



REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA
PROVINCIA DI PORDENONE
COMUNE DI SAN GIORGIO DELLA RICHINVELDA



MESSA IN SICUREZZA DI VIABILITA' COMUNALE: VIA MANIAGO,
PIAZZA COOPERATIVE, VIA SAN GIOVANNI E VIA PINETA
CUP E15F21003230002 – LOTTO 2

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE

Comune di San Giorgio della Richinvelda
via Richinvelda, 15
33095 – San Giorgio della Richinvelda (PN)

PROGETTISTI

Studio Roselli e Associati
dott. ing. Cristiano Roselli della Rovere
dott. ing. Ilaria Cimarosti



TITOLO

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

DATA	INC	REL	STR-R01	REV
07/08/2026	RA846B	PE		0
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	
0	07/08/2026	Prima emissione	I. Cimarosti	

SOMMARIO

1.	INQUADRAMENTO	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	MATERIALI	5
3.1.	OPERE IN CEMENTO ARMATO	5
3.1.1.	Calcestruzzo di nuova realizzazione	5
3.1.2.	Calcestruzzo per magrone	5
3.1.3.	Calcestruzzo opere in c.a.	5
3.1.4.	Acciaio per cemento armato	6
3.1.5.	Armature	6
3.1.6.	Reti elettrosaldate	6
3.2.	OPERE IN ACCIAIO	6
3.2.1.	Protezione alla corrosione mediante zincatura	7
3.2.2.	Saldature	8
4.	MODELLAZIONE SISMICA	8
4.1.	PARAMETRI GENERALI DEL SITO	8
4.2.	VITA NOMINALE DELLA COSTRUZIONE	9
4.3.	AZIONE SISMICA	9
4.3.1.	Zona Sismica	10
4.3.2.	Spettri di riposta	11
5.	CARICHI DI PROGETTO	11
5.1.	Pesi specifici	11
5.2.	Carichi permanenti	11
5.3.	Vento	12
5.3.1.	Vento su palo illuminazione	12
5.4.	Spinta del terreno	13
5.5.	Combinazioni per le verifiche geotecniche sulle opere di fondazione	13
6.	ALLEGATO – RELAZIONE DI CALCOLO PENSILINA	14

1. INQUADRAMENTO

Le opere di carattere strutturale previste sono pali dell'illuminazione pubblica di altezza massima 8 metri con relativo plinto di fondazione prefabbricato. Ai sensi del Decreto Del Presidente Della Regione 13 dicembre 2024, n. 0165/Pres. sono classificati con Interventi privi di rilevanza al punto c.1.a.9.1) pali per illuminazione o portacavi, aventi altezza fuori terra compresa tra metri 5,00 e metri 10,00 dal piano di campagna, compresi i relativi plinti di fondazione.

Le pensiline di attesa per il trasporto pubblico e le mascherature metalliche si configurano come D) INTERVENTI ESCLUSI quindi non sono subordinati agli adempimenti di cui alla Legge e al Regolamento secondo lettera m) installazione di prodotti commerciali, di arredo, di finitura al di fuori dell'ambito di applicazione delle norme tecniche per le costruzioni.



Figura 1: Ortofoto con indicazione, in colore rosso, dell'area oggetto dell'intervento.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le opere in progetto sono state progettate in conformità con le seguenti leggi e normative:

- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia
- L. 5 Novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (e relativi riferimenti tecnici);
- Circolare 21.01.2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018”;
- EN 1992-1-1:2005 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1998-1:2005 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;

- EN 1997-1:2005 – “Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali”;
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- CNR-DT 206-R1/2018 – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno.

3. MATERIALI

A norma dell'art. 4 della Legge 5/11/71 n°1086 e succ.ve modifiche, la presente relazione prescrive le seguenti disposizioni riguardanti le caratteristiche dei materiali, la loro confezione e il loro impiego nell'esecuzione delle strutture delle suddette opere.

3.1. OPERE IN CEMENTO ARMATO

3.1.1. Calcestruzzo di nuova realizzazione

Le opere in calcestruzzo preconfezionato o gettato in opera devono essere realizzate in conformità alle seguenti norme e documenti tecnici:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» cap. 4 e 11;
- Circolare alle “NTC” del 21 gennaio 2019 n°7;
- Linee Guida per il calcestruzzo strutturale;
- UNI-EN 206-1: “Calcestruzzo”;
- UNI-EN 12620: “Aggregati e filler”;
- UNI 197/1: “Cementi”;
- UNI EN 1008: “Acqua di impasto”.

Gli inerti devono provenire da impianti di estrazione e lavaggio autorizzati e saranno ottenuti da rocce non gelive o friabili.

L'acqua utilizzata per l'impasto deve essere limpida e priva d'impurità, di solfati o gesso e non deve giungere da zone di ristagno all'aperto.

Il cemento è di tipo Portland.

La distribuzione granulometrica degli inerti, il cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

3.1.2. Calcestruzzo per magrone

descrizione	Calcestruzzo destinato alla realizzazione del piano di appoggio delle fondazioni (privo di armature)		
classe	C12/15		
resistenza caratteristica a rottura cubica	R_{ck}	15	N/mm ²
resistenza caratteristica a rottura cilindrica	f_{ck}	12	N/mm ²
classe di esposizione	XC0		

3.1.3. Calcestruzzo opere in c.a.

descrizione	Calcestruzzo destinato alla realizzazione di fondazioni e muri interrati a contatto con terreni non aggressivi		
classe	C32/40		
resistenza caratteristica a rottura cubica	R_{ck}	40	N/mm ²
resistenza caratteristica a rottura cilindrica	f_{ck}	32	N/mm ²
classe di esposizione	XC4		
classe di consistenza	S4/S5		
rapporto A/C massimo	0.50		
dosaggio minimo cemento	340		kg/m ³

copriferro minimo	40mm (per getti controterra 70mm)		
peso specifico	ρ	24	kN/m ³

3.1.4. Acciaio per cemento armato

L'acciaio dolce da carpenteria rispetta le prescrizioni fornite dalle seguenti normative e documentazioni tecniche:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» cap. 4 e 11;
- Circolare alle "NTC" del 21 gennaio 2019 n°7;
- UNI EN 10080: "Acciaio d'armatura per calcestruzzo".

3.1.5. Armature

tipologia	B450C		
tensione nominale di rottura	$f_{t,nom}$	540	N/mm ²
tensione nominale di snervamento	$f_{y,nom}$	450	N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	
modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
allungamento	$(A_{gt})_k$	7,5%	
peso specifico	ρ	78	kN/m ³

3.1.6. Reti elettrosaldate

tipologia	B450A		
tensione nominale di rottura	$f_{t,nom}$	540	N/mm ²
tensione nominale di snervamento	$f_{y,nom}$	450	N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	
modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
allungamento	$(A_{gt})_k$	7,5%	
peso specifico	ρ	78	kN/m ³

3.2. OPERE IN ACCIAIO

Le opere in acciaio di nuova realizzazione devono essere realizzate in conformità alle seguenti norme e documenti tecnici:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» ai capitoli 4 e 11;
- Circolare alle "NTC" del 21 gennaio 2019 n°7;
- UNI EN 1090: "Esecuzione di strutture in acciaio e alluminio";
- UNI EN 1993: "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio";
- UNI EN 10025: "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali";
- UNI EN 10210: "Profilati cavi in acciaio laminati a caldo per impieghi strutturali".

Secondo quanto indicato dalle "NTC2018" nel paragrafo §4.2.-"Costruzioni in acciaio", per le strutture in Acciaio per profili tubolari

tipo di acciaio	S235		
norma di riferimento	UNI EN 10025-2		
tensione di snervamento	f_y	> 235	N/mm ²
tensione di rottura	f_t	> 360	N/mm ²
modulo elastico	E	> 210000	N/mm ²
classe di resilienza da -20 C° a +20 C°:	JR		
allungamento a rottura	A	> 22%	

3.2.1. Protezione alla corrosione mediante zincatura

La Norma UNI EN ISO 14713-1 identifica:

- 6 Classi di Corrosione Ambientale Atmosferica e
- 4 Classi di Corrosione per strutture immerse o interrate

Corrosione Atmosferica

La corrosione atmosferica è un processo che avviene in uno strato di umidità presente sulla superficie del metallo; tale strato può essere così sottile da non essere rilevabile ad occhio nudo.

La velocità di corrosione è incrementata dai seguenti fattori:

- aumento dell'umidità relativa
- condensa
- aumento del tasso di inquinamento dell'atmosfera

L'esperienza ha dimostrato che è probabile il verificarsi di una significativa corrosione se l'umidità relativa è superiore all'80% e la temperatura è maggiore di 0°C. Tuttavia in presenza di inquinamento ambientale e/o di sali igroscopici la corrosione può verificarsi a livelli di umidità inferiori.

Strutture immerse in acqua

Il tipo di acqua - dolce, salmastra o salata ha una grande influenza sulla corrosione dell'acciaio. La corrosività è influenzata anche dal tenore di ossigeno dell'acqua, dal tipo e dalla quantità delle sostanze disciolte e dalla temperatura dell'acqua. Lo svilupparsi di organismi animali o vegetali può accelerare la corrosione.

Strutture interrate

La corrosione nel terreno dipende dal tenore e dalla natura dei minerali del terreno, dalla presenza di sostanze organiche, dal tenore in acqua e in ossigeno. La corrosività del terreno è fortemente influenzata dal grado di aerazione. Il tenore in ossigeno varia e possono formarsi celle di corrosione. Dove strutture di acciaio importanti, come condutture, gallerie, installazioni di serbatoi, ecc., passano attraverso terreni di tipo differente, con differenti tenori di ossigeno, con differenti livelli della falda freatica, eccetera, può verificarsi un aumento della corrosione localizzata (corrosione ad alveoli) dovuta alla formazione di celle di corrosione.

Classificazione degli ambienti in relazione alla stima della categoria di corrosività

Categoria di corrosività C Tasso di corrosione per lo zinco (in base a esposizioni di un anno) r_{corr} in $\mu\text{m/a}$ e livello di corrosione	Ambienti tipici (esempi)	
	Interno	Esterno
C1 $r_{corr} \leq 0,1$ Molto basso	Ambienti riscaldati con bassa umidità relativa e inquinamento insignificante, per esempio uffici, scuole, musei	Zona secca o fredda, ambiente atmosferico con inquinamento e periodo di umidità molto ridotti, per esempio alcuni deserti, Artico/Antartico centrale
C2 $0,1 < r_{corr} \leq 0,7$ Basso	Spazi non riscaldati con temperature e umidità relativa variabili. Basso frequenza di condense e ridotto inquinamento, per esempio, magazzini, palestre	Zona temperata, ambiente atmosferico con inquinamento ridotto ($\text{SO}_2 < 5 \mu\text{g/m}^3$), per esempio aree rurali, piccole città. Zona secca o fredda, ambiente atmosferico con breve periodo di umidità, per esempio deserti, aree subartiche
C3 $0,7 < r_{corr} \leq 2,1$ Medio	Spazi con moderata frequenza di condensa e inquinamento moderate dovuto a processi produttivi, per esempio impianti di lavorazione di generi alimentari, lavanderie, fabbriche di birra, caseifici	Zona temperata, ambiente atmosferico con inquinamento medio (SO_2 : da $5 \mu\text{g/m}^3$ a $30 \mu\text{g/m}^3$) o un certo effetto di cloruri, per esempio aree urbane, aree costiere con bassa deposizione di cloruri. Zone subtropicali e tropicali con atmosfera con ridotto inquinamento

C4 $2,1 < r_{\text{corr}} \leq 4,2$ Alto	Spazi con elevata frequenza di condensa ed elevato inquinamento dovuto a processi produttivi, per esempio impianti di lavorazione industriali, piscine	Zona temperata, ambiente atmosferico con elevato inquinamento (SO₂: da 30 µg/m³ a 90 µg/m³) o notevole effetto di cloruri, per esempio aree urbane inquinate, aree industriali, aree costiere non esposte a nebbia salina, esposizione a forte effetto di sali antighiaccio. Zone subtropicali e tropicali con atmosfere con inquinamento medio
C5 $4,2 < r_{\text{corr}} \leq 8,4$ Molto alto	Spazi con elevatissima frequenza di condensa e/o elevato inquinamento dovuto a processi produttivi, per esempio miniere, caverne per scopi industriali, capanne non ventilate in zone subtropicali e tropicali	Zone temperate e subtropicali, ambiente atmosferico con inquinamento molto elevato (SO₂: da 90 µg/m³ a 250 µg/m³) e/o importante effetto di cloruri, per esempio aree industriali aree costiere, posizioni riparate sulla fascia costiera
CX $8,4 < r_{\text{corr}} \leq 25$ Estremo	Spazi con condensa quasi permanente o lunghi periodi di esposizione agli effetti di umidità estrema e/o con elevato inquinamento dovuto a processi produttivi, per esempio capanne non ventilate in zone tropicali umide con penetrazione dell'inquinamento esterno, compresi cloruri dispersi nell'aria e materiale particolato stimolante la corrosione	Zone subtropicali e tropicali (periodo di umidità molto elevato), ambiente atmosferico con inquinamento (SO₂) molto elevato (maggiore di 250 µg/m³), compreso inquinamento dovuto a fattori produttivi e/o forte effetto di cloruri, per esempio aree estremamente industriali, fascia costiera e aree in mare aperto con contatto occasionale con nebbia salina

In seguito alle scelte adottate nella progettazione strutturale e alla destinazione d'uso si è pertanto scelto la classe di corrosività **C2 - BASSA**.

3.2.1.1. Spessore minimo di zincatura

Zincatura a caldo: (ISO 1461)	materiale e spessore	sp. medio del rivestimento [µm]	massa media del rivestimento [g/m ²]
	Acciaio sp.> 6mm	85	610
	Acciaio 3<sp.<6mm	70	505

3.2.2. Saldature

Le saldature, a cordone d'angolo, a parziale o a piena penetrazione secondo le indicazioni di progetto, devono essere conformi a quanto previsto nelle NTC 2018.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011-1:2009 ed UNI EN 1011-2:2005 per gli acciai ferritici ed UNI EN 1011-3:2005 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali di livello C della norma UNI EN ISO 5817:2014.

4. MODELLAZIONE SISMICA

4.1. PARAMETRI GENERALI DEL SITO

Parametri generali

provincia	Pordenone
comune	San Giorgio della Richinvelda, 33095
località	Rauscedo
indirizzo	Piazza delle Cooperative
Latitudine WGS84	46.039291,
longitudine	12.828489
quota altimetrica [m]	150

categoria topografica	T1
categoria di sottosuolo	B
zona sismica	2
accelerazione sismica di riferimento [g]	0.203

4.2. VITA NOMINALE DELLA COSTRUZIONE

Vita nominale e classe d'uso

tipo di costruzione	Costruzione con livelli di prestazione ordinarie
vita nominale (VN) [anni]	50
classe d'uso	II
coefficiente d'uso	1.00
periodo di riferimento ($V_R = V_N C_U$) [anni]	50

4.3. AZIONE SISMICA

Azione sismica

stato limite considerato		SLO	SLD	SLV	SLC	
probabilità di superamento		81%	63%	10%	5%	
tempo di ritorno	T_r	30	50	475	975	[anni]
acc. max oriz. su suolo rigido	a_g	0.056	0.073	0.203	0.269	[g]
coefficiente di amplificazione dinamica	F_o	2.467	2.453	2.449	2.487	
periodo inizio tratto velocità cost.	T_c^*	0.241	0.265	0.334	0.348	[s]
parametri locali	S_S	1.200	1.200	1.200	1.133	
	C_C	1.462	1.434	1.370	1.358	
periodi notevoli	T_B	0.117	0.127	0.153	0.158	[s]
	T_C	0.352	0.380	0.458	0.473	[s]
	T_D	1.824	1.892	2.411	2.675	[s]
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_T	1.000	1.000	1.000	1.000	

4.3.1. Zona Sismica

Il comune di San Giorgio della Richinvelda è situato in Zona Sismica 2.

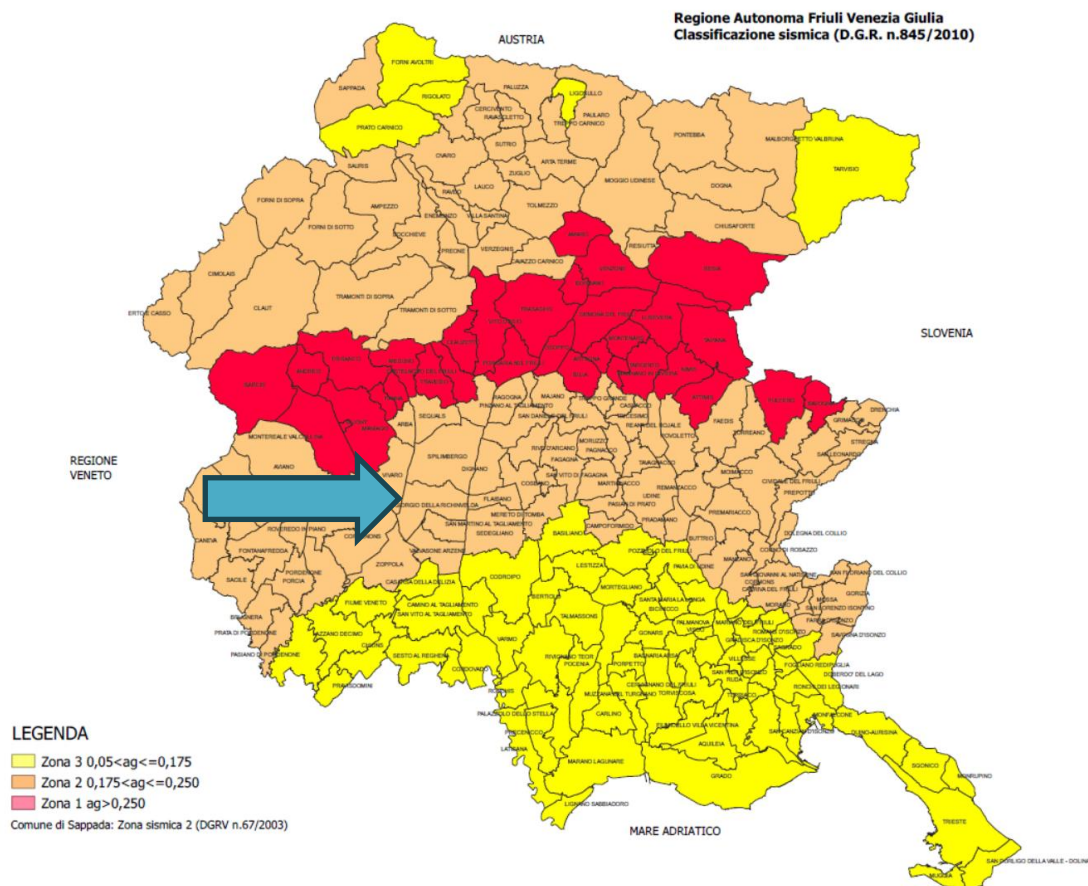


Figura 2: Zonizzazione sismica Friuli Venezia Giulia.

4.3.2. Spettri di risposta

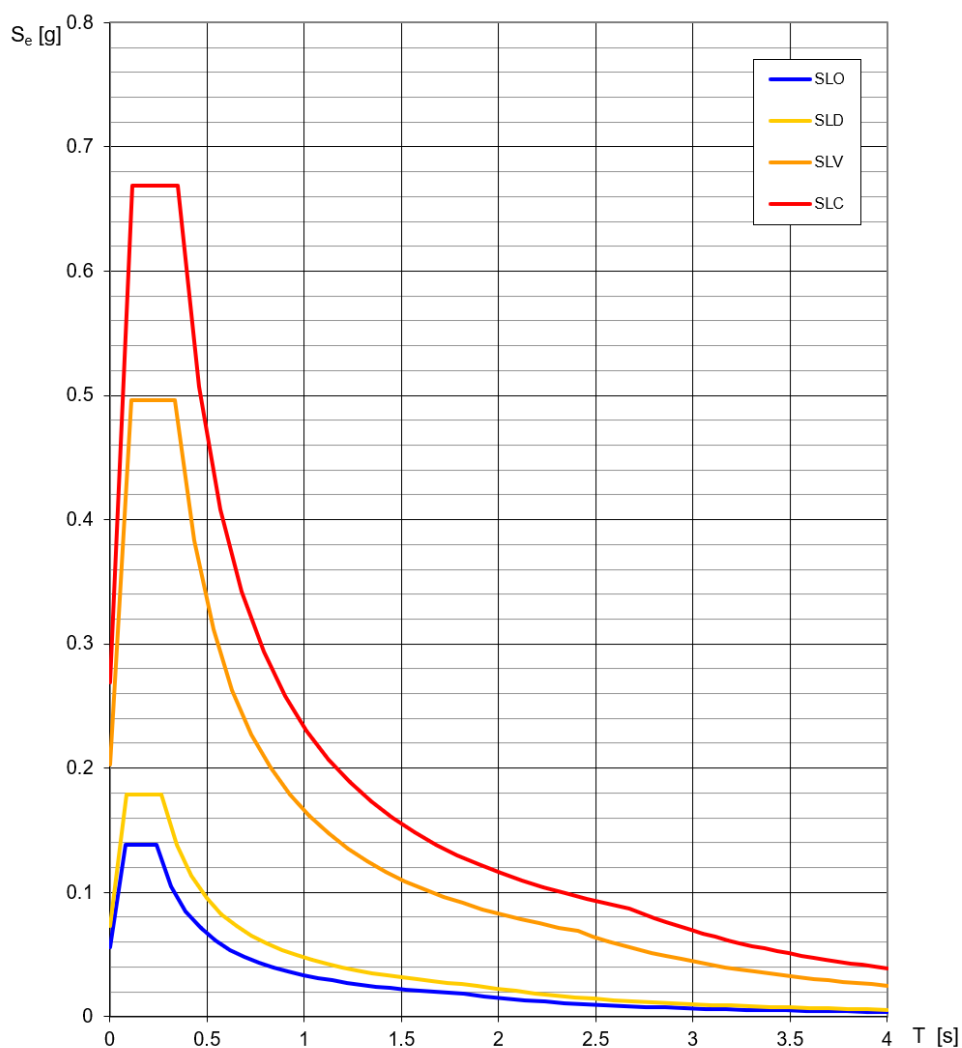


Figura 3: Spettri di risposta Stato limite

5. CARICHI DI PROGETTO

5.1. Pesi specifici

Pesi materiali strutturali

normativa di riferimento

NTC18, §3.1.2

calcestruzzo ordinario	γ_C	24,0	kN/m ³
calcestruzzo armato	γ_{CA}	25,0	kN/m ³
calcestruzzo leggero	γ_{CL}	16,0	kN/m ³
malta di cemento	γ_{MC}	21,0	kN/m ³
acciaio	γ_A	78,5	kN/m ³
laterizio	γ_{LAT}	18,0	kN/m ³
legno	γ_{LE}	5,0	kN/m ³
acqua	γ_{AC}	10,0	kN/m ³

5.2. Carichi permanenti

Carichi permanenti di progetto

COPERTURA CON STRUTTURA PORTANTE IN ACCIAIO

permanente strutturale

strutture in acciaio	0.20	kN/m ²
g_1	0.20	kN/m ²

<u>permanente non strutturale</u>			
	greca	0.05	kN/m ²
	fotovoltaico	0.15	kN/m ²
	g ₂	0.20	kN/m ²

5.3. Vento

5.3.1. Vento su palo illuminazione

Determinazione pressione da vento

Normativa

referimento normativo	NTC 2018 §3.3 e Circolare 2019	CNR DT 207.2008
-----------------------	--------------------------------	-----------------

Dati sito

Dati Sito

regione	zona	area	classe di rugosità	esp.	
Friuli Venezia Giulia (GO, PN, UD)	1	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D	C	III	
altitudine slm	a _s	150 m slm	coefficiente di quota	k _s	0.01
velocità riferimento al livello del mare	v _{b,0}	25 m/s	coefficiente di altitudine	c _a	1
altezza di riferimento	a ₀	1000 m slm	velocità di riferimento	v _b	25.0 m/s

Il calcolo della pressione agente sul palo dell'illuminazione è determinato sulla base delle indicazioni del paragrafo G.10.6 della CNR DT20.2008.

Caratteristiche geometriche

altezza della costruzione	h	8.0 m	diametro base del palo	D _B	160 mm
			diametro punta del palo	D _P	60 mm
			diametro del palo (h = z _{min})	D _{zmin}	104 mm

Parametri generali del vento

densità aria	ρ	1.25 kg/m ³	coeff. di topografia	c _t	1.00
pressione cinetica di riferimento	q _r = 1/2 ρ v _b ²	0.39 kN/m ²	coeff. di esposizione	c _e (z _{min})	1.71
	k _r	0.20	coeff. di esposizione	c _e (h)	2.07
parametri sito	z ₀	0.10 m	coeff. dinamico	c _d	1.00
	z _{min}	5.00 m	coeff. d'attrito	c _f	0.02 scabra

Parametri generali del vento

viscosità cinematica dell'aria (CNR 207 - 3.3.7)	v _{aria}	1.50E-05	coefficiente di profilo medio (3.6a/b)	c _m	0.90
velocità media del vento	v _m	22.5 m/s	scabrezza della superficie (Tabella G.XVII)	k	0.2 mm
diametro			D _B	D _P	D _{zmin}
numero di Reynolds	Re = v _m D/v _{aria}		239990	89996	156660
snellezza per sezioni circolari (Tabella G.XIX)	λ = h/D		56.3	150.0	86.2
rapporto	k/d		0.0013	0.0033	0.0019

coefficienti di forza curva A (G.22a)	$C_{fX0,A}$	0.81	1.20	1.20
coefficienti di forza curva B (G.22b)	$C_{fX0,B}$	0.74	0.74	0.74
coefficienti di forza ideale (Figura G.51)	C_{fX0}	0.81	1.20	1.2
coefficiente di snellezza	Ψ_A	0.89	0.99	0.93
coefficienti di forma (Capitolo G.10.1)	C_{fX}	0.72	1.19	1.12

PRESSIONE DEL VENTO SUL PALO

CNR DT-207/2008 §G.10.6

pressione del vento fino a Z_{min}	$p = q_r C_e(Z_{min}) C_{f,x} C_d$	0.75	kN/m ²
pressione del vento fino a h	$p = q_r C_e(h) C_{f,x} C_d$	0.96	kN/m ²

L'azione sismica risulta inferiore rispetto all'azione del vento pertanto trascurabile ai fini delle verifiche.

