN]	2,2	Resistenza limite ultima del palo a trazione [ $R_{t, calc, med} + W_p$ ]
-------------------	-----	---

 $R_{c, k} = \text{MIN} [R_{c, calc, media}/\xi_3; R_{c, calc, min}/\xi_4]$  Cfr. Formula 6.2.10 NCT 2008

 $R_{t, k} = \text{MIN} [R_{t, calc, media}/\xi_3; R_{t, calc, min}/\xi_4]$  Cfr. Formula 6.2.11 NCT 2008

Riferimento Valori

$R_{c, k}$ [kN]	4,1	Resistenza caratteristica a compressione del palo
-----------------	-----	---

VALORI MINIMI

$R_{t, k}$ [kN]	0,7	Resistenza caratteristica a trazione del palo
-----------------	-----	---

VALORI MINIMI

$R_{b, k}$ [kN]	3,5	Resistenza caratteristica di base del palo
-----------------	-----	--

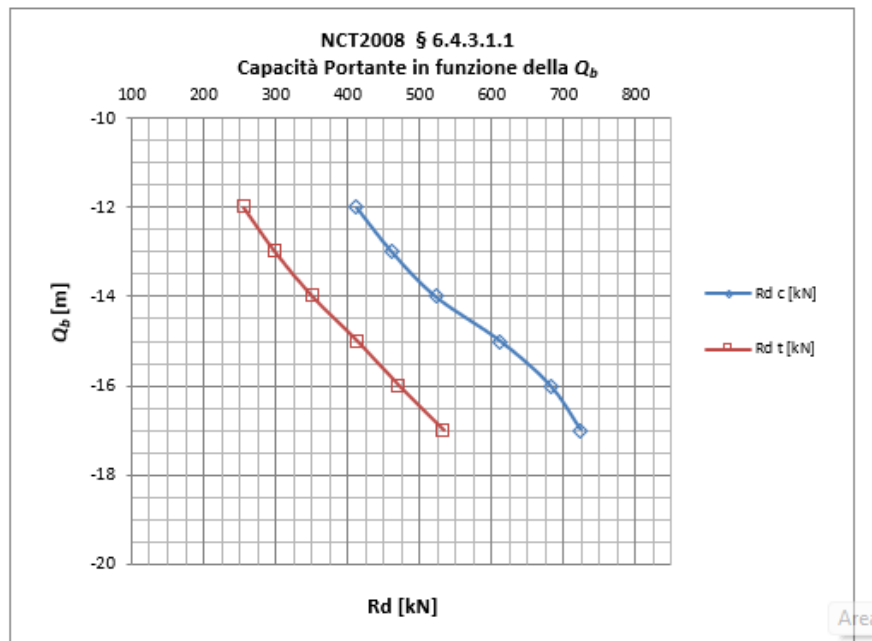
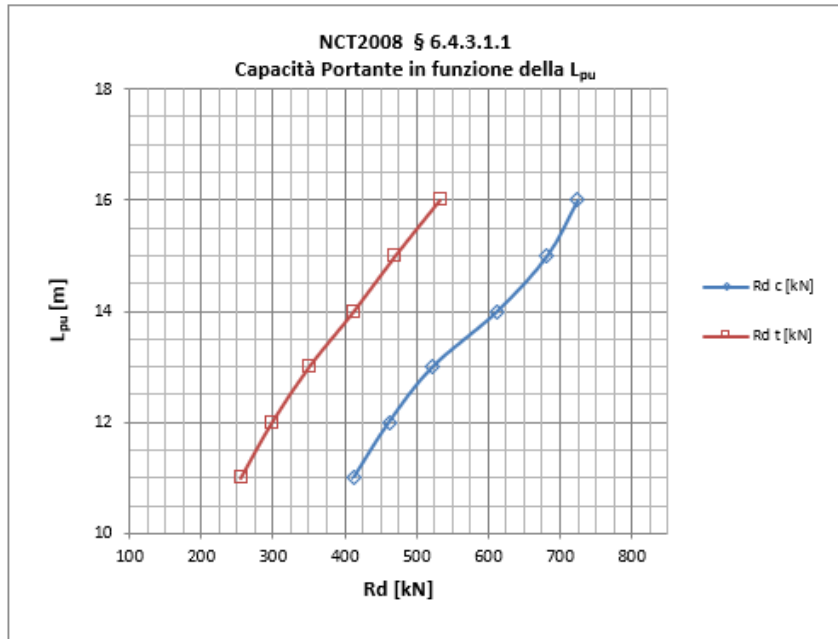
$R_{s, k}$ [kN]	0,7	Resistenza caratteristica laterale del palo
-----------------	-----	---