5.4. Spinta del terreno

Per la valutazione del momento stabilizzante si tiene conto della spinta laterale del terreno sul plinto. Questa è valutata secondo la teoria di Rankine, adottando il caso di spinta passiva. La forza totale vale

$$F_{t,h} = 1/2 \gamma K_p c^2 b$$

dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- K_p è il coefficiente di spinta passiva secondo Rankine;
- c è l'altezza del plinto;
- b è la larghezza del plinto in direzione ortogonale alla forza.

La spinta è applicata a una quota dal piano di fondazione pari ad 1/3 dell'altezza. La spinta passiva del terreno viene moltiplicata inoltre per un fattore riduttivo pari a 0,5.

5.5. Combinazioni per le verifiche geotecniche sulle opere di fondazione

Le verifiche sono condotte seguendo le regole imposte al §6.4.2.1 delle NTC2018:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2 M2 R2) dell'Approccio 1;
- le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo la Combinazione 1 (A1 M1 R3) dell'Approccio 2.

Il coefficiente parziale per le verifiche geotecniche sono i seguenti:

- carico limite è pari a 2,30;
- scorrimento è pari a 1,10;
- ribaltamento è pari a 1,15.

Udine, agosto 2026

i progettisti

dott. ing. Cristiano Roselli della Rovere

dott. ing. Ilaria Cimarosti

6. ALLEGATO – RELAZIONE DI CALCOLO PENSILINA

METALCO S.R.L.

Via Della Fornace, 44
31023 Resana (TV)

Oggetto:

NORT 3 moduli 0105224

Pensilina Nort STD nel modello 3 moduli,
con una profondità di 1'522 mm

Titolo:

Relazione di Calcolo

Relazione completa di Calcolo su Scala Europea
Per posizionamenti qualunque

Carichi di verifica per il modello di pensilina "Nort" in oggetto

modello	neve	vento
3 moduli STD	320 kg/mq	27.0 m/s



Codice elaborato:

S-00220-RC-R00_Nort3mod-cod0105224-ita.docx

Data:

31/12/2020

SPC SRL
VIA MILAZZO 26
35139 PADOVA PD
www.spc-pd.it

0	31/12/2020	Emissione	G. Marcolin	E. Salvato	E. Salvato
Rev	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	6
1.1	Premessa	6
2	INDIVIDUAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	8
2.1	Elementi strutturali e loro materiali	8
2.2	Caratteristiche degli elementi strutturali	9
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
4	CRITERI DI VERIFICA	11
4.1	Aspetti generali	11
4.2	Valutazione della Sicurezza	11
4.3	Combinazione delle azioni	12
5	MATERIALI	14
5.1	Acciai strutturali laminati a caldo	17
5.2	Bulloni per giunzioni	19
5.3	Tirafondi di attacco a terra	20
6	ANALISI GENERALE DEI CARICHI	22
6.1	Pesi Propri	22
6.2	Azioni accidentali	22
6.2.1	Carico accidentale delle sedute	22
6.2.2	Vento - Europa	24
6.2.3	Neve - Europa	30
7	COMBINAZIONI DI CARICO	32
7.1	Combinazioni di carico considerate	32
8	DESCRIZIONE DEI CODICI DI CALCOLO	33
8.1	Codice di Calcolo agli elementi finiti Straus7	33
8.2	Codice di Calcolo agli elementi finiti StatiCa Connection	37
9	PROCEDURA DI ANALISI	44
9.1	Parte iniziale	44
9.2	Modello Straus7	44

9.3	Creazione combinazioni di carico e verifiche	44
9.4	Verifiche di nodi	45
9.4.1	Verifica attacco a terra-Modello Idea StatiCA	45
9.4.2	Verifica dello snodo montante-traverso	45
9.5	Determinazione meccanismo dimensionante	45
10	MODELLO TRIDIMENSIONALE GENERALE	46
10.1	Premessa	46
10.2	Viste del modello di calcolo	46
10.3	Modellazione delle Strutture e delle loro proprietà	47
10.3.1	Modellazione degli elementi <i>Beam</i>	47
10.3.2	Modellazione degli elementi <i>Plate</i>	48
10.4	Schematizzazione dei vincoli	49
10.4.1	Vincoli interni	49
10.4.2	Vincoli esterni	49
10.5	Modellazione dei materiali	49
10.6	Carichi modellati	51
10.6.1	Pesi permanenti non strutturali	51
10.6.2	Vento in compressione	51
10.6.3	Vento in depressione	53
10.6.4	Neve	54
11	RISULTATI	56
11.1	Risultati sul modello Nort a quattro moduli	56
11.1.1	Pesi propri e portati	56
11.1.2	Vento in compressione	56
11.1.3	Vento in depressione	57
11.1.4	Neve	57
11.1.5	Carico accidentale	58
12	VERIFICHE ELEMENTI	59
12.1	Premessa	59
12.2	Verifiche elementi Nort 3 moduli	60
12.2.1	Verifica montante	60
12.2.2	Verifica mensole reggi sedute	61
13	VERIFICHE NODI	62
13.1	Nodo a terra	62
13.1.1	Verifica nodo a terra Nort 3 moduli	76
13.2	Nodo montante traverso	77
13.2.1	Nodo montante traverso std	77
13.2.2	Verifica nodo montante-traverso 3 moduli	82

14 VERIFICA A RIBALTAMENTO	95
15 SCARICHI AL PIEDE	95
16 CONCLUSIONE	97

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

1.1 Premessa

La presente relazione di calcolo riporta i dimensionamenti e le verifiche strutturali per il modello Nort STD 3 moduli, codice 0103824, della linea Nort. Il fine è il collocamento su scala europea.

La pensilina è costituita da una struttura profili tubolari e pareti di tamponamento in vetro accoppiato, con copertura piana in vetro temperato stratificato sorretta da profili a "T" rovesciato. Il fissaggio a terra avviene tramite piastre con tirafondi in acciaio. Ogni considerazione riguardo le caratteristiche della pensilina è stata fatta su indicazioni del produttore.

La linea ha tre tipi di modello:

- 2 moduli con tre montanti
- 3 moduli con quattro montanti
- 4 moduli con cinque montanti

Questa relazione di calcolo è relativa al modello 3 moduli L=1'522, installato in una qualsiasi località al di sotto dei 1'000 m s.l.m. e non in Finlandia, Islanda, Norvegia e Svezia.

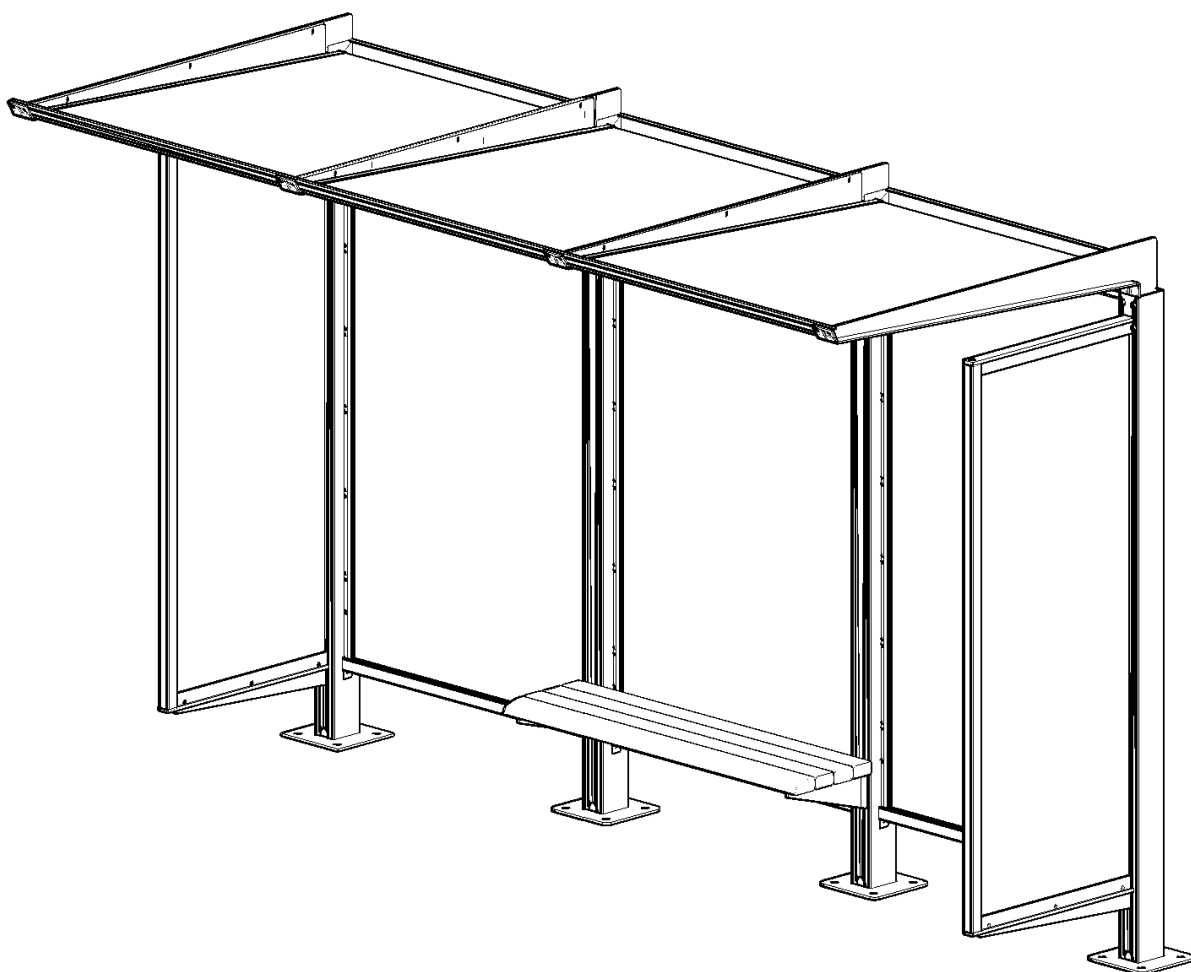


Figura 1: vista assonometrica della Pensilina "Nort" 3 moduli e profondità 1'522mm

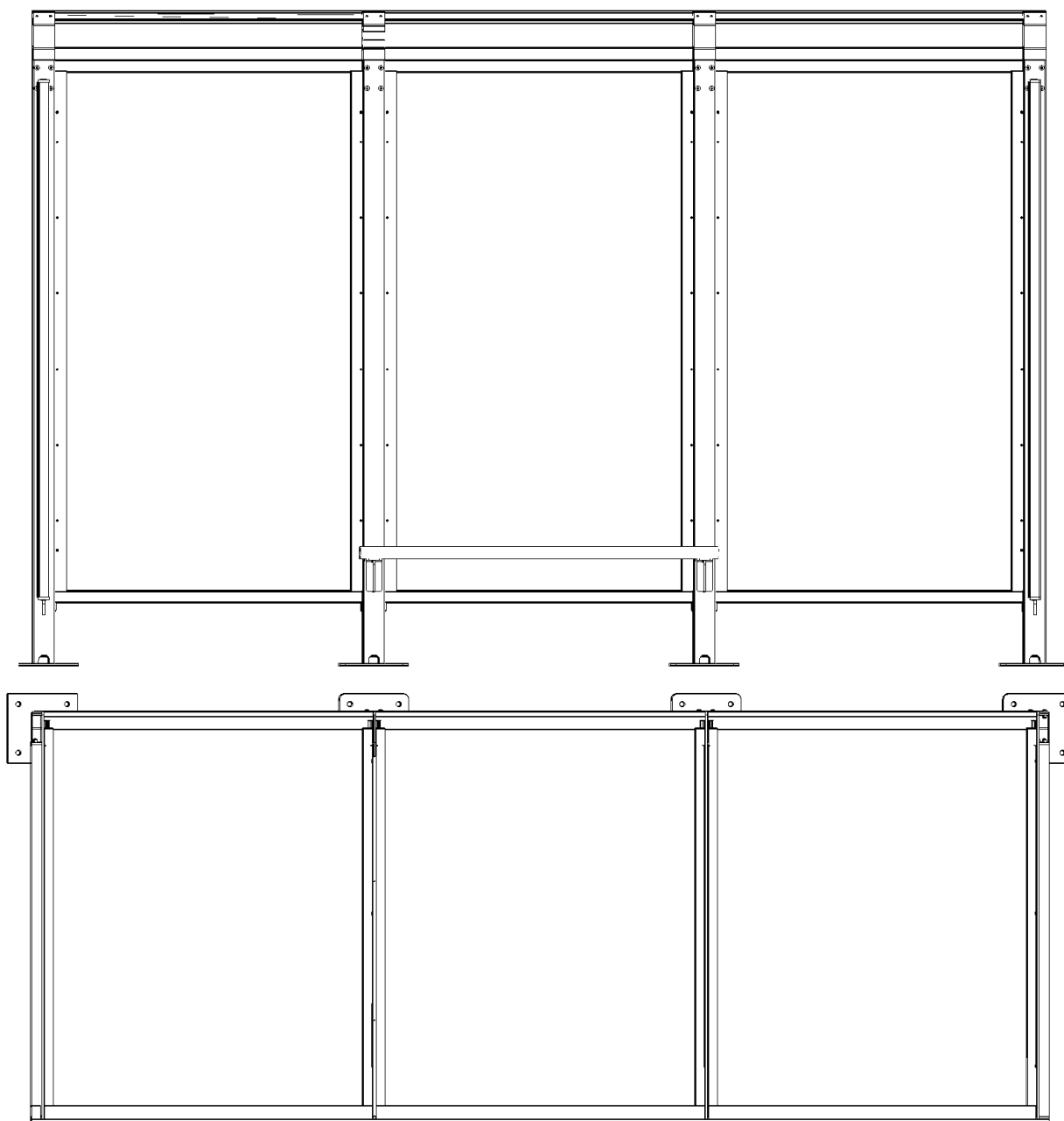


Figura 2- Prospetto frontale e vista dall'alto delle Pensiline "Nort" 3 moduli.

2 INDIVIDUAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La struttura portante è composta da mensole a terra in tubolare 120×80×3, saldate su un piatto sp. 15 mm di ancoraggio a terra con 2+2 M16. La copertura è formata da piatti tagliati a laser e saldati a formare un “T” rovescio e rastremato, queste mensole sono imbullonate all’interno del tubolare attraverso 2+2 M10. L’orditura secondaria è costituita da presso-piegati che formano lo scolo delle acque o che semplicemente collega le estremità della mensola. I montanti e le mensole vengono poi affiancate con passo regolare a formare il numero di moduli necessario. La struttura della seduta è costituita da piatti sp.6.0 mm tagliati e saldati a formare una “T” rovescia rastremata, saldata sul tubolare 120×80×3 m.

Tutta la pensilina è poggiata su una fondazione in calcestruzzo armato.

2.1 Elementi strutturali e loro materiali

L’acciaio utilizzato per gli elementi strutturali è del tipo S235, mentre per i tirafondi di attacco a terra è C40.

Le bullonerie fuori terra invece sono acciaio inossidabile di grado A-70.

I profili utilizzati sono i seguenti:

- | | |
|--|------------|
| – Montanti tubolare 120×80×3 | grado S235 |
| – Mensole di copertura “T” H=var e sp. 5.0; B=80.0 mm e sp.5.0 mm | grado S235 |
| – Mensole della panca “T” sp.6.0 mm | grado S235 |
| – Elementi presso-piegati trasversali tra le estremità della copertura | grado S235 |
| – Tirafondi: M16 | grado C40 |
| – Bulloni M10 | grado A-70 |

2.2 Caratteristiche degli elementi strutturali

mechanical characteristic squared hollow								
Proprietà Sezione Base				tub120×80×3 hollowed (4cm)	Materiale	S235		
A=	9.240	cm^2	Weight=	9.137	kg/cm	f_{yk} =	235	MPa
Avz =	8.490	cm^2	Avy=	4.682	cm^2	f_{tk} =	360	MPa
Jy =	235.181	cm^4	Jz =	91.445	cm^4	E =	206'000	MPa
Wmin,y =	39.197	cm^3	Wmin,z =	22.861	cm^3	v =	0.30	
Wpl,y =	45.174	cm^3	Wpl,z =	26.694	cm^3			
Sy =	23.787	cm^3	Sz =	17.967	cm^3	γ_{M0} =	1.05	
iy =	4.525	cm	iz =	3.304	cm	γ_{M1} =	1.05	

mechanical characteristic squared tubular-no hole								
Proprietà Sezione Base				tub120×80×3	Materiale	S235		
A=	11.640	cm^2	Weight=	9.137	kg/cm	f_{yk} =	235	MPa
Avz =	7.200	cm^2	Avy=	4.800	cm^2	f_{tk} =	360	MPa
Jy =	238.381	cm^4	Jz =	127.037	cm^4	E =	206'000	MPa
Wmin,y =	39.730	cm^3	Wmin,z =	31.759	cm^3	v =	0.30	
Wpl,y =	47.574	cm^3	Wpl,z =	35.934	cm^3			
Sy =	23.787	cm^3	Sz =	17.967	cm^3	γ_{M0} =	1.05	
iy =	4.525	cm	iz =	3.304	cm	γ_{M1} =	1.05	

mechanical characteristic "T" roofing cantilver								
Proprietà Sezione Base					Materiale	S235		
A=	8.175	cm^2	Weight=	6.417	kg/cm	f_{yk} =	235	MPa
Avz =	3.787	cm^2	Avy=	3.904	cm^2	f_{tk} =	360	MPa
Jy =	64.341	cm^4	Jz =	21.420	cm^4	E =	206'000	MPa
Wmin,y =	10.148	cm^3	Wmin,z =	5.355	cm^3	v =	0.30	
Wpl,y =	20.343	cm^3	Wpl,z =	8.053	cm^3			
Sy =	10.172	cm^3	Sz =	4.026	cm^3	γ_{M0} =	1.05	
iy =	2.805	cm	iz =	1.619	cm	γ_{M1} =	1.05	

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **UNI EN 1991-1-1:2005 Eurocodice 0** “Basi di progettazione strutturale”.
- **UNI EN 1993-1-1:2004 - Eurocodice 1** – “Azioni sulle strutture. Parte 1-1: Azioni in generale – Densità, pesi propri, sovraccarichi per edifici”.
- **UNI EN 1993-1-3:2005 - Eurocodice 1** – “Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve”.
- **UNI EN 1993-1-4:2007 - Eurocodice 1** – “Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”.
- **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2** “Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- **UNI EN 1993-1-1:2005 - Eurocodice 3** – “Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- **UNI EN 1993-1-4:2007 - Eurocodice 3** – “Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-4: Regole generali – Regole supplementari per acciai inossidabili”.
- **UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3** – “Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”.
- **UNI EN 1997-1:2005 - Eurocodice 7** – “Progettazione Geotecnica. Parte 1: Regole generali”.
- **UNI EN 1998-1:2005 - Eurocodice 8** – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- **UNI EN 1999-1-1:2007 - Eurocodice 9** – “Progettazione delle strutture in alluminio. Parte 1-1: Regole strutturali generali”.
- **Norme Tecniche C.N.R. n. 10011/88** “Consiglio Nazionale delle Ricerche Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

4 CRITERI DI VERIFICA

4.1 Aspetti generali

Le verifiche strutturali di tutti gli elementi sono state condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite seguendo le disposizioni delle normative elencate in precedenza.

Per stato limite si intende uno stato a partire dal quale si considera che la struttura rimanga pregiudicata nella sua capacità di assolvere totalmente o parzialmente alle funzioni per le quali è stata realizzata.

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

- a) STATI LIMITE ULTIMI: corrispondenti al valore estremo di capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme
- b) STATI LIMITE DI ESERCIZIO: legati alle esigenze di impiego normale e di durata.

Il raggiungimento di uno stato limite può essere provocato dall'intervento concomitante di fattori di carattere aleatorio quali:

- azioni esterne
- resistenza dei materiali
- dimensioni geometriche della struttura
- approssimazioni delle metodologie di calcolo

4.2 Valutazione della Sicurezza

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto (R_d), in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

L'obiettivo delle verifiche di sicurezza è di mantenere la probabilità del raggiungimento dello stato limite considerato entro un limite prestabilito.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale (X_d) è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

Essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione:

$$F_d = \gamma_F \times F_k$$

essendo γ il fattore parziale relativo alle azioni.

Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 \times F_d$ and $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto

delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

4.3 Combinazione delle azioni

Le azioni devono essere considerate secondo delle combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle verifiche. Si adotteranno perciò le combinazioni di seguito espresse.

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

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times \psi_{01} \times Q_{K1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{K2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{K3} \dots$$
- Combinazione caratteristica (rara) per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili da utilizzare nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{01} \times Q_{K1} + \psi_{02} \times Q_{K2} + \psi_{03} \times Q_{K3} \dots$$
- Combinazione frequente per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{K1} + \psi_{12} \times Q_{K2} + \psi_{13} \times Q_{K3} \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE) per effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \psi_{23} \times Q_{K3} \dots$$
- Combinazione sismica, per stati limite ultimi e di esercizio connessi alla azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \psi_{23} \times Q_{K3} \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \times Q_{Kj})$$

Combinazione eccezionale per stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \psi_{23} \times Q_{K3} \dots$$

dove:

G_1 = valore caratteristico del peso proprio delle strutture, del peso del terreno e della pressione dell'acqua (se costante nel tempo)

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{k1} = valore caratteristico della azione accidentale dominante per la combinazione considerata

Q_{ki} = valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti che possono agire contemporaneamente a quella dominante

E_k = valore caratteristico della sollecitazione derivante dai terremoti

A_k = valore caratteristico delle azioni eccezionali

incendi

esplosioni

urti ed impatti

$\psi_{0,i}$ = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo che tiene conto probabilità della non simultaneità dei carichi accidentali;

$\psi_{1,i}$ = coefficiente atto a definire i valori delle azioni accidentali assimilabili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei

$\psi_{2,i}$ = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni accidentali assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

In caso di mancanza di informazioni adeguate sui coefficienti ψ , si potranno attribuire i valori della tabella seguente.

Categoria / Azione variabile		$\psi_{0,j}$	$\psi_{1,j}$	$\psi_{2,j}$
Categoria A -	Ambienti ad uso residenziale	0.70	0.50	0.30
Categoria B -	Uffici	0.70	0.50	0.30
Categoria C -	Ambienti suscettibili di affollamento	0.70	0.70	0.60
Categoria D -	Ambienti ad uso commerciale	0.70	0.70	0.60
Categoria E -	Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale	1.00	0.90	0.80
	Biblioteche, archivi, Mazzini e ambienti ad uso industriale			
Categoria F -	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli di peso ≤ 30 kN	0.70	0.70	0.60
Categoria G -	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli di peso > 30 kN	0.70	0.50	0.30
Categoria H -	Coperture accessibili per sola manutenzione	0.00	0.00	0.00
Categoria I -	Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K -	Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento		0.60	0.20	0.00
Neve (a quota $\leq 1'000$ m s.l.m.)		0.50	0.20	0.00
Neve (a quota $> 1'000$ m s.l.m.)		0.70	0.50	0.20
Variazione termiche		0.60	0.50	0.00

Coefficienti parziali per le Azioni/ Effetti (SLU)		Coefficient γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali G_2	favorevoli	γ_{G2}	0.80	0.80	0.80
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Azioni variabili Q	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	1.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota, si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti					

5 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA VETRI

5.1 Generalità e spessori equivalenti

Il comportamento del vetro stratificato dipende dall'efficacia dell'accoppiamento delle lastre generato dall'intercalare e si pone intermedio tra il comportamento di una lastra monolitica di pari spessore (*monolithic limit*) e quella in cui le singole lastre sono completamente disaccoppiate ma vincolate unicamente alla congruenza della curvatura (*layered limit*).

La metodologia di analisi seguita è quella degli spessori equivalenti, in cui la valutazione dello stato tensionale e dello stato deformativo vengono condotte su lastre monolitiche di opportuno spessore che presentano lo stesso livello tensionale o lo stesso livello deformativo della lastra stratificata sottoposte al carico complessivo. Vengono quindi definiti:

$h_{ef,w}$ = spessore efficace per il calcolo della deflessione: spessore della lastra monolitica che presenta la stessa deflessione massima di quella stratificata in esame

$h_{i,ef,\sigma}$ = spessore efficace per il calcolo delle tensioni: spessore della lastra monolitica che presenta la stessa tensione massima dell'*i*-esimo strato della lastra stratificata

In letteratura si ritrovano vari modelli per la stima degli spessori equivalenti ed essenzialmente si differenziano per differenti modalità di valutazione del grado di accoppiamento delle lastre essendo in generale dipendente dalla geometria dell'elemento e dalle condizioni di vincolo.

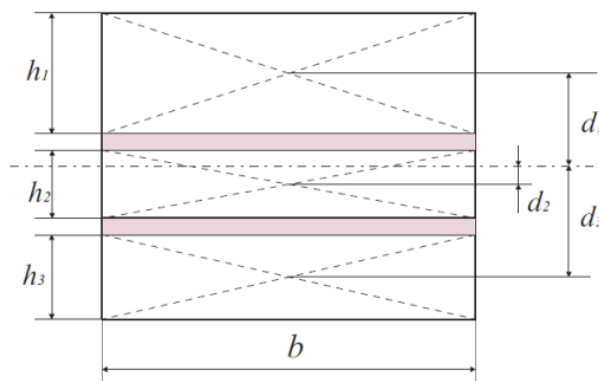
Per il caso in esame si adotta il modello noto come Enhanced Effective Thickness (EET) definito per il caso di lastre composte da due vetri. Tale metodo propone la definizione di un momento di inerzia equivalente dato dalla media armonica tra il momento di inerzia della sezione monolitica di eguale spessore (*monolithic limit*) e quello delle sezioni di vetro non interconnesse da intercalare (*layered limit*), tale media è inoltre pesata tramite un coefficiente η che rende conto del grado di accoppiamento delle lastre dovuto all'intercalare. L'inerzia equivalente nel caso di elementi bidimensionali si pone secondo la seguente espressione:

$$\frac{1}{D_{eq}} = \frac{\eta}{D_{full}} + \frac{1-\eta}{D_{abs}}$$

$$D_{abs} = \sum_{i=1}^2 D_i = \sum_{i=1}^2 \frac{E h_i^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$D_{full} = D_{abs} + \frac{E}{12(1-\nu^2)} \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} d^2$$

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{h_{int} E}{G(1-\nu^2)} \frac{D_1 + D_2}{D_{tot}} \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} \Psi}$$



dove:

h_{int} : spessore dell'intercalare polimerico;

h_i : spessore dell'*i*-esimo strato di vetro, $i = 1, 2$;

D_i : rigidità flessionale dell'*i*-esimo strato di vetro, $i = 1, 2$;

E : modulo di Young del vetro;

G : modulo a taglio dell'intercalare;

Ψ : coefficiente dimensionale che dipende dalle condizioni di carico e vincolo.

IL metodo EET prevede la definizione del coefficiente ψ per lastre rettangolari in funzione del rapporto $\lambda = a/b$ tra i lati ed in funzione della lunghezza del lato maggiore a . Essendo le deflessioni proporzionali al momento di inerzia d quindi al cubo dello spessore della trave monolitica equivalente, il metodo EET suggerisce di assumere uno spessore equivalente per il calcolo della deflessione secondo la seguente espressione:

$$\hat{h}_w = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{\eta}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{1-\eta}{h_1^3 + h_2^3}}}$$

Gli spessori equivalenti per il calcolo delle tensioni nelle lastre sono invece ricavabili dalle seguenti espressioni

$$\hat{h}_{1;\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta h_{s;2}}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{h_1}{\hat{h}_w^3}}}, \quad \hat{h}_{2;\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta h_{s;1}}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{h_2}{\hat{h}_w^3}}}$$

essendo:

$$h_{s;1} = \frac{dh_1}{h_1 + h_2}, \quad h_{s;2} = \frac{dh_2}{h_1 + h_2}, \quad I_s = \frac{d^2 A^*}{b} = h_1 h_{s;2}^2 + h_2 h_{s;1}^2, \quad A^* = \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2}$$

A_1 ed A_2 le aree sezioni trasversali delle lastre 1 e 2 e $d = d_1 + d_2$ la somma delle distanze dei baricentri delle lastre dal baricentro geometrico della sezione stratificata.

5.2 Resistenza di calcolo

Le resistenze di calcolo del vetro vengono valutate secondo le indicazioni di CNR DT210/2012. Esse suggeriscono la definizione di tensioni di calcolo di progetto differenziate in funzione delle prossimità ai bordi ed in funzione della durata dei carichi.

Secondo la indicazione normativa sopra citata, la resistenza di calcolo del vetro per flessione viene posta secondo la seguente formulazione

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v \cdot (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M;v} \gamma_{M;v}}$$

Essendo la resistenza del vetro dipendente dalla durata di applicazione del carico, la resistenza di progetto varia a seconda del tipo di carico.

Circa l'attribuzione delle Classi di Conseguenza per gli elementi vetrati si sono utilizzate le indicazioni di CNTDT210 Tab 3.9 nel modo seguente:

- | | |
|--|-----------------------|
| – Classe per verifica pre-rottura (SLU) | Classe 2 |
| – Classe per verifica post-rottura (SLC) | Classe 2 ¹ |

¹ Trattandosi nel caso specifico di parapetti in zone con assenza di affollamento (l'azione di spinta richiesta è di 1 kN/m pari al valore minimo), risulterebbe coerente l'adozione della Classe di conseguenza CC1 per le verifiche post rottura allo SLC, con conseguente aumento delle tensioni di calcolo resistenti di circa il 18%.

Mentre per le verifiche SLU l'adozione di CC2 è obbligatoria, la medesima per le verifiche allo SLC risulta cautelativa.

Tabella 3.9. Classificazione degli elementi strutturali di vetro a seconda delle condizioni d'impiego. Prodotti da costruzione non strutturali ricadono per definizione in classe 0.

Tipo	Classe per verifica pre-rottura*	Classe per verifica post-rottura
Elementi verticali** vincolati in modo continuo sui bordi	1	1/NV***
Elementi verticali** con vincoli puntuali	2/1	1/NV***
Coperture orizzontali**	2	2/1
Parapetti con pericolo di caduta	2	2/1
Pinne (o coste) di rinforzo	2	2/1
Solai, travi portanti	2	2
Pilastrini	3 (studi specifici con metodi di livello II o livello III)	2 (con le azioni della pre-rottura)
Note: (*) All'interno della stessa categoria, la scelta della classe di verifica più o meno restrittiva dipende dall'importanza dell'opera, dalla pericolosità in caso di collasso del vetro, e del fatto che siano previste/prevedibili contromisure immediate di salvaguardia che riducano le conseguenze del collasso (puntellature, protezioni, recinzioni). (**) Un elemento è considerato verticale se l'angolo che il suo piano forma con la verticale è minore di 15°. Un elemento che non ricade in questa definizione è considerato orizzontale. (***) La sigla NV indica "Nessuna Verifica". Quando la rottura del vetro presenta rischi trascurabili per danni e perdite di vite umane, la verifica post-rottura può essere omessa.		

In condizione SLC si considera la condizione di verifica con un solo elemento resistente. Poiché sia le azioni che le resistenze allo SLV ed SLC sono le medesime, quest'ultimo stato limite rappresenta quello più gravoso.

6 MATERIALI

6.1 Acciai strutturali laminati a caldo

Si fa riferimento alle tensioni caratteristiche di snervamento ($f_{y,k}$) e di rottura ($f_{t,k}$) riportate nelle tabelle seguenti estratta parzialmente dall'UNI EN 1993-1-1:2005.

Tabella 3.1 – Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza ultima a trazione f_u per acciai strutturali laminati a caldo

Norma e tipo di acciaio	Spessore nominale dell'elemento t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_{y,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,k}$ [N/mm ²]	$f_{y,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,k}$ [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	470	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550

Norma e tipo di acciaio	Spessore nominale dell'elemento t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 40$ mm	
	$f_{y,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,k}$ [N/mm ²]	$f_{y,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,k}$ [N/mm ²]
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		
S 460 NH/NHL	460	55		

Come anche evidenziato in precedenza in Tabella 4.2.I, per le verifiche si fa riferimento a:

- Grado: S235
- Resilienza: J0
- Classe di esecuzione EXC2 – EN 1090 - 1

Per detti acciai, nelle progettazioni verranno utilizzati i seguenti valori nominali delle proprietà:

modulo di elasticità normale	$E =$	205'000 MPa
modulo di elasticità trasversale	$G =$	80'000 MPa
densità	$\rho =$	7'860 kg/m ³
coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.2875

I coefficienti di sicurezza γ_M parziali da applicare alle resistenze caratteristiche dei materiali, per le verifiche di resistenza e di stabilità delle membrature, variano a seconda dello stato limite considerato.

Si fa riferimento alla seguente tabella dell'UNI EN 1993-1-1:2005 e dell'UNI EN 1993-1-8:2005 entrambi appartenenti all'Eurocodice 3.

Resistenza delle Sezioni trasversali per qualsiasi classe di appartenenza	γ_{M0}	1.00
Resistenza delle membrature all'instabilità valutata mediante verifiche della membratura	γ_{M1}	1.00
Resistenza a rottura di sezioni trasversali soggette a trazione	γ_{M2}	1.25
Resistenza dei bulloni	γ_{M2}	1.25
Resistenza dei chiodi		
Resistenza dei perni		
Resistenza delle saldature		
Resistenza di piastre per azione di rifollamento		

6.2 Bulloni per giunzioni

Per i bulloni, I valori nominali delle tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} vengono determinati dalla UNI EN ISO 3506-2 : 2010 di seguito riportata.

Classe dei bulloni	A-50	A-70	A-80
$f_{u,b}$ [N/mm ²]	500	700	800

È stato evidenziato il tipo prescelto di bulloni, utilizzati per la verifica in questo documento.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per la verifica delle unioni variano a seconda dello stato limite considerato e della sollecitazione. Si fa riferimento al seguente prospetto dell'Eurocodice3.

Prospetto 2.1 – Coefficienti parziali di sicurezza per collegamenti

Resistenza dei bulloni Resistenza dei chiodi Resistenza dei perni Resistenza delle saldature Resistenza di piastre per azioni di rifollamento	γ_{M2}	1.25
Resistenza allo scorrimento allo Stato Limite Ultimo (Categoria C)	γ_{M3}	1.25
allo Stato Limite di Esercizio (Categoria B)	$\gamma_{M3,ser}$	1.10
Resistenza al rifollamento per un bullone iniettato	γ_{M4}	1.00
Resistenza dei collegamenti in travature reticolari con elementi a sezione cava	γ_{M5}	1.00
Resistenza dei perni allo Stato Limite di Esercizio	$\gamma_{M6,ser}$	1.00
Serraggio di bulloni ad alta resistenza	γ_{M7}	1.10
Resistenza del calcestruzzo	γ_C	EN 1992

6.3 Tirafondi di attacco a terra

Le barre di attacco a terra sono prodotte con acciaio di tipo C40, i valori nominali delle tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} vengono ricondotti dalla norma UNI 7845 e sono di seguito riportati.

Acciaio C40

– Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	400.0 MPa
– Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	590.0 MPa
– Modulo elastico	$E_s =$	206'000 Mpa
– Allungamento	$A_{gtk} =$	18%

Per il calcolo si fa cautelativamente riferimento alle tipologie barre di collegamento, e ai loro valori nominali delle tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} , esplicitate nel prospetto 3.1 dell'UNI EN 1993-1-8:2005.

I valori estratti da quest'eurocodice sono di seguito riportati, evidenziando la categoria scelta e i suoi valori.

Classe dei bulloni	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	12.9
$f_{y,b}$ [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900	1080
$f_{u,b}$ [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1000	1200

È stato evidenziato il tipo prescelto di bulloni, utilizzati per la verifica in questo documento.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per la verifica delle unioni variano a seconda dello stato limite considerato e della sollecitazione. Si fa riferimento al seguente prospetto dello stesso Eurocodice 3.

Prospetto 2.1 – Coefficienti parziali di sicurezza per collegamenti

Resistenza dei bulloni Resistenza dei chiodi Resistenza dei perni Resistenza delle saldature Resistenza di piastre per azioni di rifollamento	γ_{M2}	1.25
Resistenza allo scorrimento allo Stato Limite Ultimo (Categoria C) allo Stato Limite di Esercizio (Categoria B)	γ_{M3} $\gamma_{M3,ser}$	1.25 1.10
Resistenza al rifollamento per un bullone iniettato	γ_{M4}	1.00
Resistenza dei collegamenti in travature reticolari con elementi a sezione cava	γ_{M5}	1.00
Resistenza dei perni allo Stato Limite di Esercizio	$\gamma_{M6,ser}$	1.00
Serraggio di bulloni ad alta resistenza	γ_{M7}	1.10
Resistenza del calcestruzzo	γ_C	EN 1992

6.4 Vetri

Vetri stratificati	Temperati
Intercalare	PVB

CLASSE DI CONSEQUENZA CC2

Le caratteristiche elastiche dell'intercalare PVB, in particolare del modulo di taglio, variano a seconda della temperatura di esercizio e della durata del carico. Ai fini dei calcoli si sono considerati i seguenti valori cautelativi

Tipo di carico	Durata	Temperatura	G [MPa]
Spinta orizzontale su parapetto	30s	50°	0.15

7 ANALISI GENERALE DEI CARICHI

Le azioni esterne considerate, sono i carichi accidentali sugli elementi di seduta, i carichi accidentali da neve e da vento. Sono invece state escluse le azioni sismiche in quanto meno gravose delle azioni da vento data la leggerezza della pensilina.

7.1 Pesì Propri

Il peso proprio degli elementi strutturali portanti viene determinato in modo automatico dal software di calcolo in funzione delle sezioni effettive dei profili e del peso di volume del materiale inserito:

Elementi portanti:

- Profili in acciaio 7'860.0 kg/m³

Sovraccarichi permanenti:

- Pannelli vetrati di tamponamento e copertura 25.0 kg/m²

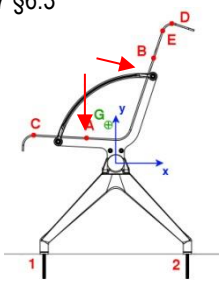
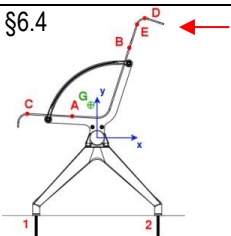
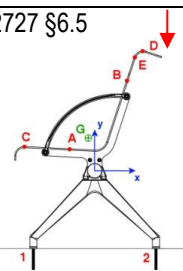
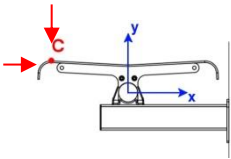
7.2 Azioni accidentali

7.2.1 Carico accidentale delle sedute

Secondo quanto indicato dalla (UNI EN 11306 - PROSPETTO 2 panchine fisse) lo studio può essere condotto considerando agenti due carichi distribuiti con un valore complessivo pari a 2 kN l'uno, posti su due sedute adiacenti, distanti circa 56 cm tra di loro. Nei restanti posti a sedere si considera un carico pari a 0.95 kN.

In uno step di carico successivo si considera un'azione orizzontale pari a 0.76 kN in corrispondenza di ciascun posto a sedere con i carichi principali.

Alla pagina a seguente si riporta la tabella esplicativa estratta dalla norma considerata.

PANCHINE FISSE - CARICHI STATICI (UNI EN 11306 - PROSPETTO 2)		
Descrizione	Configurazione dei carichi	Carichi di prova
Carico statico sulla seduta e sullo schienale	UNI EN 12727 §6.3 	<i>UNI EN 12727 - Livello 4</i> 1° step $F_A = 2000 \text{ N}$ $F_B = 0 \text{ N}$ 2° step $F_A = 2000 \text{ N}$ $F_B = 760 \text{ N}$ Da applicare su un massimo di due sedute adiacenti. Per le restanti sedute $F_A = 950 \text{ N}$ $F_B = 0 \text{ N}$
Carico statico orizzontale sullo schienale verso avanti	UNI EN 12727 §6.4 	<i>UNI EN 12727 - Livello 4</i> $F_E = 760 \text{ N}$ Applicato ad uno qualunque degli schienali delle sedute
Carico statico verticale sullo schienale	UNI EN 12727 §6.5 	<i>UNI EN 12727 - Livello 4</i> $F_D = 900 \text{ N}$ Applicato ad uno qualunque degli schienali delle sedute
Carico statico a bordo anteriore della seduta	UNI EN 12727 §6.3 	<i>UNI EN 12727 - Livello 4</i> 1° step $F_{C,vert} = 2000 \text{ N}$ $F_{C,orizz} = 0 \text{ N}$ 2° step $F_A = 2000 \text{ N}$ $F_B = 760 \text{ N}$ Da applicare su un massimo di due sedute adiacenti. Per le restanti sedute $F_{C,vert} = 950 \text{ N}$ $F_{C,orizz} = 0 \text{ N}$

7.2.2 Vento - Europa

Posta z la quota sul terreno della pensilina, l'azione del vento è descritta sempre in UNI EN 1994-1-4:2005 mediante la seguente formula:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z)$$

$I_v(z)$: è l'intensità della turbolenza all'altezza z . È definita come il rapporto tra lo scarto tipo della turbolenza e il valore medio della velocità del vento;

ρ : è la densità dell'aria solitamente assunta costante e pari a 1.25 kg/m^3 ;

$v_m(z)$: è la velocità media del vento alla quota z al di sopra del terreno. Definita come una funzione dipendente dalla rugosità del terreno, dall'orografia e dalla velocità di base del vento v_b

7.2.2.1 Intensità della turbolenza

L'intensità della turbolenza $I_v(z)$ riferita all'altezza z è definita come il rapporto tra lo scarto tipo della turbolenza e il valore medio della velocità del vento;

Di seguito: $I_v(z) = k_i / [c_0 \times \ln(z/z_0)]$

Dove:

k_i : è il fattore della turbolenza il cui valore può essere fornito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato è $k_i = 1.0$;

c_0 : è il fattore d'orografia. Nell'appendice nazionale possono essere fornite informazioni su c_0 . Se gli effetti dell'orografia sono portati in conto tramite il valore assunto per la velocità di base del vento. Il valore raccomandato per il fattore di orografia è 1.0 ;

z_0 : è la lunghezza di rugosità così come esplicitata al §7.2.2.4

7.2.2.2 Velocità media del vento

La velocità media del vento $v_m(z)$ alla quota z è definita dalla formula seguente:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b$$

Dove:

$c_r(z)$: è il fattore di rugosità, tiene conto della variabilità della velocità media del vento nel sito della struttura dovuta a :

- L'altezza dal suolo;
- La rugosità del terreno sopravento della struttura nella direzione del vento considerata.

$c_0(z)$: è il fattore di orografia già spiegato in §7.2.2.1

v_b : è la velocità di base del vento, definita con la formula seguente

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$$

Dove:

- c_{dir} : è il fattore direzionale. Nell'appendice nazionale si trovano valori per varie direzioni di provenienza del vento. Il valore raccomandato è 1.0 ;
- c_{season} : è il fattore di stagionalità. Il valore può essere fornito dall'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1.0
- $v_{b,0}$: è il valore fondamentale della velocità di base del vento. È fornito nell'appendice nazionale.

Per la seguente relazione si considerano tutti i valori di $v_{b,0}$ da 20 m/s a 40 m/s, con passo di 0.5 m/s, in modo da ottenere una $v_{b,0}$ da confrontare con il luogo di posa della Nort STD e determinare quindi se sia verificata o meno per la località.

7.2.2.3 Fattore di rugosità

Il fattore di rugosità tiene conto della variabilità della velocità media del vento nel sito della struttura dovuta ad altezza dal suolo e dalla rugosità del vento sopravvento della struttura, nella direzione del vento considerata.

$$c_r(z) = k_r \times \ln(z / z_0) \quad \text{per } 200 \geq z \geq z_{\min}$$

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

Dove:

k_r : è il fattore del terreno dipendente dalla lunghezza di rugosità z_0 calcolato come:

$$k_r = 0.19 \times (z_0 / 0.05)^{0.07}$$

Dove:

- $z_{\min}$: è l'altezza minima secondo la tabella riportata di seguito;
- z_0 : è la lunghezza di rugosità come definita al §7.2.2.4.

7.2.2.4 Categorie e parametri del Terreno

Per il modello Nort STD 3 moduli mm si considera un posizionamento di un terreno di categoria 0.

Categoria del terreno		z_0 m	$z_{\min}$ m
0	Marea o area esposta al mare aperto	0.003	1
I	Laghi o aree pianeggianti con vegetazione trascurabile e senza ostacoli	0.01	1
II	Aree con vegetazione basse come prati e ostacoli isolati (alberi, edifici) separati da una distanza almeno pari a 20 volte quella degli stessi ostacoli	0.05	2
III	Aree ricoperte uniformemente da vegetazione o edifici o da ostacoli isolati separati da una distanza massima pari a 20 volte quella degli ostacoli stessi (come edifici, periferie o foreste permanenti)	0.3	5
IV	Aree nelle quali almeno il 15% della superficie è ricoperta da edifici la cui altezza media eccede i 15 m	1.0	10
Nota	Le categorie di terreno sono riportate di seguito, illustrazioni tratte dall'appendice A.1 di UNI EN 1991-1-4 del 2005		

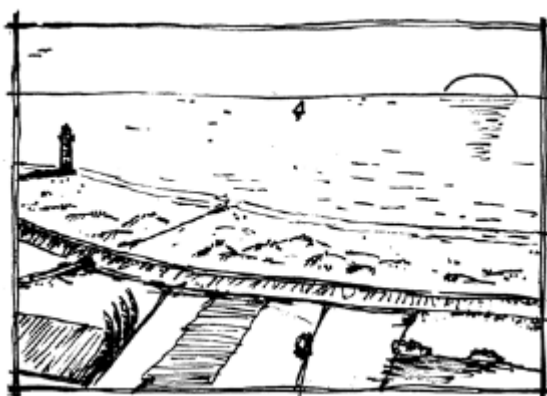


Figura 3- Terreno di categoria 0

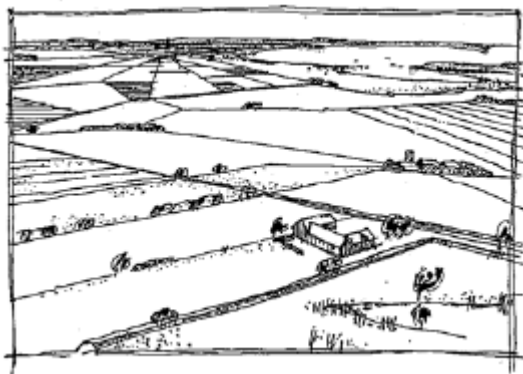


Figura 4- Terreno categoria I

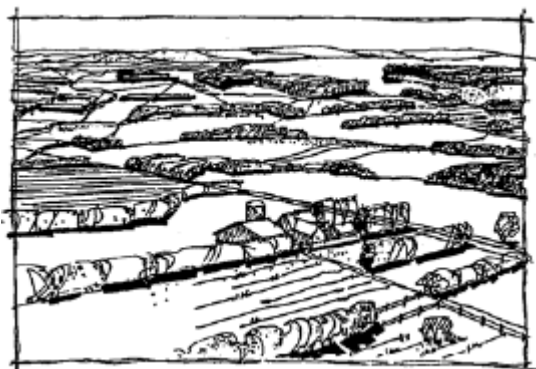


Figura 5- Terreno di categoria II



Figura 6- Terreno di categoria III

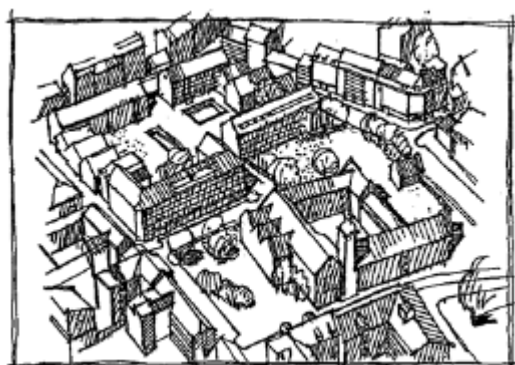


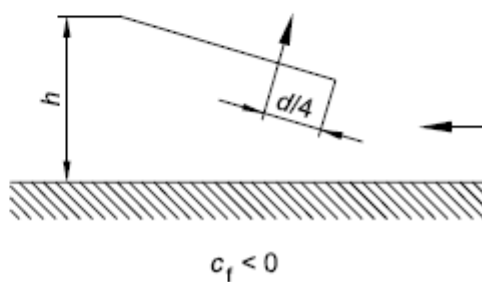
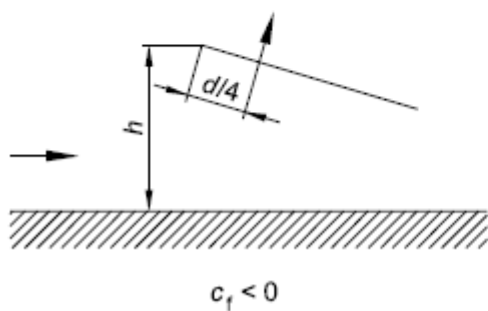
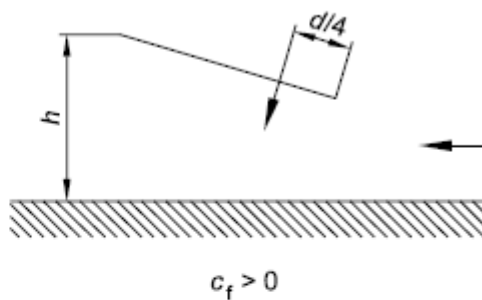
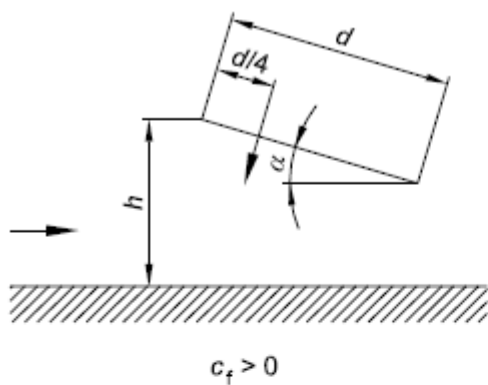
Figura 7- Terreno di categoria IV

7.2.2.5 Coefficiente di pressione

Il coefficiente di pressione c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dalla direzione del vento considerata. Questo coefficiente è estrapolato dalla norma UNI EN 1991-1-4:2005 al paragrafo §7.3 e §7.4.1. Sulle superfici di copertura, nell'ipotesi di tettoia ostruita, si assume il seguente c_p , ottenuto per interpolazione lineare. In fondo alla pagina due immagini illustrano la posizione del centro di forza adottate, per il Caso di Carico di Vento in Depressione e Vento in Compressione rispettivamente.