$R_{d, c}$ [kN]	3,1	Resistenza di progetto a compressione del palo
-----------------	-----	--

$R_{d, t}$ [kN]	1,0	Resistenza di progetto a trazione del palo
-----------------	-----	--

**Grafici**

$Q_b$ [m]	-12	-13	-14	-15	-16	-17
$L_{pu}$ [m]	11	12	13	14	15	16
$Rd_c$ [kN]	412,6	461,6	522,2	612,0	681,5	723,8
$Rd_t$ [kN]	256,0	299,5	351,0	413,3	470,9	532,8



	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

## CONSIDERAZIONI FINALI SUI VALORI DA OTTENERE NELLE PROVE SPERIMENTALI SU PALI

**N.B. Le seguenti valutazioni sono un predimensionamento preliminare; vista la vastità delle aree sarà necessario eseguire una migliore caratterizzazione del terreno dal punto di vista geotecnico (proprietà meccaniche), come citato in relazione geologica e geotecnica e da una campagna di prove su pali pilota nelle varie zone di installazione.**

In ottica di economizzare le forniture e procedure di lavorazione, si potrebbe valutare la realizzazione di pali infissi in acciaio per una profondità pari a 3 mt dal piano campagna.

Questa valutazione è però legata all'esecuzione di pali di lato maggiore pari a c.ca 300mm.

Ad ogni modo, per qualsiasi palificata (tipologia e dimensioni), i valori target da ottenere nelle prove sperimentali in sito sono i seguenti:

**Resistenza media prove pali a trazione – sfilamento:  $R_d = 2000 \text{ Kg}$**

**Resistenza media prove pali a compressione:  $R_d = 2750 \text{ Kg}$**

**Resistenza media prove pali a tiro laterale:  $R_d = 1600 \text{ Kg}$**

Tali valori garantiscono coefficienti di sicurezza imposti da Normativa NTC2018 nei confronti delle verifiche di tipo geotecnico.

Tali valori derivano da precedenti valutazioni (storico progetti realizzati) dei carichi al piede di moduli tracker di simili dimensioni (sviluppo, altezza, passo montanti, vento caratteristico di zona, ecc..) rispetto a quelle richieste dalla presente commessa.

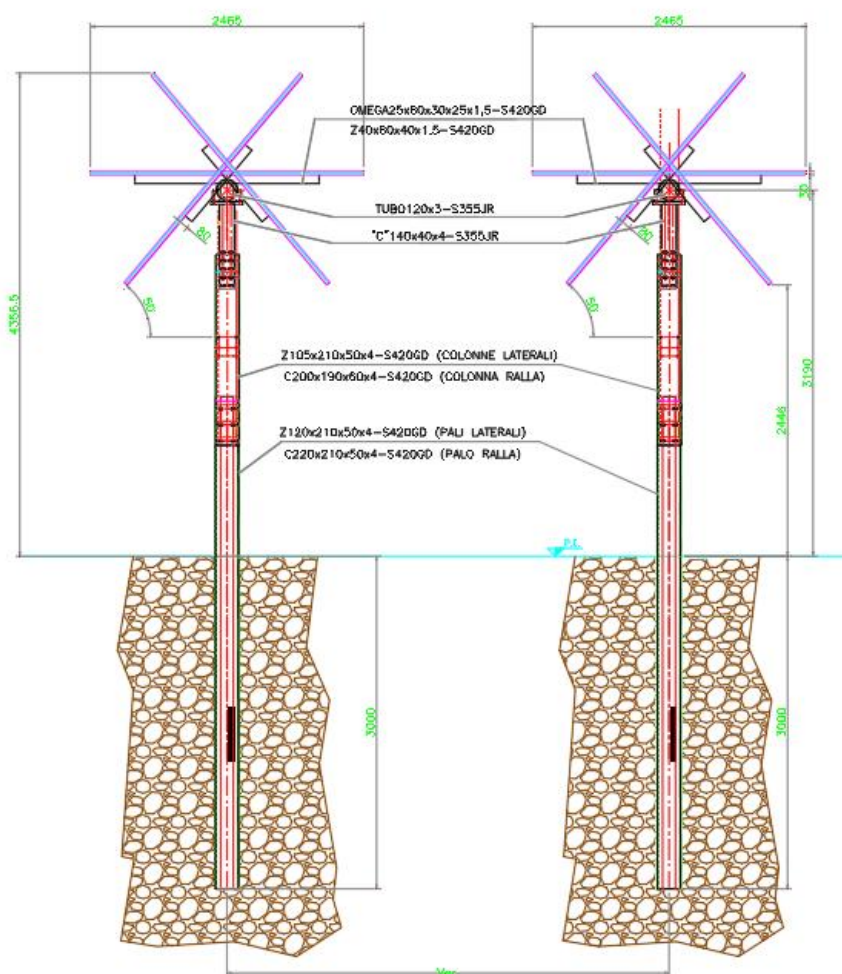
Di seguito si illustra lo studio preliminare per arrivare alle resistenze target delle porve sperimentali sulle palificate.