Valori di c_p per tettoie monofalda		
Angolo del tetto α	Bloccaggio φ	Coefficienti di forza globali c_p
0°	Massimo per tutti i valori di φ	+0.2
	Minimo $\varphi = 0$	-0.5
	Minimo $\varphi = 1$	-1.3
5°	Massimo per tutti i valori di φ	+0.4
	Minimo $\varphi = 0$	-0.7
	Minimo $\varphi = 1$	-1.4
10°	Massimo per tutti i valori di φ	+0.5
	Minimo $\varphi = 0$	-0.9
	Minimo $\varphi = 1$	-1.4
15°	Massimo per tutti i valori di φ	+0.7
	Minimo $\varphi = 0$	-1.1
	Minimo $\varphi = 1$	-1.4
20°	Massimo per tutti i valori di φ	+0.8
	Minimo $\varphi = 0$	-1.3
	Minimo $\varphi = 1$	-1.4
25°	Massimo per tutti i valori di φ	+1.0
	Minimo $\varphi = 0$	-1.6
	Minimo $\varphi = 1$	-1.4
30°	Massimo per tutti i valori di φ	+1.2
	Minimo $\varphi = 0$	-1.8
	Minimo $\varphi = 1$	-1.4
Nota: I valori positivi indicano un'azione netta del vento diretta verso il basso I valori negativi indicano un'azione netta del vento diretta verso l'alto		
3.5°	Vento in compressione	+0.34
	Vento in depressione	-1.37
I valori sono stati ottenuti per interpolazione lineare dei valori di estremità		

Posizione del centro di forza per tettoie monofalda



Valori di c_p per pareti isolate e parapetti

Sulle superfici verticali, assunte quasi piene, senza angoli di ritorno per contrasto fisico, si assume il seguente c_p . Questi sono coefficienti di pressione per -appunto- pareti isolate e parapetti, visto la configurazione a “mensola” comune tra questi oggetti edili e le pensiline.

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1.0$		$l/h \leq 3$	2.3	1.4	1.2	1.2
		$l/h \leq 5$	2.9	1.8	1.4	1.2
		$l/h \leq 10$	3.4	2.1	1.7	1.2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq 3 h^a)$		2.1	1.8	1.4	1.2
$\varphi = 0.0$			1.2	1.2	1.2	1.2

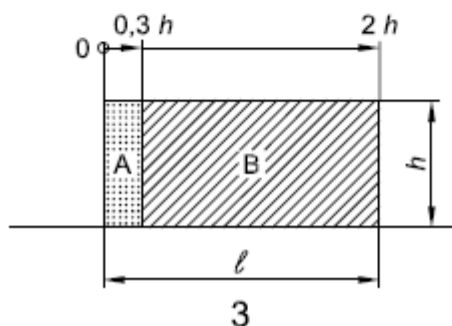
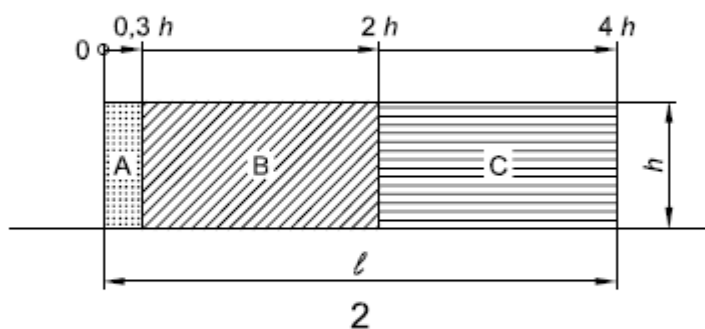
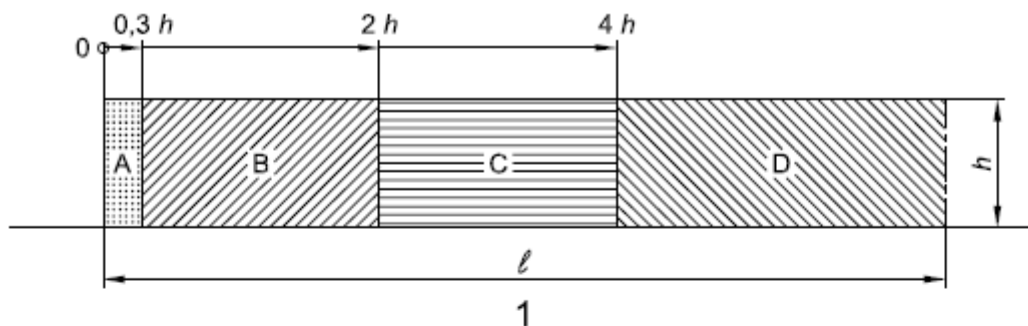
a) per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0.0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare

Dove:

1- Per $l > 4 h$

2- Per $l \leq 4 h$

3- Per $l \leq 2 h$



7.2.3 Neve - Europa

L'azione della neve è sempre considerata agente solamente in direzione verticale ed è riferita alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. È descritta dall'Eurocodice 1 UNI-EN 1991-1-3:2004. Mediante la seguente formula:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$$

Dove:

μ_i : è il coefficiente di forma della copertura.

C_e : coefficiente di esposizione che tiene conto delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

C_t : coefficiente termico;

C_t : è un coefficiente da utilizzare per valutare la diminuzione del carico della neve sulle coperture dotate di elevata trasmittanza termica, in particolare alcuni manti di copertura di vetro, causata dallo scioglimento provocato dalla perdita di calore.

Per tutti gli altri casi $C_t = 1.0$

s_k : valore caratteristico per il carico della neve al suolo per la data località

7.2.3.1 Coefficiente di forma delle coperture

Il coefficiente μ_1 dipende dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti. Si assumono i seguenti valori:

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \times (60 - \alpha) / 30$	0.0
μ_2	$0.8 + 0.8 \alpha / 30$	1.6	-

Dove μ_2 è coefficiente che per la valutazione di accumuli di neve.

Per coperture cilindriche o sferiche saranno necessari specifici coefficienti qui non riportati per brevità.

• Coefficiente di Esposizione

Il coefficiente di esposizione tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area, se non specificato diversamente, si assumerà $C_e = 1.0$

Topografia	Descrizione	C_e
Pianeggiante	Aree in pianura senza ostacoli, esposte all'azione del vento su tutti i lati, prive di riparo o scarsamente riparate per effetto del terreno, di costruzioni più alte o di alberi.	0.8
Normale	Aree nelle quali non vi è una rimozione significativa della neve esercitata dal vento a causa della sua interazione con il terreno, con altre costruzioni o con alberi.	1.0
Riparata	Aree nelle quali la costruzione in esame risulti significativamente più bassa del terreno circostante o sia circondata da alberi ad alto fusto e/o da costruzioni più alte.	1.2

7.2.3.2 Valore di riferimento della neve al suolo

Per la determinazione del valore di neve al suolo si utilizzano le svariate formule, ognuna riferita a una delle otto macroaree in cui si suddivide l'Europa. Le macroaree sono definite "Regioni climatiche europee" e sono le seguenti:

- Regione Alpina;
- Centrale Orientale;
- Centrale Occidentale;
- Grecia;
- Penisola Iberica
- Regione Mediterranea;
- Norvegia;
- Svezia e Finlandia;
- Regno Unito, Repubblica d'Irlanda.

Il seguente prospetto C.1 tratto da UNI EN 1991-1-3:2004 riporta la formula per calcolare il valore s_k per ogni regione climatica corrispondente.

REGIONE CLIMATICA	ESPRESSIONE
Regione Alpina	$s_k = (0.642 \times Z + 0.009) \times [1 + (A / 728)^2]$
Centrale Orientale	$s_k = (0.264 \times Z - 0.002) \times [1 + (A / 256)^2]$
Grecia	$s_k = (0.420 \times Z - 0.030) \times [1 + (A / 917)^2]$
Penisola Iberica	$s_k = (0.190 \times Z - 0.095) \times [1 + (A / 524)^2]$
Regione Mediterranea	$s_k = (0.498 \times Z - 0.209) \times [1 + (A / 452)^2]$
Centrale Occidentale	$s_k = 0.164 \times Z - 0.082 + (A / 966)$
Svezia e Finlandia	$s_k = 0.790 \times Z + 0.375 + (A / 336)$
Regno Unito e Repubblica D'Irlanda	$s_k = 0.140 \times Z - 0.1 + (A / 501)$
s_k	è il valore caratteristico del carico della neve al suolo [kN/m ²]
A	è l'altitudine della località sul livello del mare [m]
Z	è il numero di zona assegnato dalla mappa

Dove i valori di A dipendono dalla localizzazione all'interno di una delle tre o quattro macroaree in cui le regioni climatiche sono divise.

In questa sede si ragiona indagando tutti i valori di s_k compresi tra 0.5 kN/m² e 9.40 kN/m², con un passo di 0.2 kN/m². In questo modo si confronterà il valore s_k della località considerata, e quindi se Nott STD è verificata per tale località.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con quanto riportato nel paragrafo §A2.2 della norma UNI EN 1990:2006, gli effetti dovuti alle condizioni di carico indipendenti, vengono opportunamente combinati attraverso i corrispondenti fattori parziali per ottenere forze e tensioni di progetto.

Si è seguito il seguente procedimento:

- Analisi lineare elastica statica dei vari Casi di Carico e calcolo delle varie Combinazioni di Carico.
- Verifica degli elementi costitutivi la pensilina ai vari Stati Limite, cui corrisponde le Combinazioni di Carico.
- Verifica delle giunzioni della pensilina ai vari Stati Limite.
 - Vento in compressione come azione principale, neve come azione secondaria;
 - Vento in depressione;
 - Neve come azione principale, vento in compressione come azione secondaria.

8.1 Combinazioni di carico considerate

SLU (W_+)	$PP \times \gamma_{G1}$	+	$W_+ \times \gamma_{Qi}$	+	$S \times \gamma_{Qi} \times \Psi_{0j}$
SLU (W_-)	PP	+	$W_- \times \gamma_{Qi}$		
SLU (S)	$PP \times \gamma_{G1}$	+	$W_+ \times \Psi_{0j} \times \gamma_{Qi}$	+	$S \times \gamma_{Qi}$

Dove:

- PP: Azioni dovute ai soli pesi propri e permanenti portati dalla struttura;
- S: Azioni dovute al carico da neve;
- W_+ : Azioni dovute al carico da Vento, concordi con il carico neve, ossia dirette verso l'interno della pensilina;
- W_- : Azioni dovute al carico da Vento, discordi con il carico neve, ossia dirette verso l'esterno della pensilina;

Per i coefficienti parziali per la combinazione di azioni si è fatto riferimento allo stesso paragrafo §A1 Tabella A1.2(B) della norma UNI EN 1990:2006, che definisce:

per le verifiche di resistenza:

	Favorevole	Sfavorevole
– $\gamma_{G1} =$	1.00	1.35
– $\gamma_{Qi} =$	0.00	1.50

per le verifiche d'equilibrio:

	Favorevole	Sfavorevole
– $\gamma_{G1} =$	0.90	1.10
– $\gamma_{Qi} =$	0.00	1.50

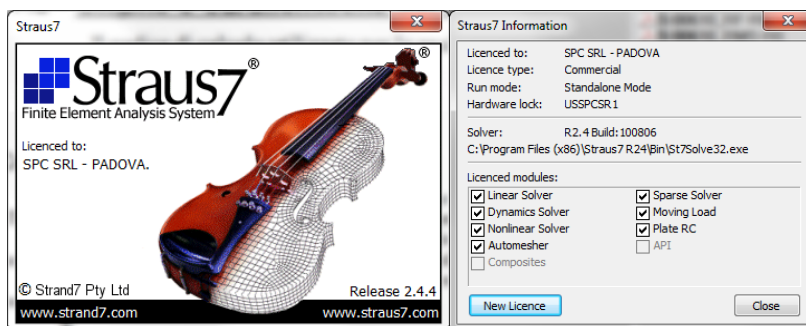
Per i fattori di combinazione tra le azioni si è fatto riferimento allo stesso paragrafo §A1 Tabella A1.1 della stessa norma, che definisce:

Fattori di combinazione	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carichi da Neve Località sopra i 1'000 m slmm Finlandia, Islanda, Norvegia e Svezia	0.7	0.5	0.2
Carichi da Neve Località sotto i 1'000 m slmm	0.5	0.2	0.0
Carichi da Vento	0.6	0.2	0.0

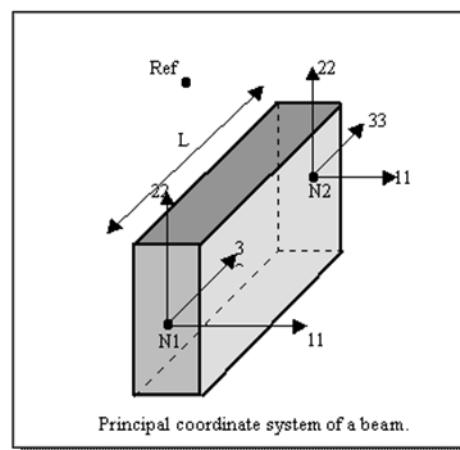
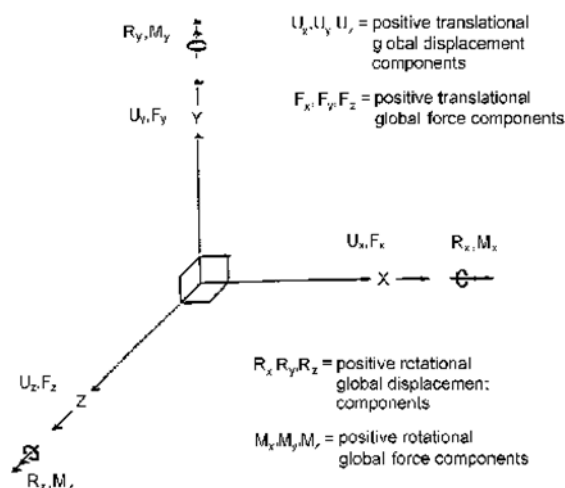
9 DESCRIZIONE DEI CODICI DI CALCOLO

9.1 Codice di Calcolo agli elementi finiti Straus7

Le analisi strutturali riguardanti le strutture in titolo sono state condotte attraverso l'utilizzo di il codice di calcolo agli elementi finiti Straus7 release 2.4.4, un solutore generale agli elementi finiti, consistente in un pre-processore, in un solutore e in un post-processore. L'intero software è stato progettato, studiato e sviluppato da Strand7 Pty Ltd (ex G+D Computing Pty Ltd) in Sydney (Australia) e distribuito in Europa da HSH srl. Di seguito si riporta gli estremi del numero di licenza.

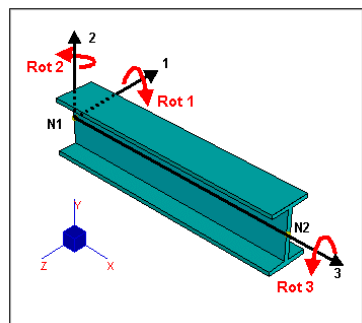
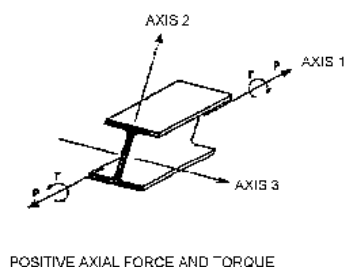
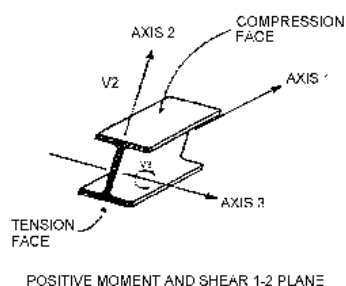
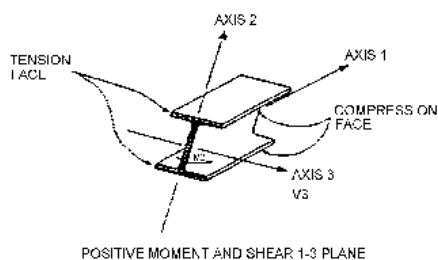


si indicano di seguito le caratteristiche operative maggiormente significative per la comprensione degli elaborati. Ogni struttura modello è riferita ad uno spazio individuato da un sistema di riferimento globale indicato in ognuno dei successivi schemi specifici e nel quale sono da leggersi le coordinate di tutti i nodi della struttura. Per quanto riguarda gli elementi tipo “beam”, essi sono definiti attraverso due nodi, questi definiscono anche il sistema di coordinate locali.



Per quanto riguarda le convenzioni dei momenti flettenti, si intendono positivi quelli che generano una compressione dalla parte positiva dell'asse locale. Per quanto riguarda le convenzioni di segno delle sollecitazioni di taglio, si intendono positive quelle che tendono a muovere la sezione nella direzione positiva dell'asse locale. Le forze assiali si intendono positive se di trazione e negative se di compressione. Per quanto riguarda la convenzione di segno del momento torcente, essa deriva dalla regola della mano destra con riferimento all'asse locale 3.

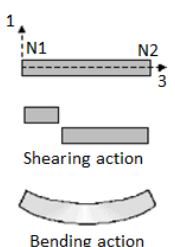
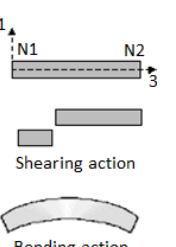
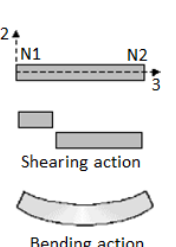
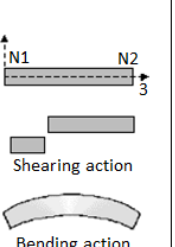
Se non specificato diversamente tutte le componenti di sollecitazione vengono trasmesse agli elementi adiacenti, in caso diverso si devono specificare gli "End Release" con le convenzioni di segno riportate di seguito.



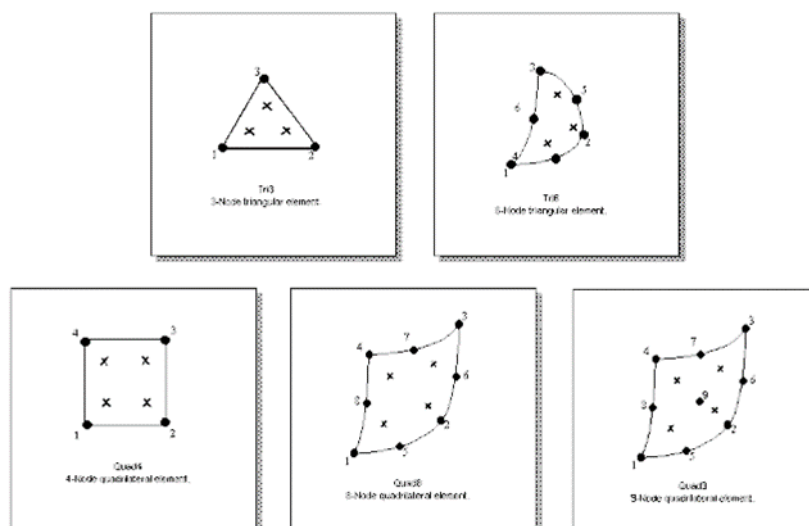
Riassumendo:

- $N =$ Sforzo normale sulla sezione – positivo se di trazione
- $B_{M1} =$ momento flettente nel piano verticale 2-3
- $T_2 =$ Sforzo di taglio nel piano verticale 2-3
- $B_{M2} =$ momento flettente nel piano verticale 1-3
- $T_1 =$ Sforzo di taglio nel piano verticale 1-3
- $Tor =$ momento torcente nel piano verticale 1-2
- $A_3 =$ area della sezione normale
- $I_1 =$ momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse 1-1
- $W_1 =$ modulo di resistenza della sezione rispetto all'asse 1-1
- $S_1 =$ momento statico della sezione rispetto all'asse 1-1

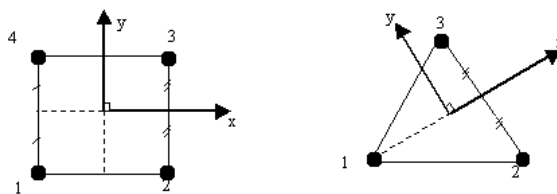
e di seguito le proprietà degli elementi BEAM è similmente definita

	Positive	Negative		Positive	Negative
Plane 1			Plane 2		
	Shearing action	Shearing action		Shearing action	Shearing action
	Bending action	Bending action		Bending action	Bending action

La libreria di elementi “plate” disponibile è costituita da elementi triangolari a 3 e 6 nodi ed elementi quadrangolari a 4, 8 e 9 nodi.

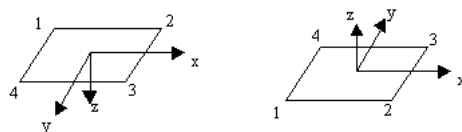


Il sistema di coordinate locale è definito attraverso i nodi N1, N2, N3 per gli elementi triangolari lineari e attraverso i nodi N1, N2, N3, N4 per gli elementi quadrangolari lineari.



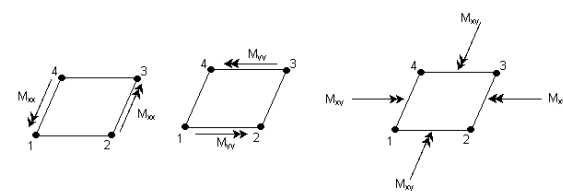
Local axis for 3 and 4 node plate elements

Per ogni tipo di elemento “plate” l’asse locale z è perpendicolare alla superficie ed orientato con la regola della mano destra con riferimento agli assi locali x e y .

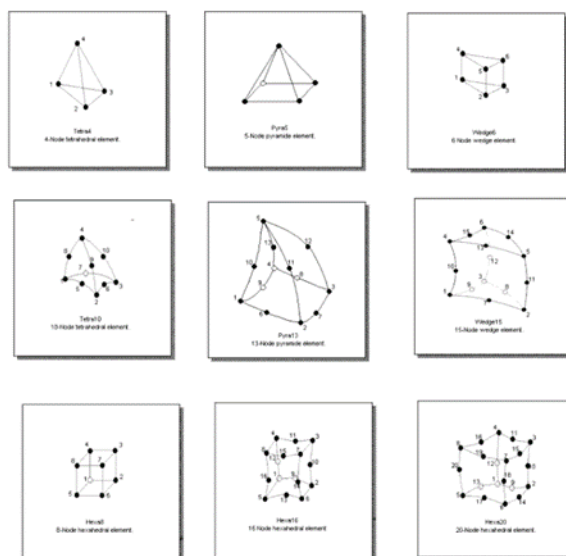


Positive local z axis direction.

La convenzione di segno in condizione di comportamento a lastra è riportata nella seguente figura.



La libreria ad elementi “brick” del software è costituita da elementi tetraedrici con 4 o 10 nodi, elementi piramidali a base quadrangolare con 5 o 13 nodi, elementi prismatici con base triangolare, con 6 o 15 nodi e elementi prismatici con base quadrangolare con 8, 16 o 20 nodi.



La convenzione di segno per questi elementi è quella classica della meccanica del continuo.

9.2 Codice di Calcolo agli elementi finiti StatiCa Connection



Informazioni sul Software

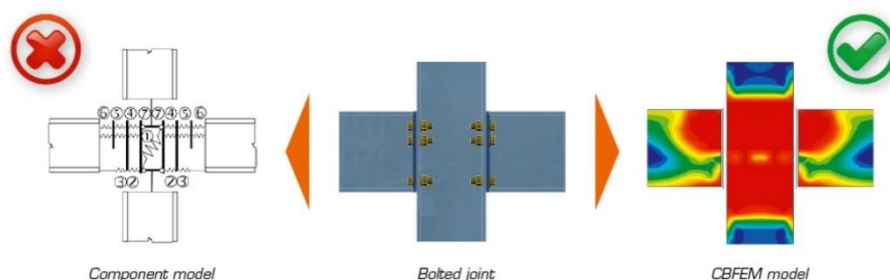
Applicazione	IDEA StatiCa Connection
Versione	9.0.40.50273
Sviluppato da	Idea StatiCa

Per l'analisi dei nodi si è utilizzato il software FEM StatiCa Connection, e si riporta di seguito il theoretical background.

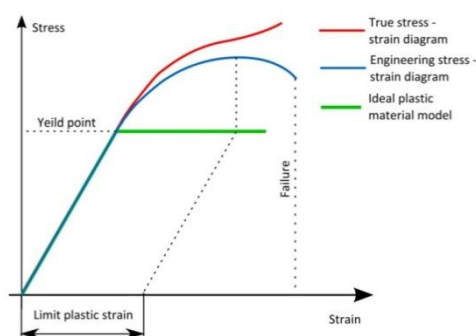
Theoretical Background

CBFEM versus Component method

The weak point of standard Component method is in analyzing of internal forces and stress in a joint. CBFEM replaces specific analysis of internal forces in joint with general FEA.



Check methods of specific components like bolts or welds are done according to standard Component method (Eurocode). For the fasteners – bolts and welds – special FEM components had to be developed to model the welds and bolts behaviour in joint. All parts of 1D members and all additional plates are modelled as plate/walls. These elements are made of steel (metal in general) and the behaviour of this material is significantly nonlinear. The real stress-strain diagram of steel is replaced by the ideal plastic material for design purposes in building practice. The advantage of ideal plastic material is, that only yield strength and modulus of elasticity must be known to describe the material curve. The granted ductility of construction steel is 15 %. The real usable value of limit plastic strain is 5% for ordinary design (1993-1-5 appendix C paragraph C.8 note 1). The stress in steel cannot exceed the yield strength when using the ideal elastic-plastic stress-strain diagram.



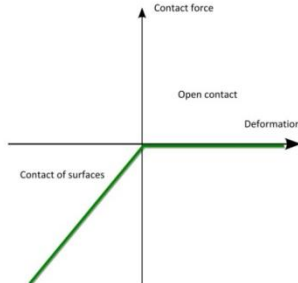
Real tension curve and the ideal elastic-plastic diagram of material

CBFEM method aims to model the real state precisely. Meshes of plates / walls are not merged, no intersections are generated between them, unlike it is used to when modelling structures and buildings. Mesh of finite elements is generated on each individual plate independently on mesh of other plates.

Between the meshes, special massless force interpolation constraints are added. They ensure the connection between the edge of one plate and the surface or edge of the other plate.

This unique calculation model provides very good results – both for the point of view of precision and of the analysis speed. The method is protected by patent.

The steel base plate is placed loosely on the concrete foundation. It is a contact element in the analysis model – the connection resists compression fully, but does not resist tension.



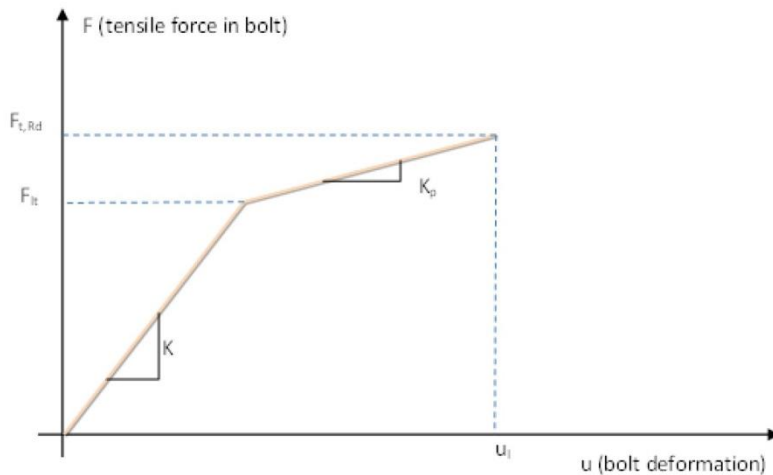
Stress-strain diagram of contact between the concrete block and the base plate

Welds are modelled using a special elastoplastic element, which is added to the interpolation links between the plates. The element respects the weld throat thickness, position and orientation. The plasticity state is controlled by stresses in the weld throat section. The plastic redistribution of stress in welds allows for stress peaks to be redistributed along the longer part of the weld.

Bolted connection consists of two or more clasped plates and one or more bolts. Plates are placed loosely on each other.

A contact element is inserted between plates in the analysis model, which acts only in compression. No forces are carried in tension.

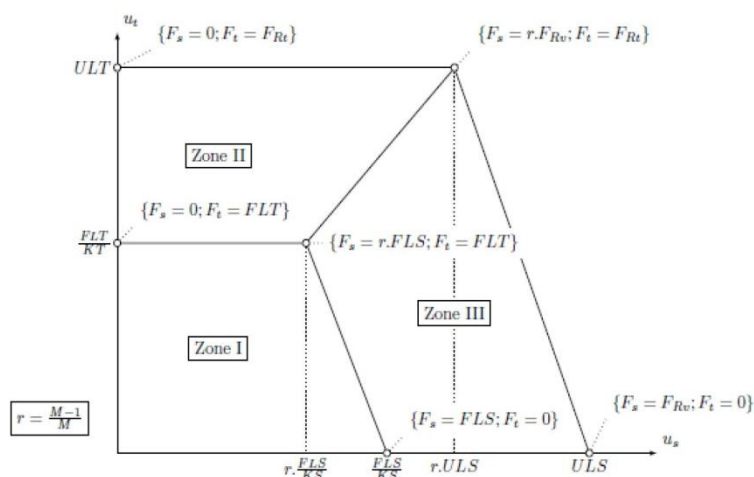
Shear force is taken by bearing. Special model for its transferring in the force direction only is implemented. IDEA StatiCa Connection can check bolts for interaction of shear and tension. The bolt behavior is implemented according to the following picture.



Bolt – tension

Symbols explanation:

- K – linear stiffness of bolt,
- K_p – stiffness of bolt at plastic branch,
- F_{It} – limit force for linear behaviour of bolt,
- $F_{t,Rd}$ – limit bolt resistance,
- u_l – limit deformation of bolt.



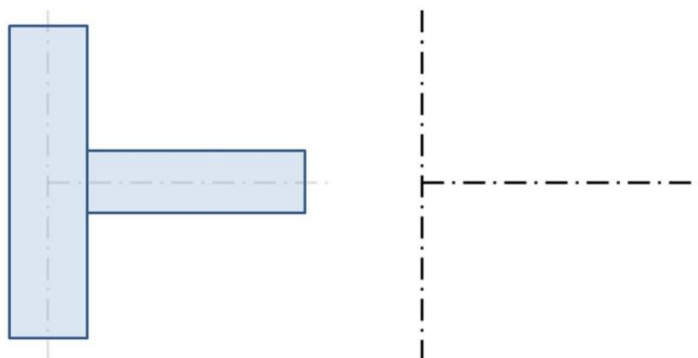
Bolt – interaction of shear and tension

The concrete block in CBFEM is modelled using Winkler-Pasternak subsoil model. The stiffness of subsoil is determined using modulus of elasticity of concrete and effective height of subsoil. The concrete block is not designed by CBFEM method.

Loads

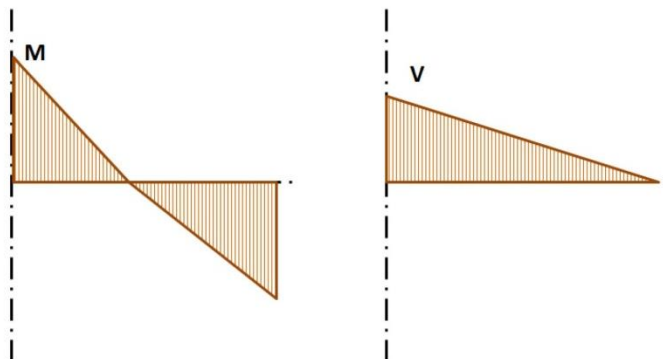
End forces of member of the frame analysis model are transferred to the ends of member segments. Eccentricities of members caused by the joint design are respected during load transfer.

The analysis model created by CBFEM method corresponds to the real joint very precisely, whereas the analysis of internal forces is performed on very idealised 3D FEM 1D model, where individual beams are modelled using centrelines and the joints are modelled using immaterial nodes.



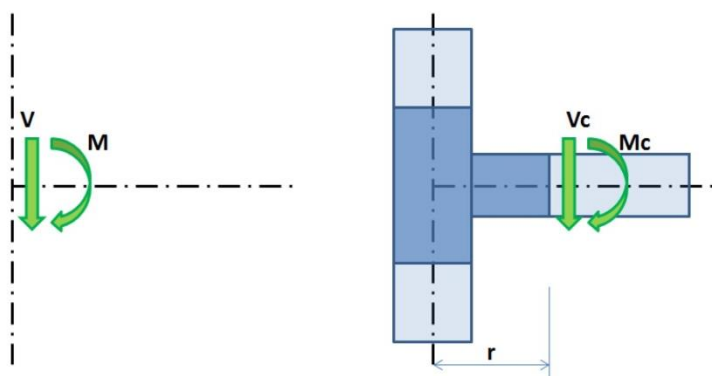
Joint of a vertical column and a horizontal beam

Internal forces are analysed using 1D members in 3D model. There is an example of courses of internal forces in the following picture.



Internal forces in horizontal beam. M and V are the end forces at joint.

The effects caused by member on the joint are important to design the joint (connection). The effects are illustrated in the following picture.



Effects of the member on the joint. CBFEM model is drawn in dark blue color.

Moment M and shear force V act in a theoretical joint. The point of theoretical joint does not exist in CBFEM model, thus the load cannot be applied here. The model must be loaded by actions M and V , which have to be transferred to the end of segment in the distance r .

$$M_c = M - V \cdot r$$

$$V_c = V$$

In CBFEM model, the end section of segment is loaded by moment M_c and force V_c .

Welds

Design resistance

The stress in the throat section of fillet weld is determined according to EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3:

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$$

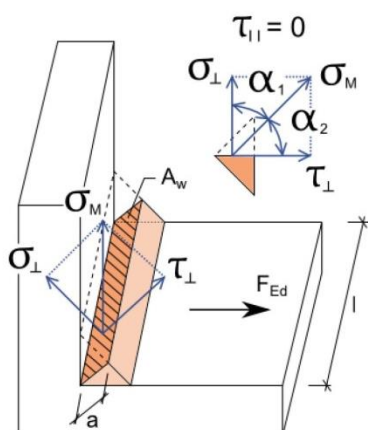
$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$$

$$0.9 \cdot \sigma_{w,Rd} = f_u / \gamma_{M2}$$

Weld utilisation

$$U_t = \min (\sigma_{w,Ed} / \sigma_{w,Rd}; \sigma_{\perp} / 0.9 \cdot \sigma_{w,Rd})$$

β_w – correlation factor – Tab. 4.1



Bolts

Design tension resistance of bolt: $F_{t,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$.

Design shear resistance at punching of bolt head or nut EN 1993-1-8: $B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$.

Design shear resistance per one shear plane: $F_{v,Rd} = \alpha_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$.

Design bearing resistance of plate EN 1993-1-8: $F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t / \gamma_{M2}$.

Utilisation in tension [%]: $U_{tt} = F_{t,Ed} / \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd})$.

Utilisation in shear [%]: $U_{ts} = V / \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$.

Interaction of shear and tension [%]: $U_{ts} = (V / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd})$.

where

- A_s – tensile stress area of the bolt,
- f_{ub} – ultimate tensile strength,
- d_m – bolt head diameter,
- d – bolt diameter,
- t_p – plate thickness under the bolt head/nut,
- f_u – ultimate steel strength,
- $\alpha_v = 0.6$ for classes (4.6, 5.6, 8.8)
- $\alpha_v = 0.5$ for classes (4.8, 5.8, 6.8, 10.9),
- $k_1 \leq 2.5$ – factor from Table 3.4,
- $a_b \leq 1.0$ – factor from Table 3.4,
- $F_{t,Ed}$ – design tensile force in bolt,
- V – resultant of shear forces in bolt.

Preloaded bolts

The design slip resistance of a preloaded class 8.8 or 10.9 bolt is subjected to an applied tensile force, $F_{t,Ed}$.

Preloading force to be used EN 1993-1-8 – 3.9 (3.7)

$F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_s$

Design slip resistance per bolt EN 1993-1-8 3.9 – (3.8)

$F_{s,Rd} = k_s n \mu (F_{p,C} - 0.8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}$

Utilisation in shear [%]:

$U_{ts} = V / F_{s,Rd}$ where

- A_s – tensile stress area of the bolt,
- f_{ub} – ultimate tensile strength,
- k_s – coefficient given in Table 3.6; $k_s = 1$,
- μ – slip factor obtained,
- n – number of the friction surfaces. Check is calculated for each friction surface separately,
- γ_{M3} – safety factor,
- V – shear force,
- $F_{t,Ed}$ – design tensile force in bolt.

Anchors

Concrete cone failure resistance of anchor or group of anchors ETAG-001 Annex C – 5.2.2.4:

$$N_{Rkc} = N_{Rkc}^0 A_{cN} / A_{cN}^0 \Psi_{sN} \Psi_{reN}$$

Initial value of characteristic resistance:

$$N_{Rkc}^0 = 7.2 f_{ck}^{0.5} h_{ef}^{1.5},$$

where

- A_{cN}^0 – area of concrete cone of an individual anchor; circle of diameter $1.5 \cdot h_{ef}$,
- h_{ef} – length of anchor in concrete,
- f_{ck} – characteristic concrete compressive strength,
- A_{cN} – actual area of concrete cone of the anchorage at the concrete surface respecting influence of edges and adjoining anchors,
- $\Psi_{sN} = 1$,
- $\Psi_{reN} = 1$.

Anchors shear resistance in case of transfer of shear forces. Friction is not taken into account. Valid in case, that the anchor failure precedes the concrete failure ETAG-001 5.2.3.2:

$$V_{Rks} = 0.5 f_y A_s$$

Concrete pry-out failure ETAG-001 5.2.3.3:

$$V_{Rkcp} / Y_{Mc} \leq V,$$

$$V_{Rkcp} = k \cdot N_{Rkc},$$

where

- V – shear force,
- $k = 1$ for $h_{ef} < 60$
 $k = 2$ for $h_{ef} \geq 60$.

Concrete edge failure ETAG-001 5.2.3.4:

$$V_{Rkc} / Y_{Mc} \leq V,$$

$$V_{Rkc} = V_{Rkc}^0 A_{cV} / A_{cV}^0 \Psi_{sV} \Psi_{reV}$$

$$V_{Rkc}^0 = 1.7 d^\alpha l_f^\beta f_{ck}^{0.5} c_1^{1.5},$$

$$\alpha = 0.1 (l_f / c_1)^{0.5},$$

$$\beta = 0.1 (d / c_1)^{0.2},$$

where

- $l_f = h_{ef}$,
- c_1 – edge distance,
- d – anchor diameter,
- $\Psi_{sV} = 1$,
- $\Psi_{reV} = 1$,
- A_{cV}^0 – area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges ($4.5 c_1^2$),
- A_{cV} – actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface.

Concrete block

Concrete resistance at concentrated compression:

$$F_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c$$

Average stress under the base plate:

$$\sigma = N / A_{eff}$$

Utilisation in compression [%]:

$$U_t = \sigma / F_{jd},$$

where

- f_{ck} – characteristic compressive concrete strength,
- $\beta_j = 0.67$ – foundation joint material coefficient,
- k_j – concentration factor,
- γ_c – safety factor,
- A_{eff} – effective area, on which the column force N is distributed.

Shear in concrete block

1. Shear is transferred only by friction:

$$V_{Rd,y} = N \cdot C_f$$

$$V_{Rd,z} = N \cdot C_f$$

2. Shear is transferred by shear iron:

$$V_{Rd,y} = A_{vy} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}),$$

$$V_{Rd,z} = A_{vz} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}).$$

Plates of shear lug, welds to the base plate and concrete in bearing are checked.

3. Shear is transferred by anchors:

Anchors loaded in shear are checked according to ETAG 001 – Annex C.

Utilisation in shear [%]:

$$U_t = \min (V_y/V_{Rd,y}, V_z/V_{Rd,z}),$$

where

- A_{vy} – shear area of shear iron cross-section,
- A_{vz} – shear area of shear iron cross-section,
- f_y – yield strength,
- γ_{M0} – safety factor,
- V_y – shear force component in the base plate plane in y-direction,
- V_z – shear force component in the base plate plane in z-direction,
- N – compressive force perpendicular to the base plate,
- C_f – coefficient of friction between steel and concrete.

10 PROCEDURA DI ANALISI

10.1 Parte iniziale

Per l'analisi della pensilina in oggetto si è seguita la seguente procedura. Infatti l'obiettivo è stato la creazione di un metodo di calcolo generalizzato che potesse velocemente restituire la verifica della pensilina a seconda della località considerata. Si è quindi creato di un foglio di calcolo in cui inserire i valori caratteristici di vento $v_{b,0}$ e di neve s_k a seconda della zona in cui collocare la pensilina. I valori così calcolati vengono confrontati con una base di dati in cui vengono effettuate le possibili combinazioni di carico con tutti i possibili valori di azione di vento e neve. I valori di vento e neve calcolati vanno, rispettivamente, da $v_{b,0}$ di 20 m/s a 40 m/s, con passi di 0.5 m/s mentre s_k va da 0.40 a 9.40 kN/m² con passi di 0.20 kN/m².

Questi valori vengono poi combinati come espresso in §5.2.3 e in §5.2.4 per ottenere q_b / c_p e s , espressi in kN/m². Il parametro μ_1 viene inserito già nel foglio di calcolo, essendo facilmente calcolabile a priori e pari a 0.8 nella maggior parte dei casi. Il valore del vento viene calcolato al netto dei coefficienti di forma perché verrà poi aggiunto in seguito.

10.2 Modello Straus7

Contemporaneamente si provvede alla modellazione di un modello Straus7 agli elementi finiti di tipo “*Beam*” con le caratteristiche meccaniche e geometriche di progetto. Per ogni versione della pensilina si realizza un modello.

I casi di carico per il modello sono esclusivamente i seguenti:

1. Peso Proprio e Pesì Permanenti Portati;
2. Vento di Compressione: vengono inseriti come valori di carico i valori corrispondenti ai soli coefficienti di pressione c_p come calcolati nel §6.2.3. Il valore di c_p è espresso in kg/m² viene convertito e modellato in kN/m²;
3. Vento in Depressione: similmente a quanto sopra, viene modellato un carico di valore pari al valore di c_p per questo caso di carico. Anche qui il valore di c_p è espresso in kg/m² viene convertito e modellato in kN/m²;
4. Neve: viene modellato un carico agente solo lungo l'asse verticale, così da insistere solo sulla proiezione a terra della copertura. Il carico in questione ha valore unitario, misurato in 1 kN/m².

10.3 Creazione combinazioni di carico e verifiche

Di questo modello di calcolo vengono dedotti e riportati nel foglio di calcolo i valori di sollecitazione per i vari casi di carico degli elementi strutturali principali della pensilina, nella fattispecie i montati, i traversi, le mensole. Questi valori sono appunto sollecitazioni riferite a valori di di casi di carico “unitari”. Questi valori vengono combinati a ottenere all'interno del foglio di calcolo i valori di sollecitazioni di progetto, per ogni modello della pensilina. I valori sono ottenuti per sovrapposizione lineare semplice. La sollecitazione ottenuta dal modello unitaria è moltiplicata per i valori q_b / c_p ed s , per i coefficienti parziali delle azioni e per i fattori di combinazione tra le azioni. Si riporta a seguire, a titolo di esempio, il calcolo del valore del momento flettente agente M_{Ed11} . Il procedimento rimane identico per gli altri parametri della sollecitazione.

SLU (W+)	$M_{Ed11,PP} \times \gamma_{G1}$	+	$M_{Ed11,W+} \times (q_b / c_p) \times \gamma_{Qi}$	+	$M_{Ed11,S} \times s \times \gamma_{Qi} \times \Psi_{0j}$
SLU (W-)	$M_{Ed11,PP}$	+	$M_{Ed11,W-} \times (q_b / c_p) \times \gamma_{Qi}$		
SLU (S)	$M_{Ed11,PP} \times \gamma_{G1}$	+	$M_{Ed11,W+} \times (q_b / c_p) \times \gamma_{Qi} \times \Psi_{0j}$	+	$M_{Ed11,S} \times s \times \gamma_{Qi}$

Si ottiene così una matrice di parametri della sollecitazione per ogni Stato Limite, in base all'azione considerata come principale. Con questi parametri della sollecitazione si procede poi alla verifica degli elementi strutturali. Vista la natura delle pensiline, si esclude la verifica a taglio, essendo verificata sempre, preferendole le verifiche a pressoflessione deviata, tendenzialmente le più penalizzanti. Vengono comunque condotte di volta in volta controlli sugli stati torsionali o sugli Stati Limite di Esercizio.

Con i corretti coefficienti e fattori si conduce anche la verifica a ribaltamento dell'elemento, che sia plinto o platea, di fondazione. Si riesce a ricostruire quali coppie di valori di vento e neve restituiscano un elemento e una fondazione verificati e quali no.

10.4 Verifiche di nodi

10.4.1 Verifica attacco a terra-Modello Idea StatiCA

Per l'analisi del nodo di attacco a terra si utilizza il software Idea StatiCA Connection mentre la verifica di nuovo con foglio di calcolo elettronico, attraverso diagramma M-N della connessione alla base. La metodologia è la seguente:

1. Creazione di un dominio di resistenza M-N, calcolato attraverso l'analisi DR di Idea StatiCA che calcola il massimo carico possibile e la capacità di carico residua del giunto. Si ottiene una percentuale che corrisponde al tasso di lavoro del nodo per il Carico considerato. Se la percentuale è maggiore del 100% significa che i valori inseriti non portano a rottura nessun meccanismo resistente del nodo e sono quindi stati aumentati della percentuale corrispondente. Il dominio M-N lo si costruisce con dei punti con sforzo assiale multiplo di 10 e che riescano a superare il valore massimo e minimo ottenuto dalla combinazione al paragrafo §8.3. Per ciascuno di questi valore di N, si calcola un valore di M in un intorno del 100% del fattore di resistenza.
2. Confronto dei valori dei Parametri della Sollecitazione ottenuti per ogni Combinazione di Carico, per ogni coppia di vento e neve in questione. Si calcola quindi il tasso di lavoro attraverso il concetto dell'aumento delle azioni agenti ad eccentricità costante. Con questi risultati si ricostruisce quali coppie di valore di vento e di neve restituiscano una struttura verificata e quali no.

10.4.2 Verifica dello snodo montante-traverso

Una più semplice verifica si riporta per i nodi i sommità dei montanti. Si calcola un massimo momento resistente positivo e uno negativo, che fungeranno da estremi superiore e inferiore dei valori calcolati per le coppie di valori di azioni.

10.5 Determinazione meccanismo dimensionante

Infine si procede a calcolare l'elemento o il nodo che produce la verifica con il tasso di lavoro più elevato e che, quindi, è l'elemento dimensionante per ogni coppia di valori.

Questo si realizza in automatico calcolando i tassi di lavoro collegati a ciascun meccanismo calcolato e trovando tra questi il valore massimo.

I tassi di lavoro calcolati sono i seguenti:

- | | |
|---|--------------------------------|
| – Pressoflessione montate | Verifica nodo di base |
| – Pressoflessione traverso | Verifica nodo traverso/mensola |
| – Pressoflessione mensola | |
| – Verifica a ribaltamento dell'intera pensilina con fondazioni singole a plinto | |

11 MODELLO TRIDIMENSIONALE GENERALE

11.1 Premessa

Per analisi dettagliate circa il comportamento delle pensiline in oggetto, si implementa un modello, utilizzando il software STRAUS 7 Release 2.4.6 le cui caratteristiche essenziali sono state descritte nel precedente paragrafo §9.1 e il software Idea StatiCa Connection, descritto al §9.2. Al §11.2 vengono riportate immagini esplicative del modello sviluppato.

Modello Straus 7

Per la struttura complessiva in acciaio si è provveduto a modellare un modello esemplificativo e rappresentativo agli Elementi Finiti attraverso il software STRAUS 7 Release 2.4.6.

Nei successivi paragrafi dal §11.3 al §11.2 vengono precisati i criteri seguiti per lo sviluppo del modello di calcolo Straus7. Un modello primo modello della pensilina ha solo elementi “*beam*”, i cui risultati saranno inseriti nel foglio di calcolo per essere combinati, mentre l’altro modello contiene modellazioni di dettagli con elementi “*plate*” e servono a determinare con più precisione la resistenza del nodo tra traverso e mensola.

11.2 Viste del modello di calcolo

Di seguito vengono riportate le immagini dei modelli generali di calcolo, comprese di etichette per l’individuazione delle sezioni e degli elementi appena descritti.