Si è utilizzato un progetto già realizzato sito in terreno con proprietà meccaniche similari, medesimo vento caratteristico e dimensioni delle strutture omogenee.

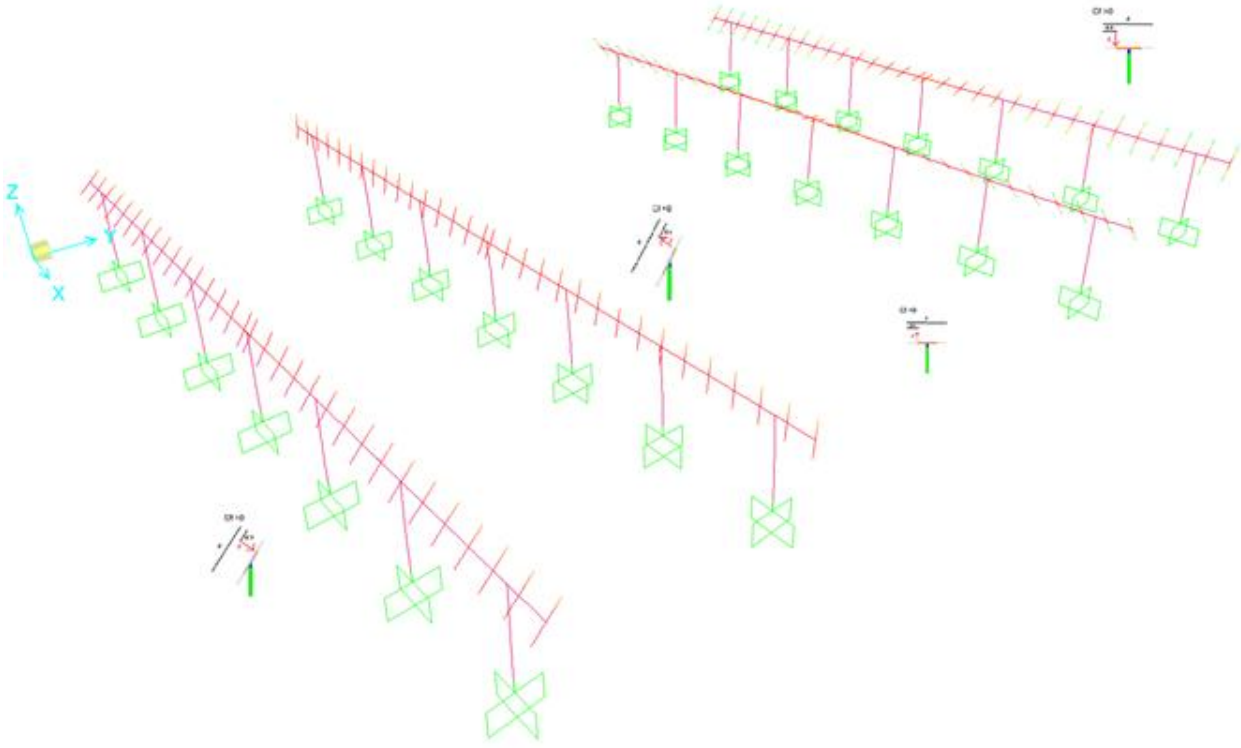
Partendo dalla modellazione della struttura sopra citata (N.B. i profili indicati sono relativi alla struttura realizzata; per la presente commessa sono ancora da dimensionare), si sono derivati gli involuipi delle reazioni vincolari appartenenti ai 4 modelli di calcolo maggiormente significativi.

Sezione tipica struttura analizzata:

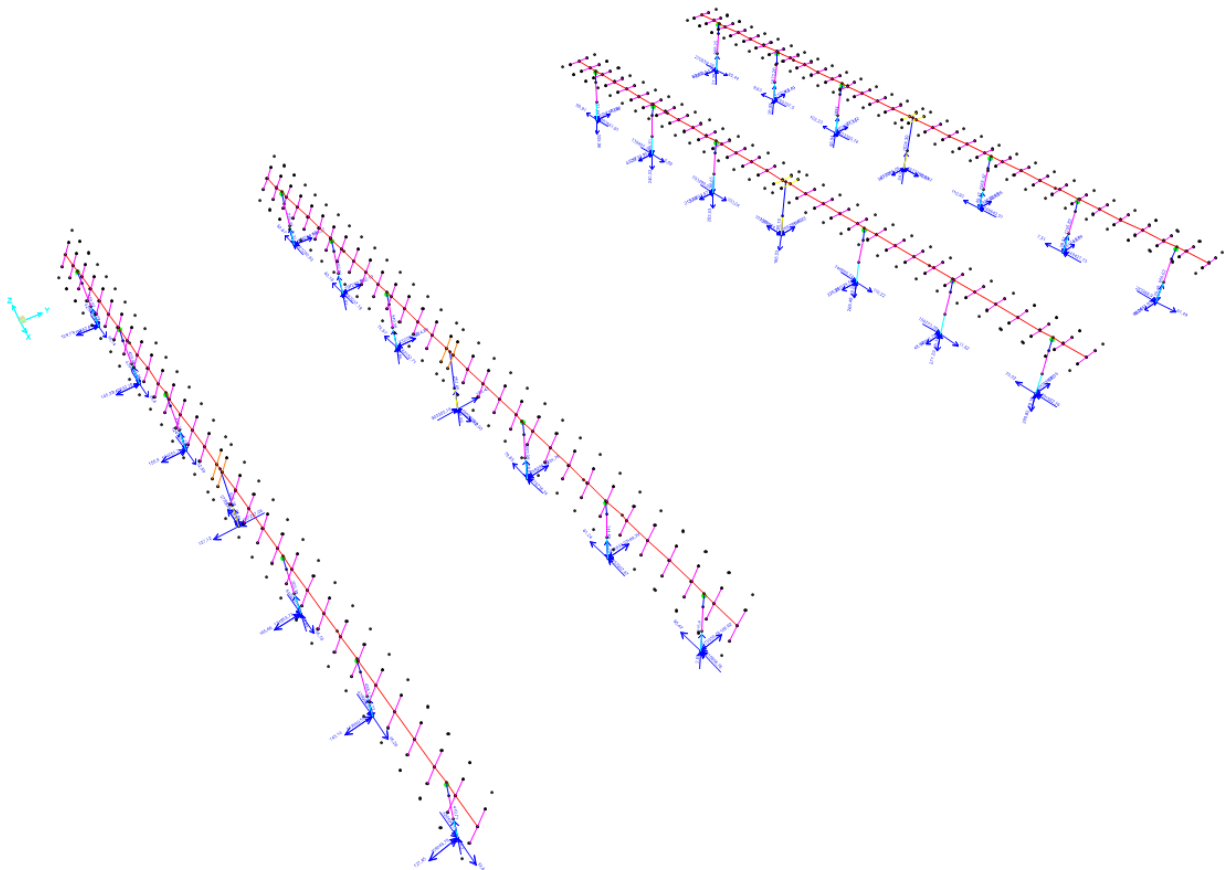
**SEZIONE TIPICA TRASVERSALE - scala 1:25**




*Modelli di calcolo (4) più significativi in termini di azione del vento:*



*Valutazioni delle reazioni vincolari generate dai modelli (involuppi a SLU):*



	COMMESSA/Job N: XXX_SBS SOLAR_Parco Agrivoltaico	DIS./Dwg n : XXX
	CUSTOMER : OX2 ITALY SPV 2 S.R.L.	
	LUOGO: Conselice (RA)	DATA/Date: 07-03-2026

Massimo sforzo a trazione-sfilamento del palo infisso in acciaio è pari a:  $Ned = - 880 \text{ Kg}$  (nodo 106 – SLU3)

Massimo sforzo a verticale-carico limite del palo infisso in acciaio è pari a:  $Ned = 1420 \text{ Kg}$  (nodo 106 – SLU3)

Massimo carico laterale sulla testa del palo (derivante dal taglio + momento alla base/profondità palo – Teoria di Broms):  $Ved = 753 \text{ Kg}$

**Considerando i coefficienti relativi alle verifiche di sicurezza a SLU di tipo geotecnico (approccio 2  $\gamma$  R3) (par. 6.4.3.1 NTC2018) e considerando i fattori di correlazione  $\xi$  (n° verticali indagate) si sono ricavati i valori target delle prove su pali.**

**Resistenza media prove pali a trazione – sfilamento:  $Rd = 880 * 1,25 * 1,55 = 1705 \rightarrow 2000 \text{ Kg}$**

**Resistenza media prove pali a compressione:  $Rd = 1420 * 1,15 * 1,55 = 2531 \rightarrow 2750 \text{ Kg}$**

**Resistenza media prove pali a tiro laterale:  $Rd = 753 * 1,3 * 1,55 = 1517 \rightarrow 1600 \text{ Kg}$**