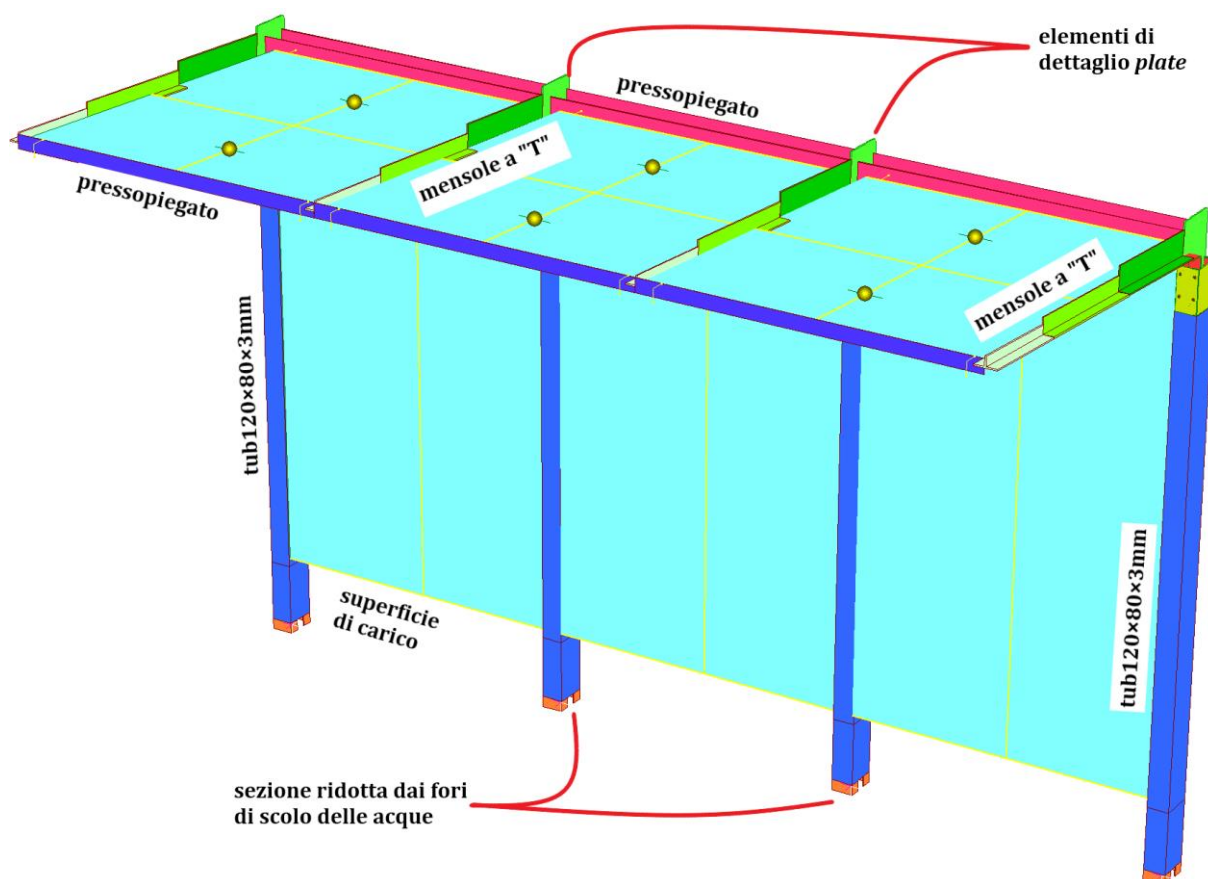


Figura 8-vista del modello di calcolo

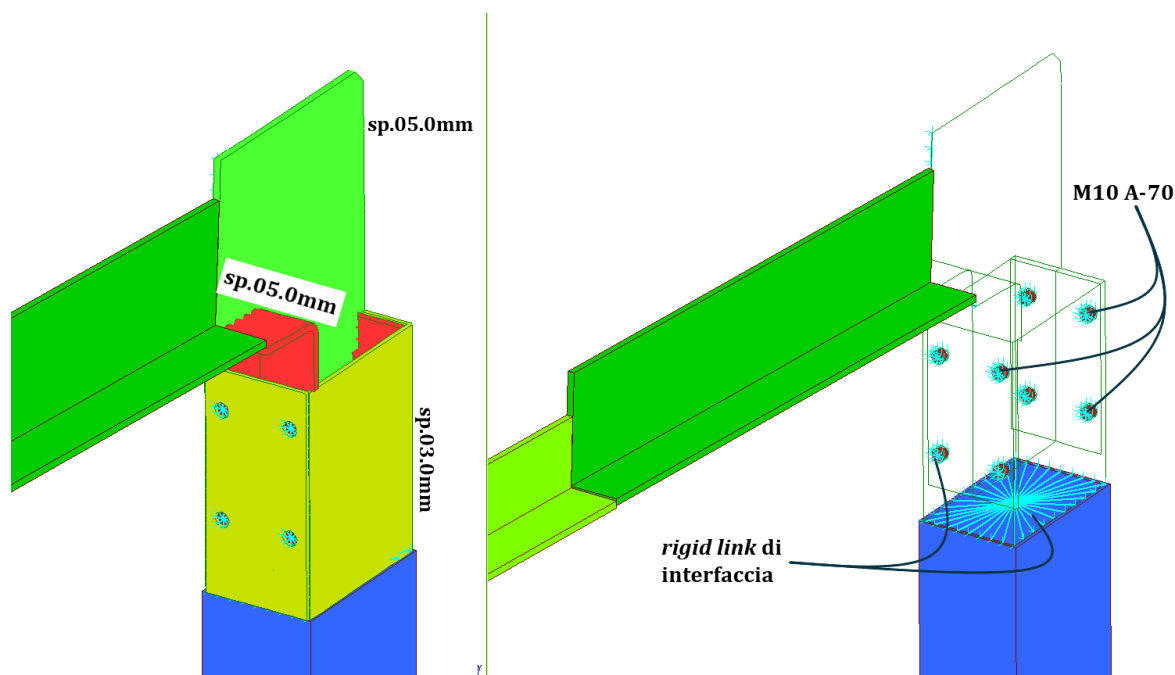


Figura 9-vista di dettaglio della porzione di modello con gli elementi "plate"

11.3 Modellazione delle Strutture e delle loro proprietà

11.3.1 Modellazione degli elementi *Beam*

Elementi portanti in acciaio

- Montanti in tub.120×80×3mm;
- Mensole a "T" rastremata flangia 80×5 mm, anima 118max-36min×5 mm;
- Mensole a "T" rastremata reggi panchina flangia 60×6 mm, anima 105max-15min×6 mm.
- Collegamenti trasversali tra le estremità frontale e retrostante della copertura. Presso-piegati sp. 1.2 mm e sezione varia.

A parte le mensole di copertura, questi elementi sono schematizzati come elementi finiti "*beam*", soggetti a pressoflessione, e hanno le caratteristiche meccaniche esplicitate al §2.2

Bulloni

Questi elementi si trovano nei modelli di dettaglio con elementi "*plate*" e schematizzano i bulloni, appunto.

- M10. Tondi pieni diametro 8.59 mm. $A_{res}=58 \text{ mm}^2$;

Schematizzate come elementi finiti "*beam*", con deformabilità a taglio; Questi elementi vengono collegati alla mesh di "*plate*" di dettaglio attraverso dei "*rigid link*".

11.3.2 Modellazione degli elementi *Plate*

Una parte del modello viene modellata con elementi “plate”. Queste parti sono sostanzialmente le superfici di carico di tutte e e una porzione della pensilina, cioè il nodo tra montante e traverso.

Elementi di copertura e di tamponamento

Gli elementi di copertura e di tamponamento non vengono schematizzati come portanti, vengono modellati attraverso dei “plate” detti “Load Patch” che, privi di qualsivoglia rigidità o resistenza, servono unicamente a trasmettere il carico che su di essi grava agli elementi su cui si poggiano.

Su di questi gravano tutti i carichi, ad esclusione dei pesi propri degli elementi strutturali, modellate per seguire la procedura esposta al paragrafo §9. Per cui nei casi di carico vengono modellate le azioni come segue:

- I pesi propri portati, quali il vetro di copertura, vengono modellati come masse non strutturali applicate al “Load Patch”
- Le azioni del vento vengono modellate come azioni ortogonali alla superficie del “Load Patch” e con valore pari al c_p come calcolato al §7.2.2.5 per seguire la procedura indicata al §9 per modellare.
- Le azioni della neve vengono modellate come azioni di valore unitario, in termini di kg/m^2 , agenti in verticale sulla proiezione a terra dell’elemento “Load Patch”.

Nodo montante-traverso

Il nodo in questione viene modellato attraverso elementi “plate” con lo spessore della porzione a cui si riferiscono. Il nodo è costituito dal montante in tub.120×80×3 su cui si imbullona con 2+2 M10 la struttura del tetto. L’anima del profilo a “T”, di altezza variabile, ha spessore pari a 5 mm, così come la flangia. Tutti gli elementi a mensola sono poi collegati trasversalmente, all’altezza del montante e all’estremità dello sbalzo, da presso-piegati in spessore 1.2 mm, modellati come “beam”.

I “plate” che modellano il montante hanno spessore di 3.0 mm. Quelli che modellano la mensola hanno spessore 5.0 mm. I bulloni M10 sono modellati come spiegato al paragrafo precedente.

I “plate” che schematizzano il tubolare e il tubolare stesso e sono collegati con l’estremità delle “beam” attraverso una nuvola di “rigid link”.

Tutti i “plate” hanno formulazione per manifestare rigidità nel piano e fuori dal piano con le proprietà di un acciaio S235 come spiegato al §6.1.

Il nodo in questione è stato utilizzato per modellare l’effettiva rigidità dell’elemento e per definire dei valori di carico limite per il nodo di dettaglio.

11.4 Schematizzazione dei vincoli

11.4.1 Vincoli interni

Sono da intendersi per vincoli interni, le connessioni tra gli elementi “*beam*” che discretizzano le strutture. Si modellano delle cerniere cilindriche alle estremità dei presso-piegati secondari. Tra tutti gli altri elementi si modella una continuità strutturale. L’unica eccezione è l’interfaccia tra colonne e mensole a sbalzo, poiché in questo caso si è proceduto a effettuare modellazioni di dettaglio con elementi “*plate*”. Tra questi elementi rimane comunque inteso un vicolo di continuità

11.4.2 Vincoli esterni

I vincoli esterni insistono come vincoli rigidi dei nodi all’estremità a terra degli elementi montanti. Questi vincoli esterni sono intesi come vincoli che bloccano tutte le traslazioni e rotazioni del nodo a cui sono applicati: sono quindi vincoli rigidi.

11.5 Modellazione dei materiali

I legami costitutivi adottati per i diversi materiali utilizzati nei modelli numerici sono di tipo elastico lineare e di tipo elasto-plastico bilineare. Corrispondono ai materiali esplicitati nel paragrafo §5.

Vengono definiti in tutto due materiali per la modellazione. Un materiale è infinitamente elastico ed è utilizzato per gli elementi “*beam*” ed è relativo all’acciaio da carpenterie metalliche; utile a definire gli elementi portanti principali nonché gli elementi bulloni per le modellazioni di dettaglio. L’altro materiale è un materiale elasto-plastico bilineare, anch’esso relativo all’acciaio da carpenterie metalliche in particolare con le caratteristiche del S235. Questo è assegnato agli elementi “*plate*” utilizzati per le modellazioni di dettaglio. Le caratteristiche meccaniche elasto-plastiche vengono dedotte dagli Eurocodici e sono anch’esse riportate. Tutti i materiali vengono riportati di seguito:

Steel		
Structural Heat Transfer Tables Section Geometry		
Modulus	206000.	MPa
Poisson's Ratio	0.2875	
Shear Modulus	80000.0	MPa
Density	7860.0	kg/m ³
Viscous Damping	0.0	kNs/m/m ³
Damping Ratio	0.0	
Thermal Expansion	1.17 x 10 ⁻⁵	/K
Elastic Plastic	Isotropic Hardening	
Axial Stress vs Strain		
<None>		
Moment vs Curvature on Plane 1		
<None>		
Moment vs Curvature on Plane 2		
<None>		

Figura 10- Caratteristiche del materiale Acciaio Linearmente Elastico per gli elementi “*Beam*”

Steel

Structural | Heat Transfer | Tables | Geometry

Modulus: 206000. MPa

Poisson's Ratio: 0.25

Density: 7870.0 kg/m³

Viscous Damping: 0.0 kNs/m/m³

Damping Ratio: 0.0

Thermal Expansion: 1.15x10⁻⁵ /K

Nonlinear Type: Elastic Plastic

Yield Criterion: Von Mises

Nonlinear Stress vs Strain Table: S235

Layers: 10

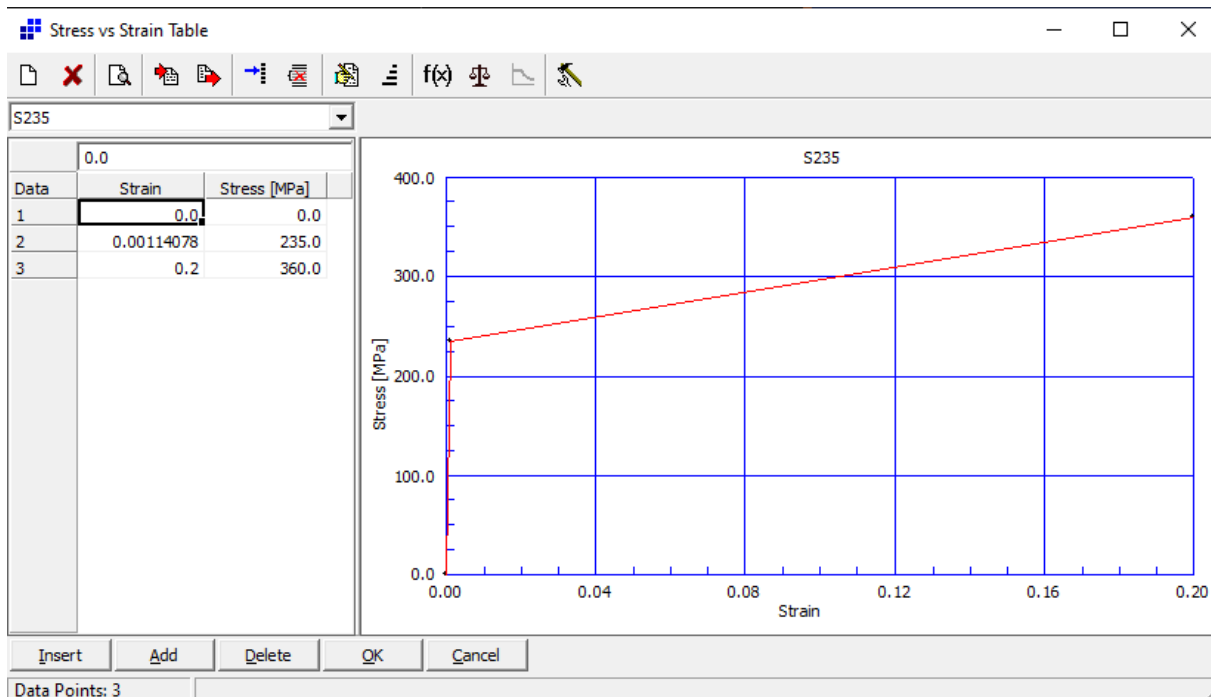
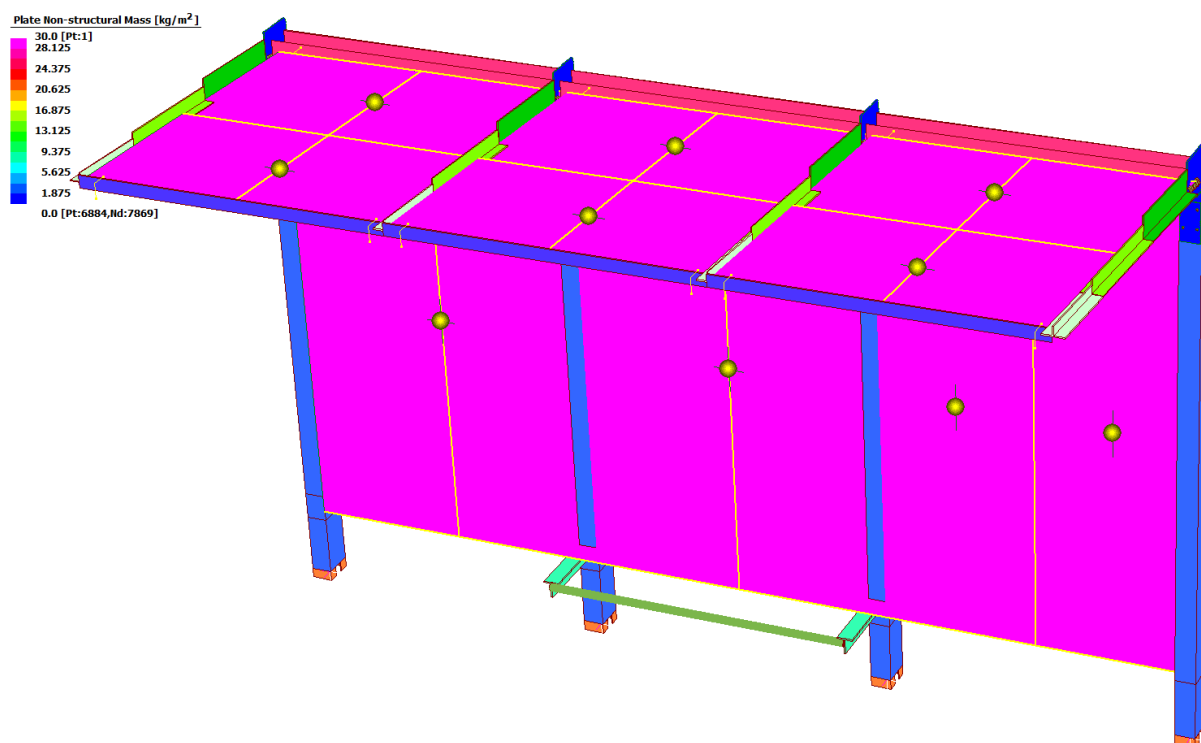


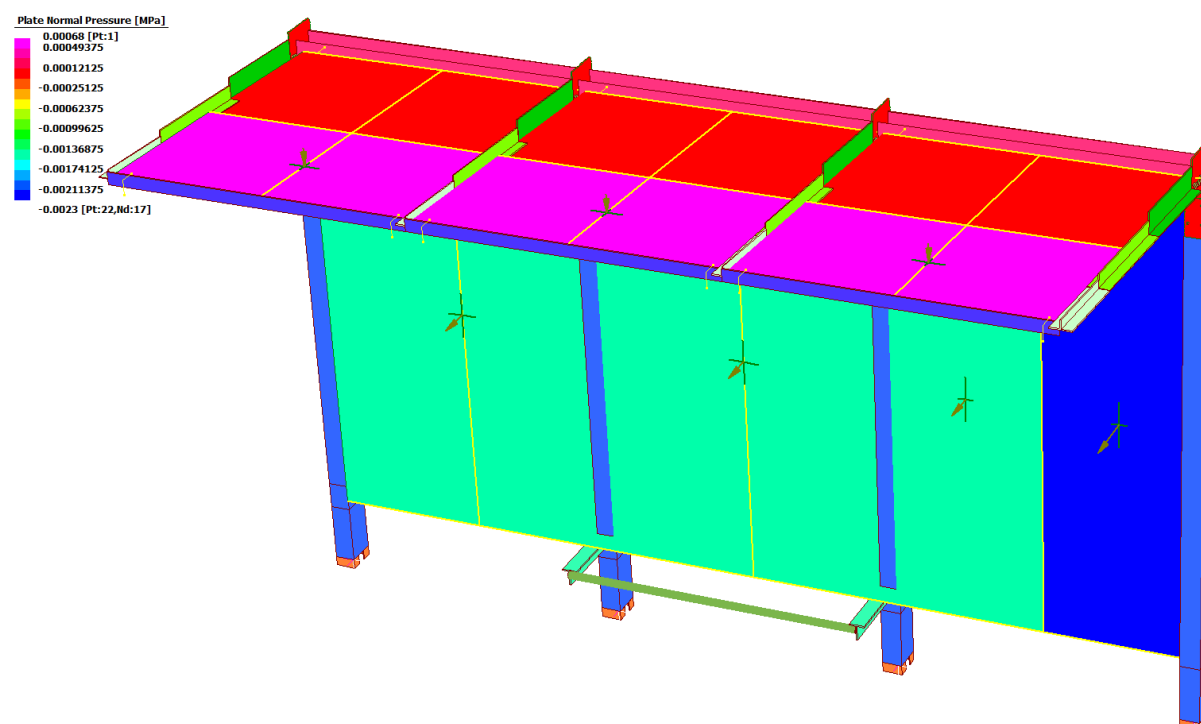
Figura 11- Caratteristiche del materiale Acciaio S235 di tipo Elasto-Plastico per gli elementi "Plate"

11.6 Carichi modellati

11.6.1 Pesì permanenti non strutturali



11.6.2 Vento in compressione



Si consideri che $1 \text{ kN/m}^2 = 0.001 \text{ MPa}$, quindi $0.0023 \text{ MPa} = 2.3 \text{ kN/m}^2$.

Questi valori rappresentano il c_p e i conseguenti risultati sono elaborati attraverso il foglio di calcolo per ottenere sollecitazioni e forze di progetto, come spiegato in §9.

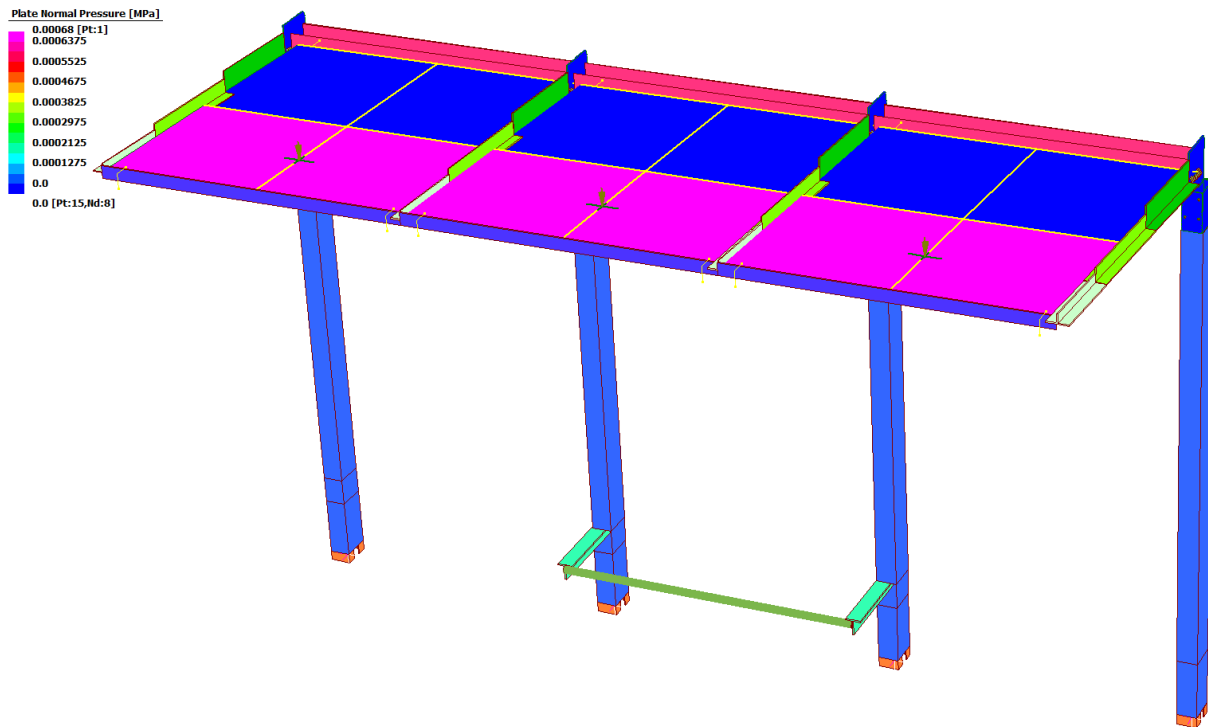


Figura 12-vento in compressione sul tetto

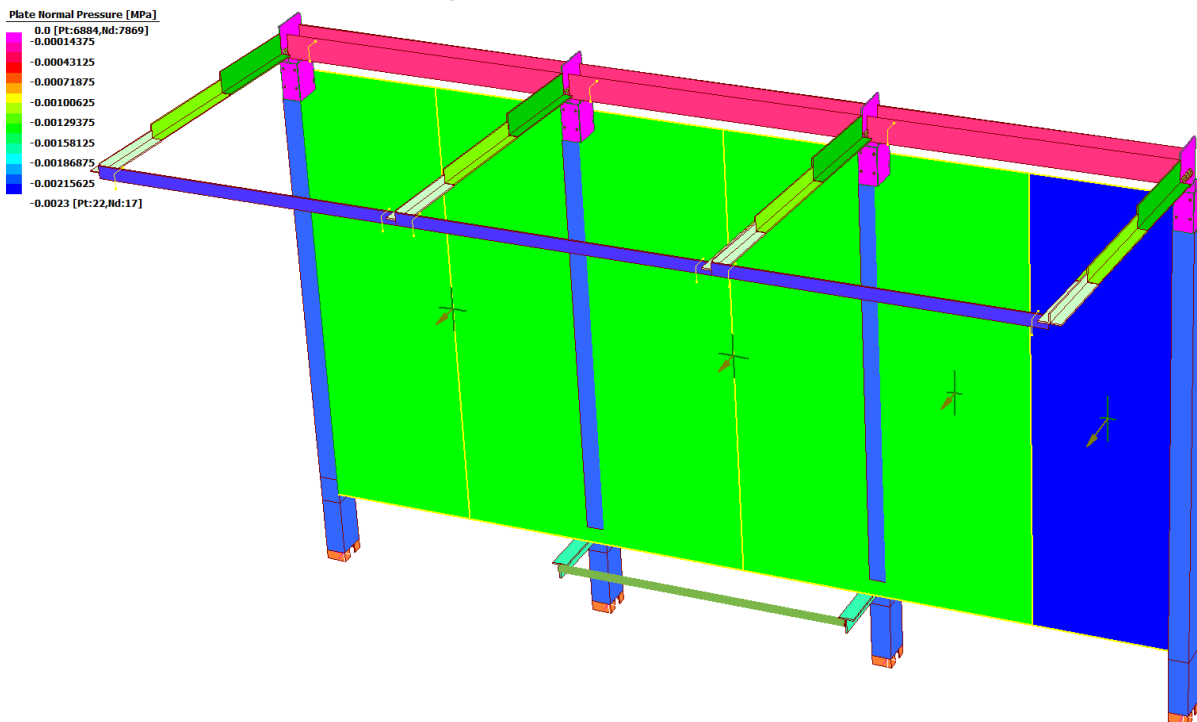
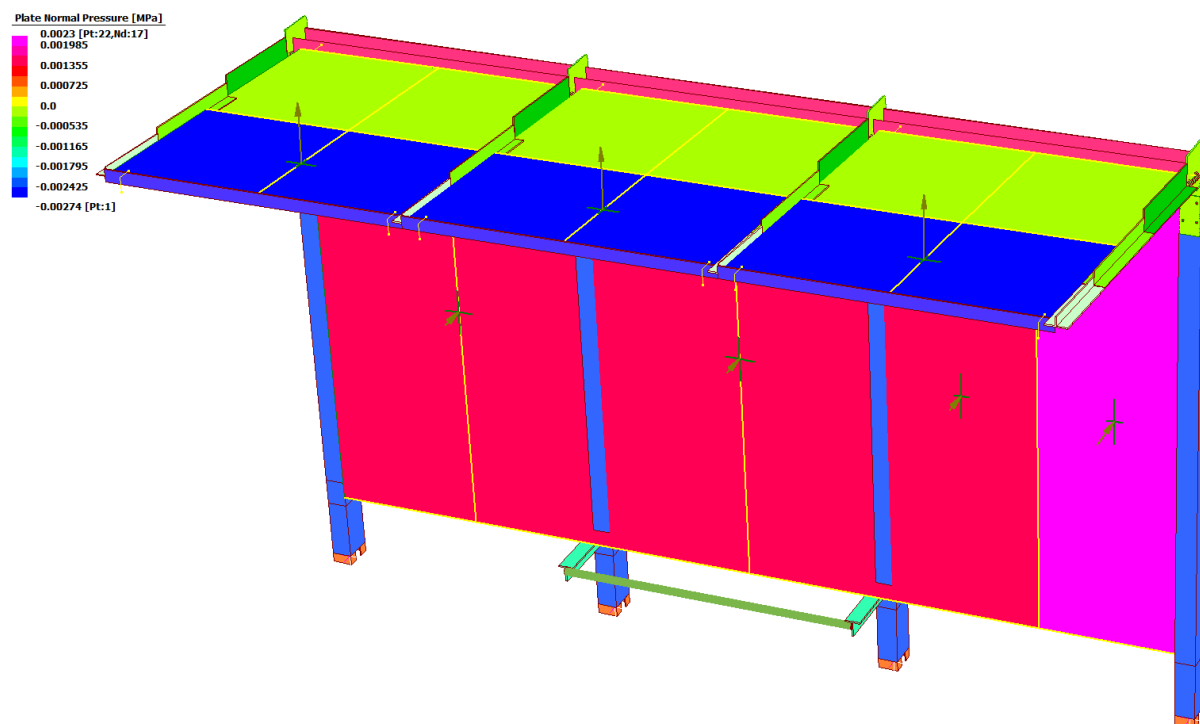


Figura 13-vento in compressione sulle pareti di tamponamento

11.6.3 Vento in depressione



Si consideri che $1 \text{ kN/m}^2 = 0.001 \text{ MPa}$, quindi $0.0023 \text{ MPa} = 2.3 \text{ kN/m}^2$.

Questi valori rappresentano il c_p e i conseguenti risultati sono elaborati attraverso il foglio di calcolo per ottenere sollecitazioni e forze di progetto, come spiegato in §9.

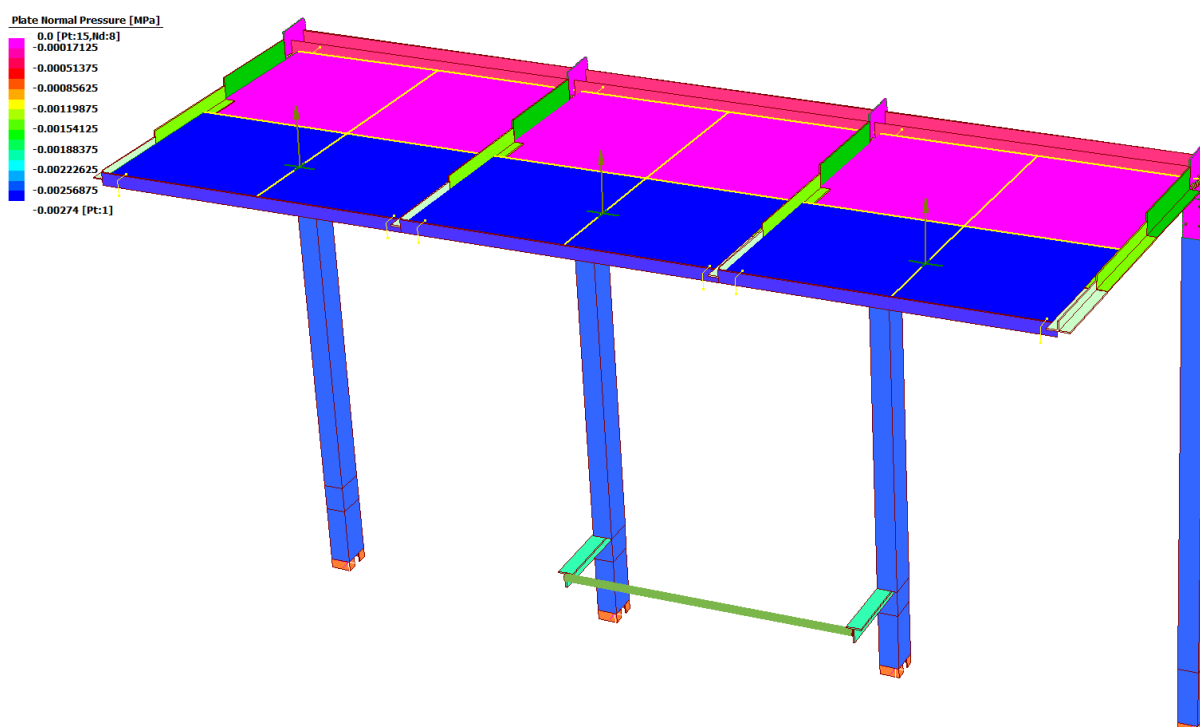


Figura 14-vento in depressione sul tetto

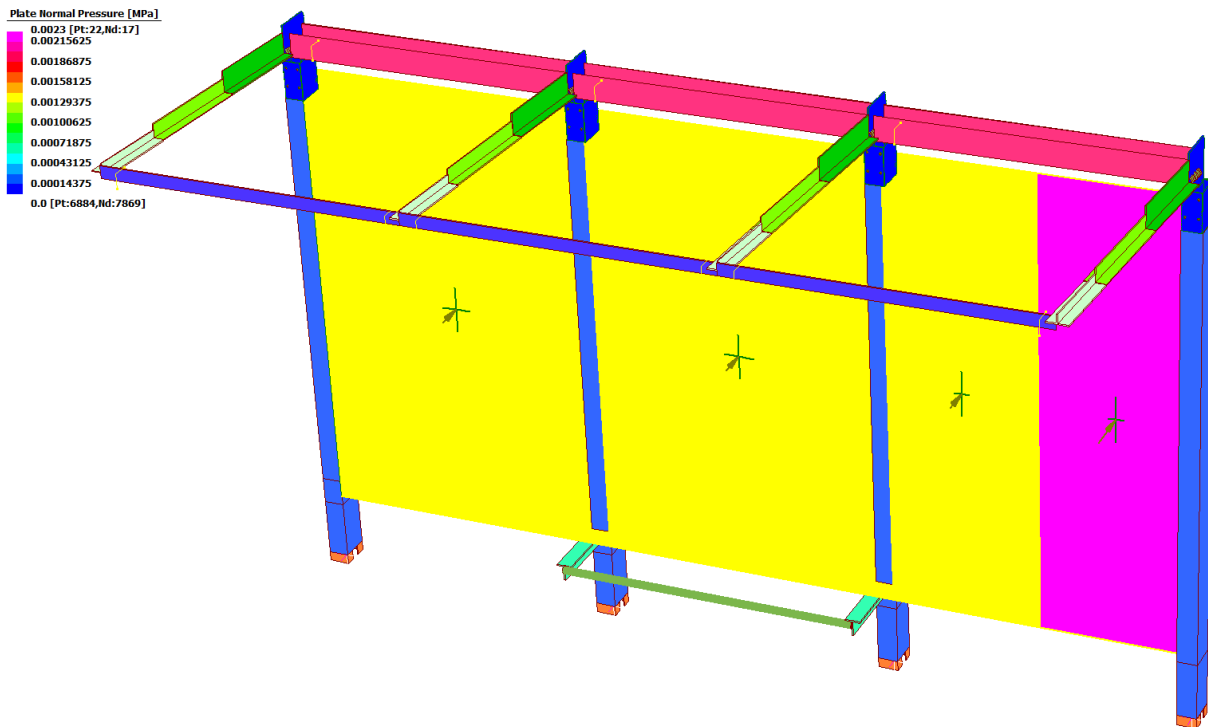
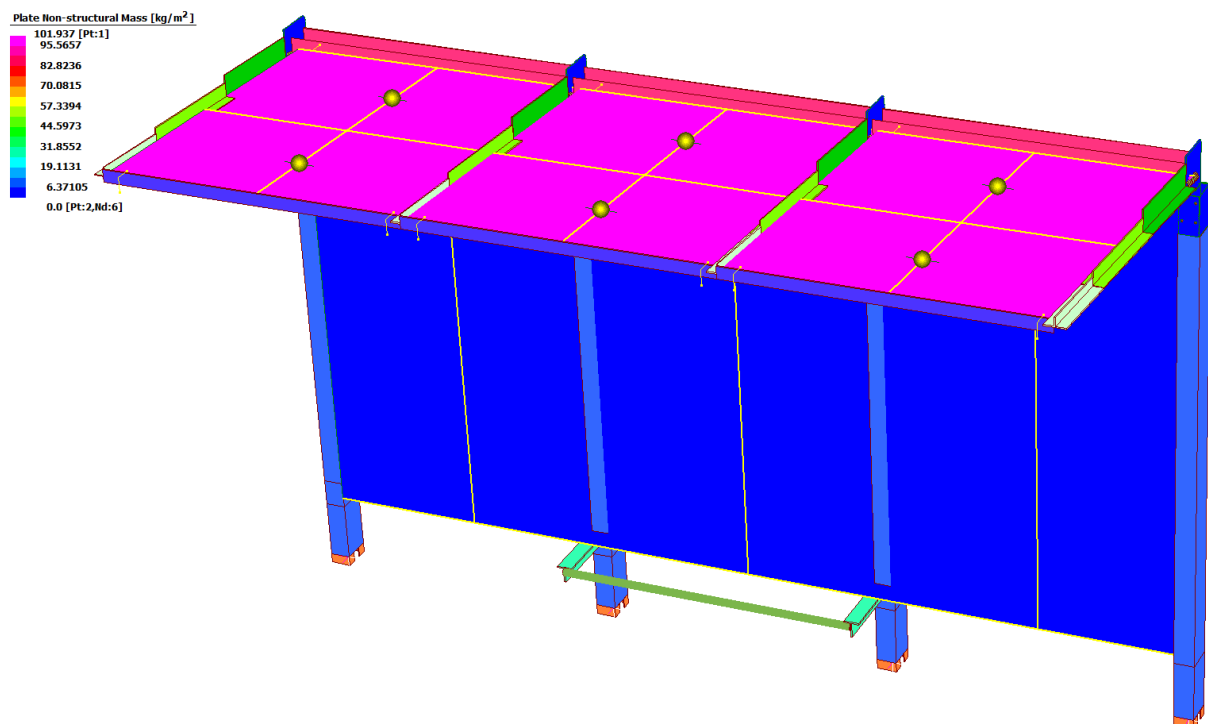


Figura 15-vento in depressione sulla parete verticale

11.6.4 Neve



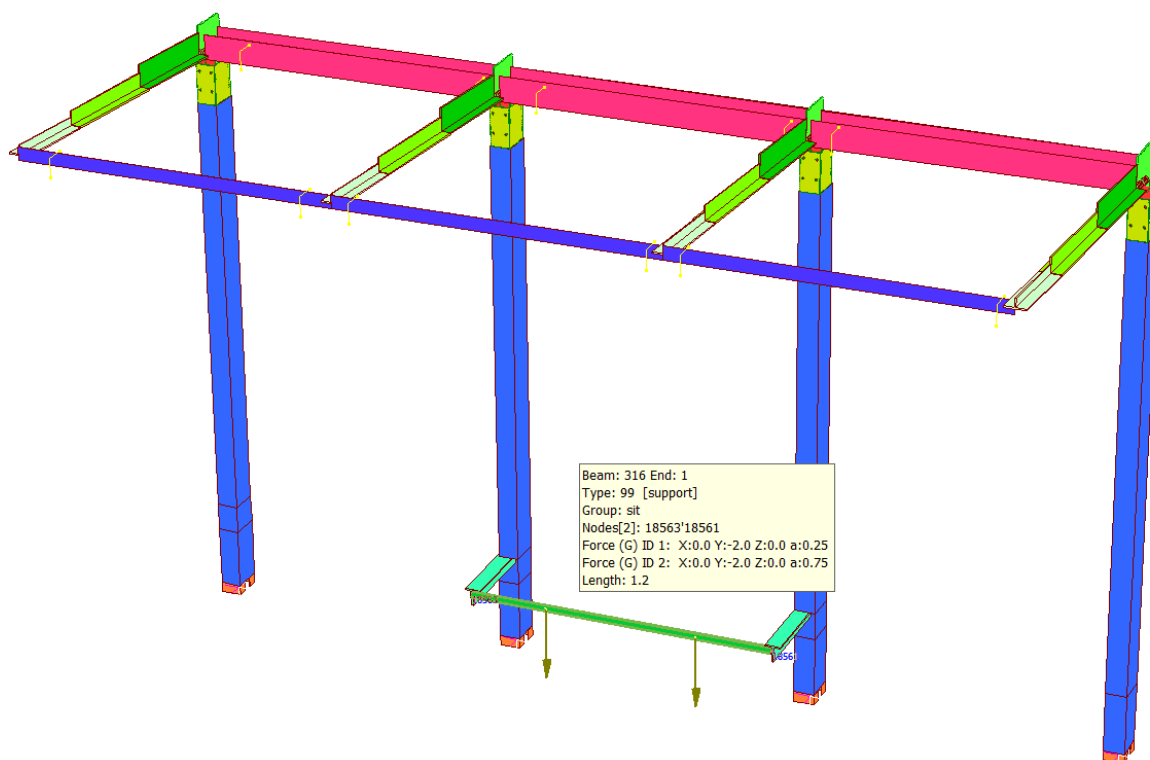
Si consideri che $1 \text{ kN/m}^2 = 101.937 \text{ kg/m}^2$.

Questi valori rappresentano un valore unitario e attraverso foglio di calcolo verranno combinati a ottenere sollecitazioni e forze di progetto, come spiegato in §9. Ad esempio se il momento alla base di una colonna è $M_{Ed,11}$ allora il momento di progetto sarà calcolato come $M_{Ed,11} \times s_k$. Questo valore sarà poi combinato applicando anche i fattori parziali.

11.6.5 Carichi accidentali

Si considerano due carichi da 2.00 kN al centro della panchina, a fianco due ulteriori carichi da 0.95 kN.

Di seguito vengono riportati i valori di sollecitazione allo Stato Limite Ultimo, poiché non dipendono dalla localizzazione geografica, quindi non hanno bisogno di essere processati sulla base di valori dipendenti da questa posizione geografica.



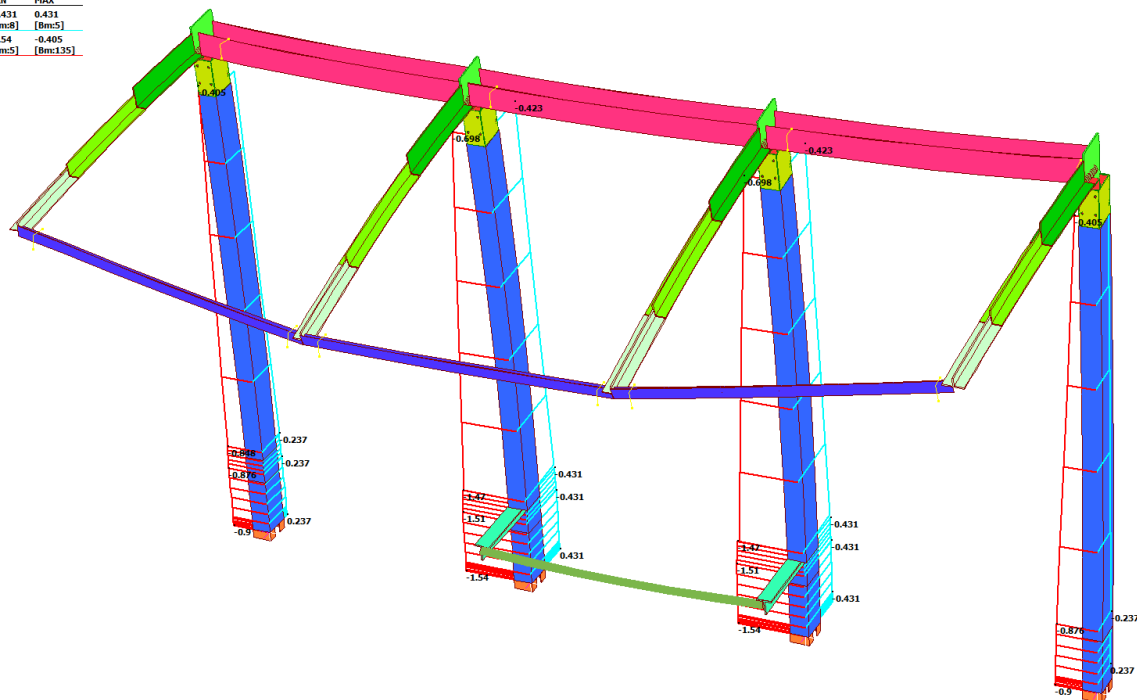
12 RISULTATI

Tutti i risultati riportati dei casi di carico di vento e neve, sono relativi al carico unitario, come spiegato al §10.2. Questi risultati vengono poi combinati via foglio Excel.

12.1 Risultati sul modello Nort a quattro moduli

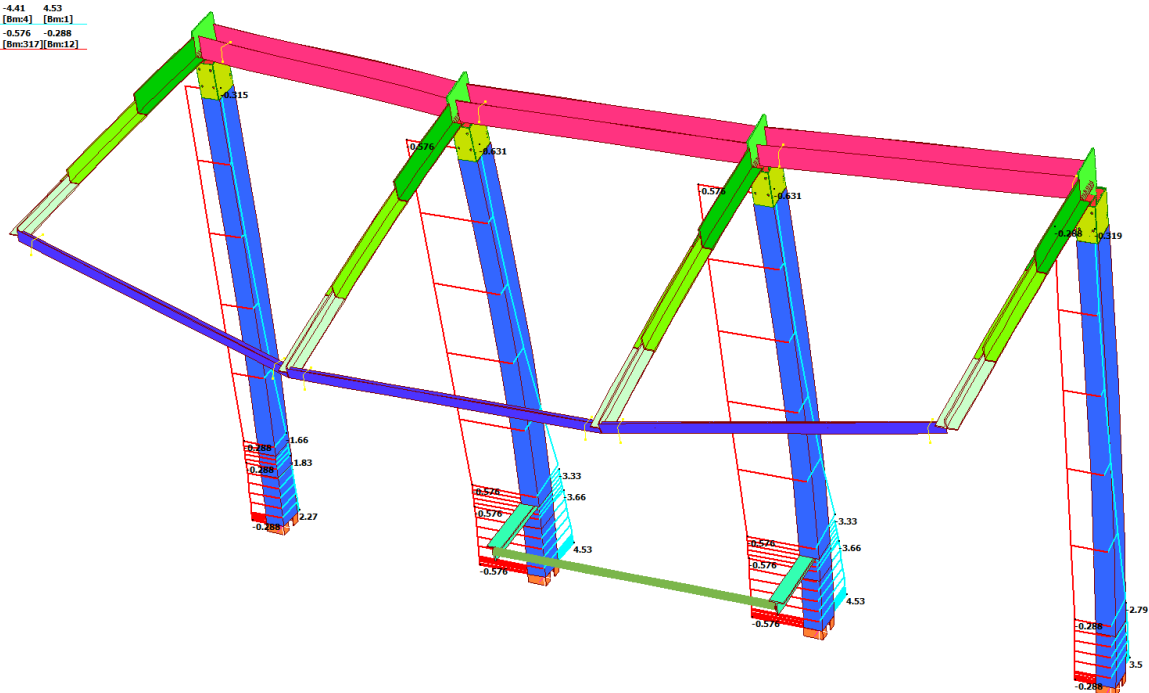
12.1.1 Pesì propri e portati

	MIN	MAX
BH1(kNm)	-0.431	0.431
	[Bm:8]	[Bm:5]
Force(kN)	-1.54	-0.405
	[Bm:5]	[Bm:135]

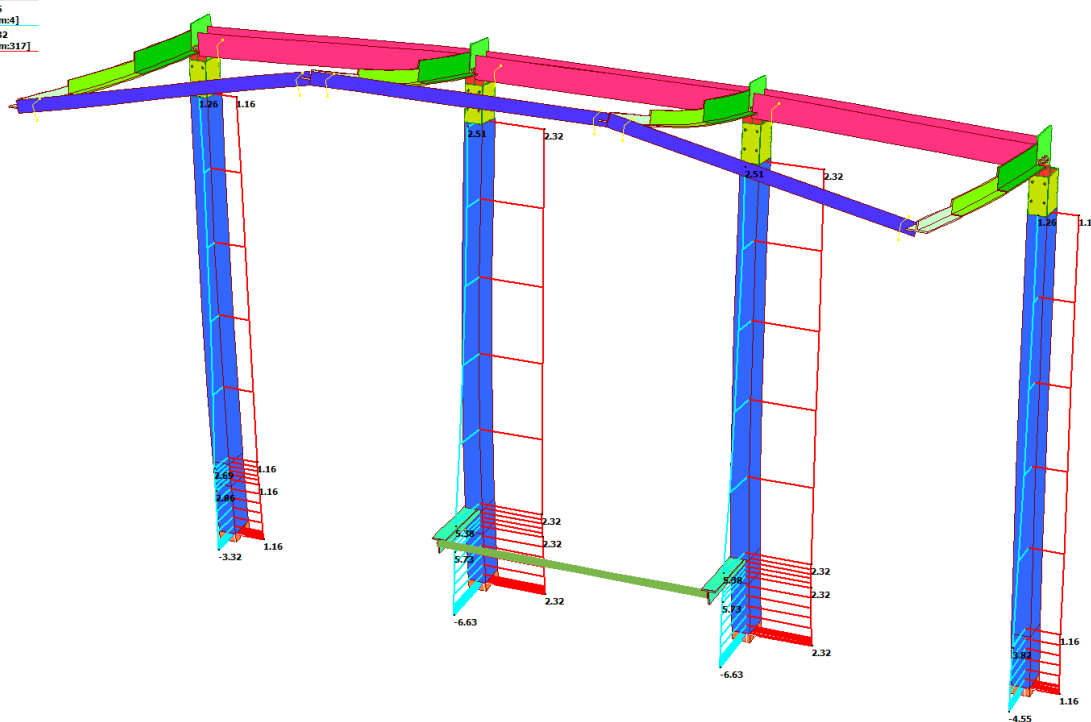


12.1.2 Vento in compressione

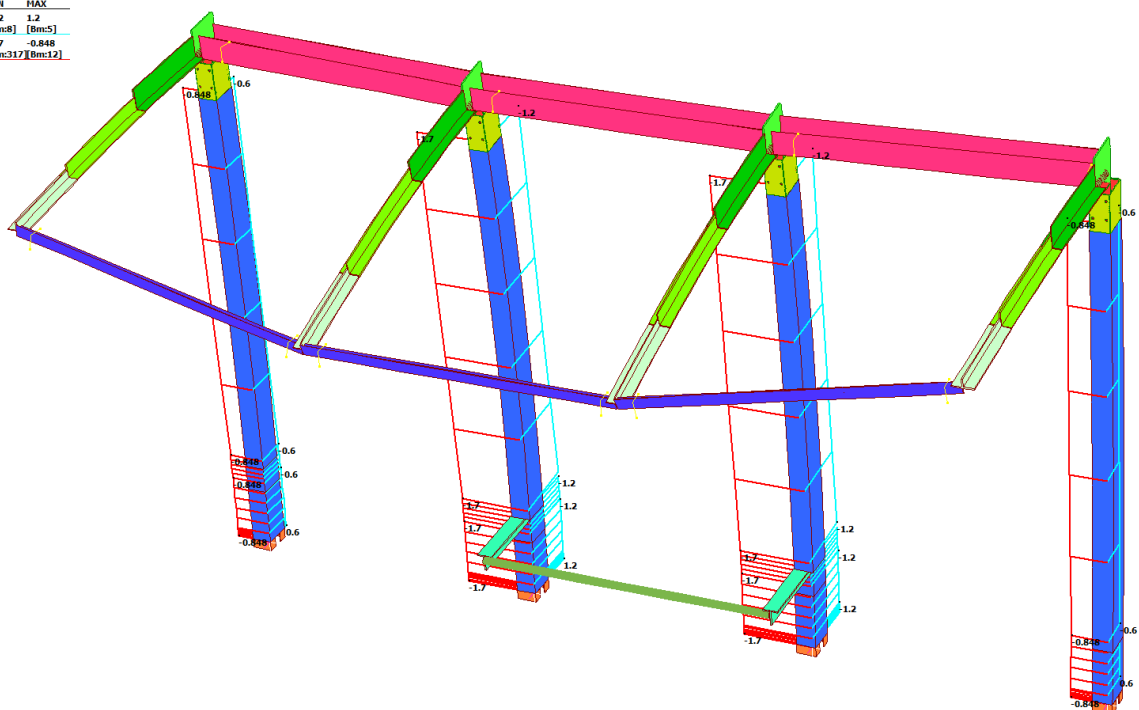
	MIN	MAX
BH1(kNm)	-4.41	4.53
	[Bm:4]	[Bm:1]
Force(kN)	-0.576	-0.288
	[Bm:317]	[Bm:12]



12.1.3 Vento in depressione

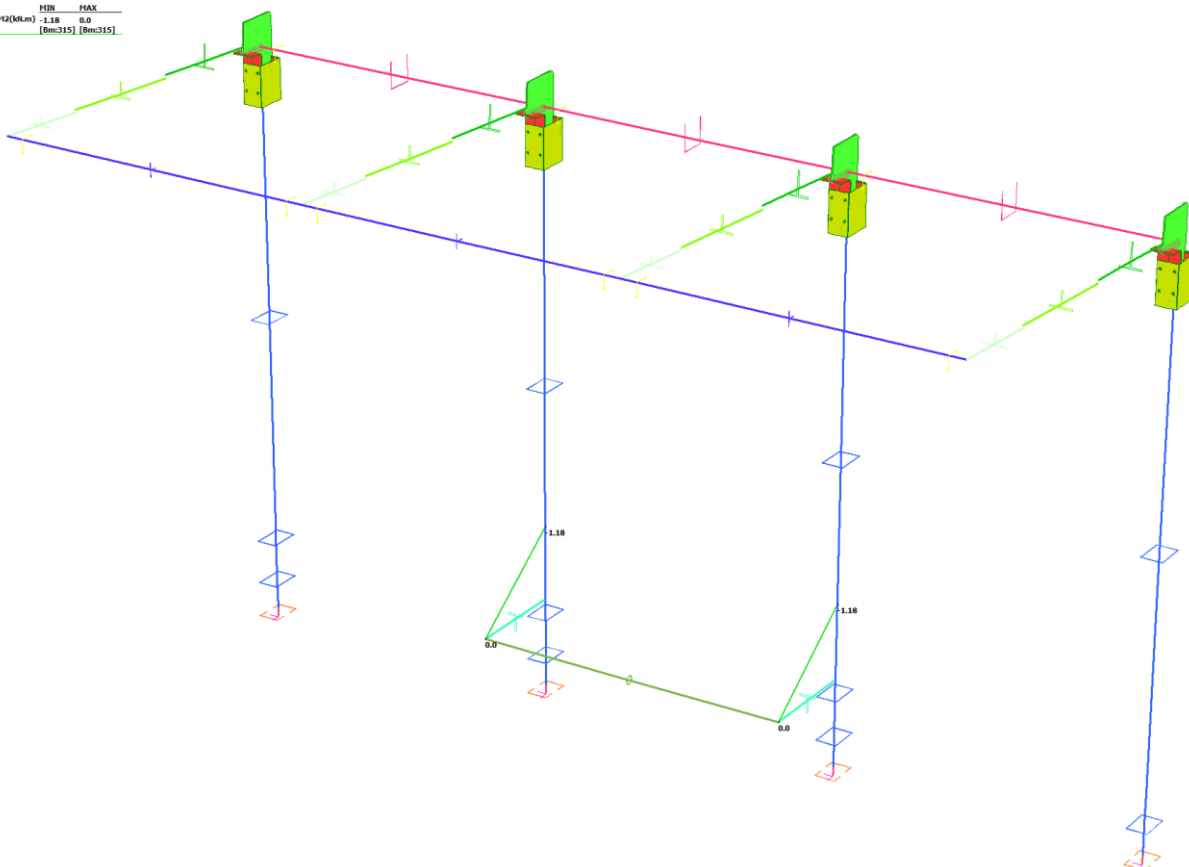


12.1.4 Neve

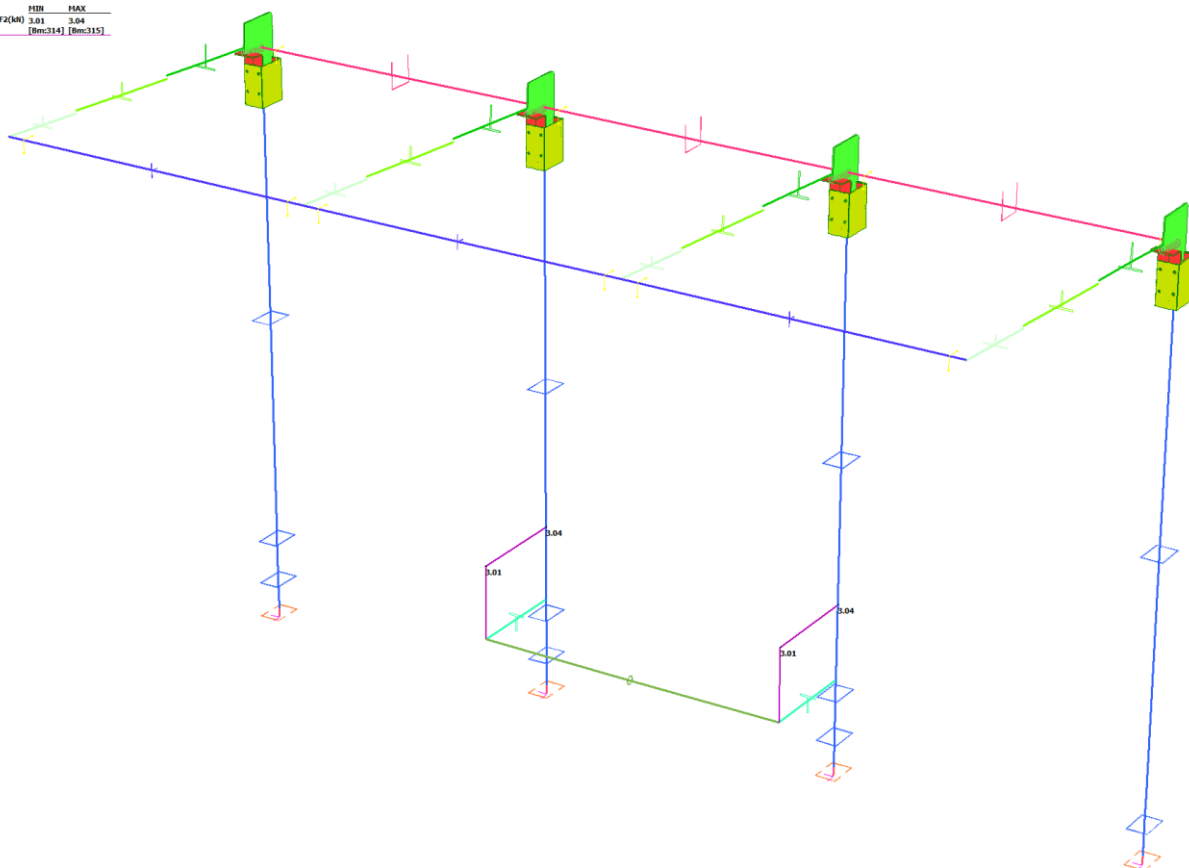


12.1.5 Carico accidentale

	MIN	MAX
W12(kN.m)	-1.18	0.0
[Bmc315] [Bmc315]		



	MIN	MAX
SF2(kN)	3.01	3.04
[Bmc314] [Bmc315]		



13 VERIFICHE ELEMENTI

13.1 Premessa

Per ciascun elemento si conduce una verifica a pressoflessione, questa viene condotta per ognuna delle tre combinazioni di carico secondo gli schemi che seguono. Il primo passo è il calcolo dei valori di ciascun parametro della sollecitazione, come sotto riportato ad esempio per il momento flettente lungo l'asse principale dell'elemento considerato.

$$\begin{array}{llll}
 M_{Ed,11,SLU} (W+) & M_{Ed,11,PP} \times \gamma_{G1} & + & M_{Ed,11,W+} \times (q_b / c_p) \times \gamma_{Qi} & + & M_{Ed,11,S} \times s \times \gamma_{Qi} \times \Psi_{0j} \\
 M_{Ed,11,SLU} (W-) & M_{Ed,11,PP} & + & M_{Ed,11,W-} \times (q_b / c_p) \times \gamma_{Qi} & & \\
 M_{Ed,11,SLU} (S) & M_{Ed,11,PP} \times \gamma_{G1} & + & M_{Ed,11,W+} \times (q_b / c_p) \times \gamma_{Qi} \times \Psi_{0j} & + & M_{Ed,11,S} \times s \times \gamma_{Qi}
 \end{array}$$

Dove:

- $M_{Ed,11,SLU}$: è il valore di progetto del momento sollecitante sull'asse principale, per ciascuna combinazione di carico considerata;
- $M_{Ed,11,PP}$: è il valore non coefficientato del momento dato dal solo peso proprio e riportato al capitolo §7.1;
- $M_{Ed,11,W+}$: è il valore di sollecitazione calcolato nell'elemento considerato, per il caso di carico con vento in compressione con valore pari al c_p espresso in kN/m^2 ;
- $M_{Ed,11,W-}$: è il valore di sollecitazione calcolato nell'elemento considerato, per il caso di carico con vento in depressione con valore pari al c_p espresso in kN/m^2 ;
- $M_{Ed,11,S}$: è il valore di calcolo dato dal caso di carico con neve di valore unitario;
- γ_{G1} : coefficiente parziale per le azioni date da carichi permanenti, come spiegato al §8.1
- γ_{Qi} : coefficiente parziale per le azioni date da carichi accidentali, come spiegato al §8.1
- Ψ_{0j} : il fattori di combinazione delle azioni principali e secondarie, come spiegato al §8.1
- q_b / c_p : come spiegato al §7.2.2 è il valore di pressione del vento dato dalla zona considerata, al netto di coefficienti di pressione dati dalla geometria;
- s : come spiegato al §7.2.3 è il valore di pressione delle dato dalla zona considerata.

Questo ragionamento viene poi applicato a ogni parametro della sollecitazione per ottenere i valori di calcolo di progetto e quindi poter procedere alla seguente verifica.

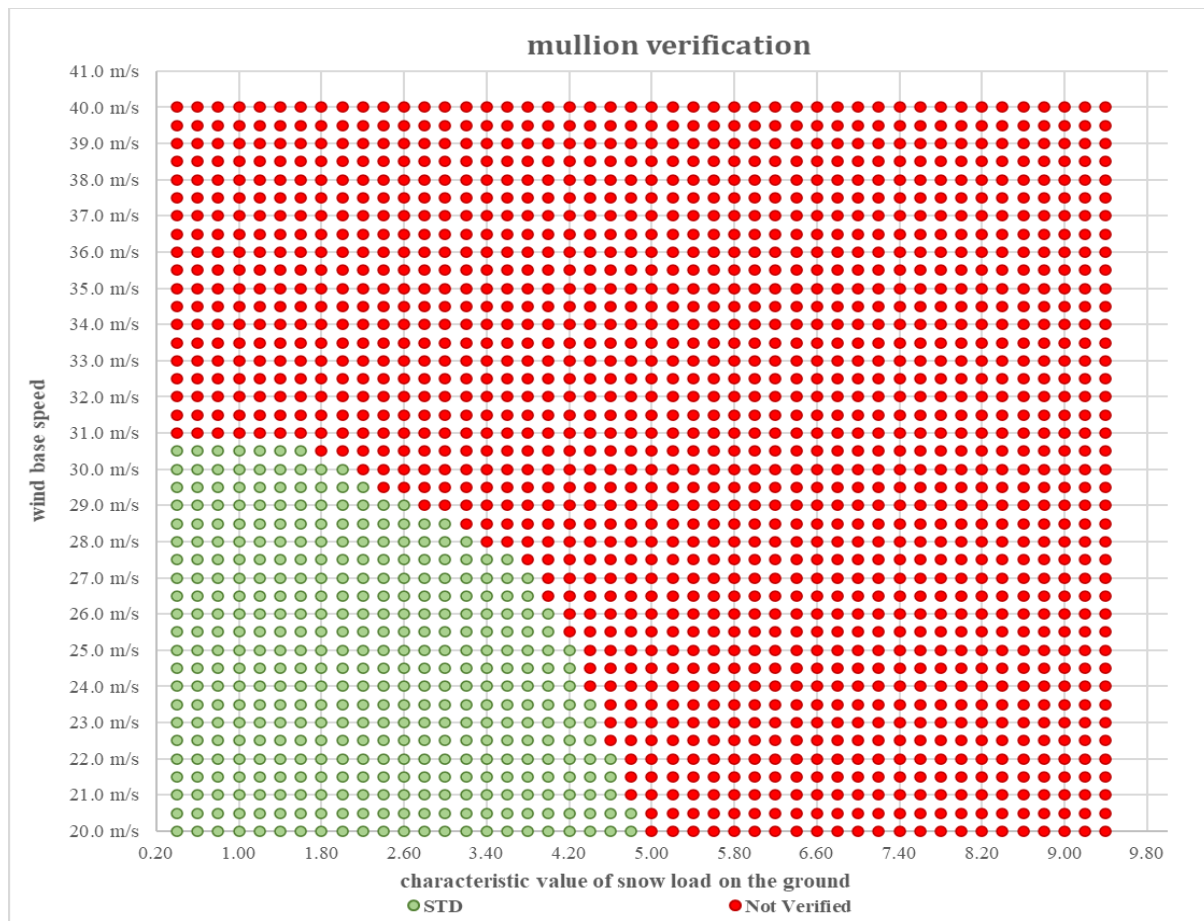
$$\begin{array}{ll}
 \text{Verifica (W+)} & \frac{N_{Ed,SLU} (W+)}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,11,SLU} (W+)}{M_{Rd,11}} + \frac{M_{Ed,22,SLU} (W+)}{M_{Rd,22}} \\
 \text{Verifica (W-)} & \frac{N_{Ed,SLU} (W-)}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,11,SLU} (W-)}{M_{Rd,11}} + \frac{M_{Ed,22,SLU} (W-)}{M_{Rd,22}} \\
 \text{Verifica (S)} & \frac{N_{Ed,SLU} (S)}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,11,SLU} (S)}{M_{Rd,11}} + \frac{M_{Ed,22,SLU} (S)}{M_{Rd,22}}
 \end{array}$$

La verifica per ogni combinazione di carico di un elemento restituisce un tasso di lavoro p che viene riportato di seguito. Si confrontano poi i tassi di lavoro per ogni elemento considerato e il maggiore restituirà il meccanismo dimensionante della pensilina.

13.2 Verifiche elementi Nort 3 moduli

Verifiche non soddisfatte significano un fattore di resistenza inferiore al 100% per i parametri di sollecitazioni considerati. Nella combinazione attraverso Excel viene considerata la resistenza effettiva, moltiplicando il fattore di resistenza per i valori della sollecitazione.

13.2.1 Verifica montante



Il grafico sopra riportato è relativo alla montante in tubolare. Si considera la sezione ridotta dai fori alla base. Si possono considerare come valori limite di questa verifica i valori di:

- $v_{b,0} = 27.0 \text{ m/s}$ $| (q_b / c_p) | = 1.013$
- $s = 3.20 \text{ kN/ m}^2$ $| s_k \times \mu_i | = 2.56$

Questi valori, combinati alle varie combinazioni SLU restituiscono una verifica soddisfatta per il montante.

$N_{Rd,SLU} = 206.8 \text{ kN}$	Verifica (W+)	$\rho = 99.65 \%$	$N_{Ed,SLU} (W+) = -6.22 \text{ kN}$
			$M_{Ed,11,SLU} (W+) = 9.77 \text{ kNm}$
$M_{Rd,11,SLU} = 10.11 \text{ kNm}$	Verifica (W+)	$\rho = 96.34 \%$	$N_{Ed,SLU} (W-) = 1.98 \text{ kN}$
			$M_{Ed,11,SLU} (W-) = -9.64 \text{ kNm}$
$M_{Rd,22,SLU} = 5.97 \text{ kNm}$	Verifica (S)	$\rho = 92.53 \%$	$N_{Ed,SLU} (S) = -9.13 \text{ kN}$
			$M_{Ed,11,SLU} (S) = 8.91 \text{ kNm}$

13.2.2 Verifica mensole reggi sedute

La seguente verifica non dipende dalla localizzazione geografica della pensilina

Section Property: "T" SLU

A=	7.140	cm ²	Weight=	5.605	kg/m
A _{vz} =	3.474	cm ²	A _{vy} =	3.698	cm ²
J _y =	29.230	cm ⁴	J _z =	10.906	cm ⁴
W _{min,y} =	6.370	cm ³	W _{min,z} =	3.635	cm ³
W _{pl,y} =	15.524	cm ³	W _{pl,z} =	5.513	cm ³
S _y =	7.762	cm ³	S _z =	2.756	cm ³
i _y =	2.023	cm	i _z =	1.236	cm

Steel Grade: S235

f _{yk} [Mpa] =	235	γ _{M0} =	1.05
f _{tk} [Mpa] =	360	γ _{M1} =	1.05
E [GPa]=	206		

Partial Factors

Stress Resultant Components

N _{Ed} =	0		
V _{y,Ed} =	0	V _{z,Ed} =	5.99
M _{y,Ed} =	0.000	M _{z,Ed} =	2.290

Axial Force Resistance

N _{Rd} = A f _{yk} /γ _{M0} =	159.8	r=N _{Ed} /N _{Rd} =	0.000 <1
--	-------	--------------------------------------	----------

Shear Force Resistance

V _{Rd,z} = A _{v,z} f _{yk} /γ _{M0} =	44.88334739	r=V _{Ed,z} /V _{Rd,z} =	0.133 <1
V _{Rd,y} = A _{v,y} f _{yk} /γ _{M0} =	47.78580816	r=V _{Ed,y} /V _{Rd,y} =	0.000 <1

Bending Moment and Shear Resistance

Shear z Reduction Factor	r _{v,z} =	0
Shear y Reduction Factor	r _{v,y} =	0

M _{Rd,z} = W _{pl,y} (1- r _{v,z}) f _{yk} /γ _{M0} =	3.47448619	r=M _{Ed,z} /M _{Rd,z} =	0.659 <1
M _{Rd,y} = W _{pl,z} (1- r _{v,y}) f _{yk} /γ _{M0} =	1.233846238	r=M _{Ed,y} /M _{Rd,y} =	0.000 <1

Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance

$$\rho = \frac{N_{Ed}}{A f_{yk}/\gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y}(1-\rho_{v,y})f_{yk}/\gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,z}(1-\rho_{v,z})f_{yk}/\gamma_{M0}} = 0 + 0 + 0.659 = 0.659 < 1$$

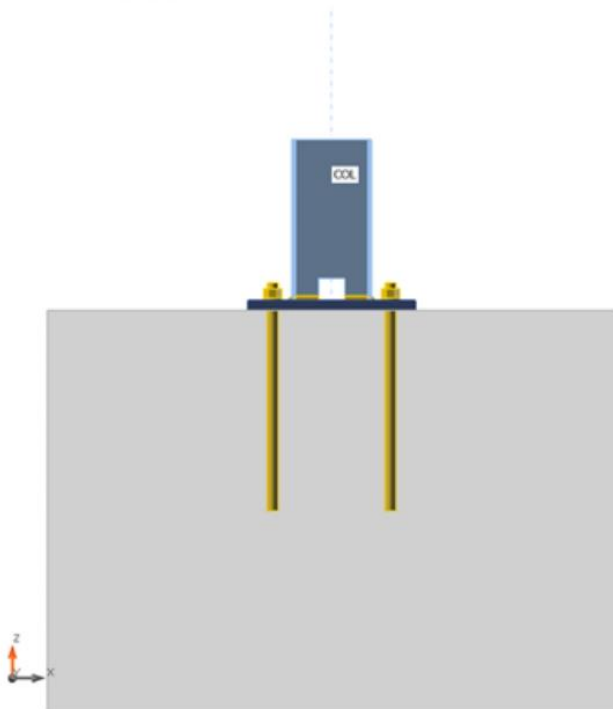
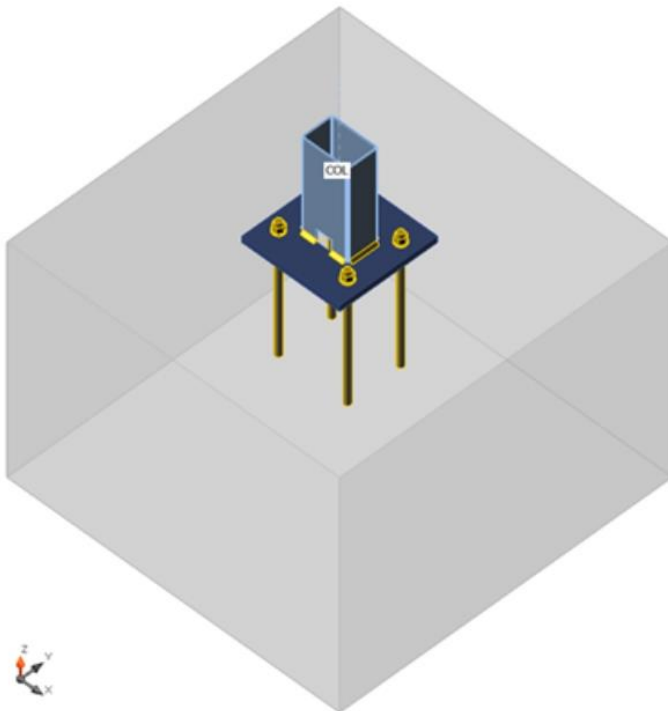
14 VERIFICHE NODI

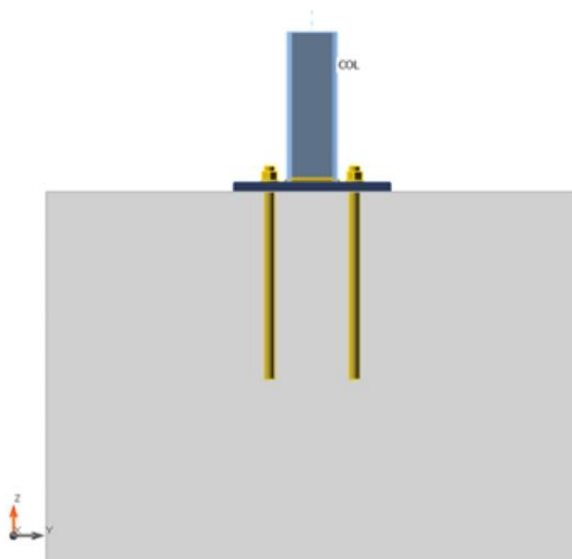
14.1 Nodo a terra

Per la verifica vengono utilizzati cautelativamente dei tirafondi di classe 5.8, mentre i tirafondi sono in acciaio di qualità C40 le cui caratteristiche sono confrontabili, ma leggermente migliori.

Beams and columns

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X [mm]
COL	1 - AC120/80/4	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node	0





Cross-sections

Name	Material
1 - AC120/80/4	S 235

Anchors

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M16 5.6	M16 5.6	16	500.0	201

Load effects

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	20.0	0.0	0.0	0.0	8.2	0.0
LE2	COL	10.0	0.0	0.0	0.0	9.0	0.0
LE3	COL	0.0	0.0	0.0	0.0	9.5	0.0
LE4	COL	-10.0	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0
LE5	COL	-20.0	0.0	0.0	0.0	10.5	0.0
LE6	COL	-30.0	0.0	0.0	0.0	11.0	0.0
LE7	COL	-40.0	0.0	0.0	0.0	11.0	0.0
LE8	COL	-50.0	0.0	0.0	0.0	10.5	0.0

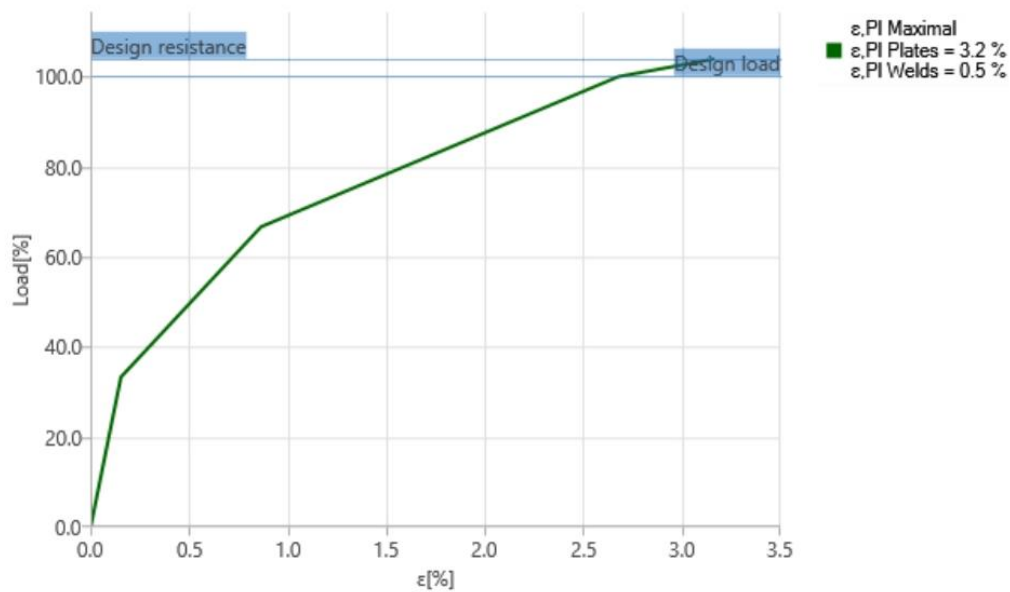
Foundation block

Item	Value	Unit
CB 1		
Dimensions	850 x 850	mm
Depth	600	mm
Anchor	M16 5.6	
Anchoring length	300	mm
Shear force transfer	Friction	

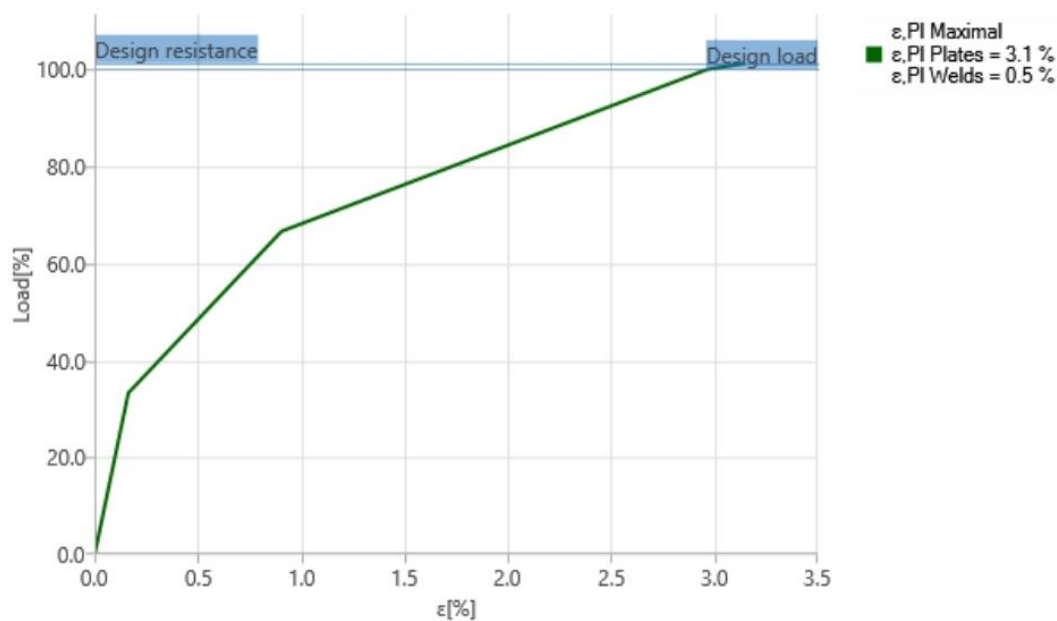
Check

Joint design resistance

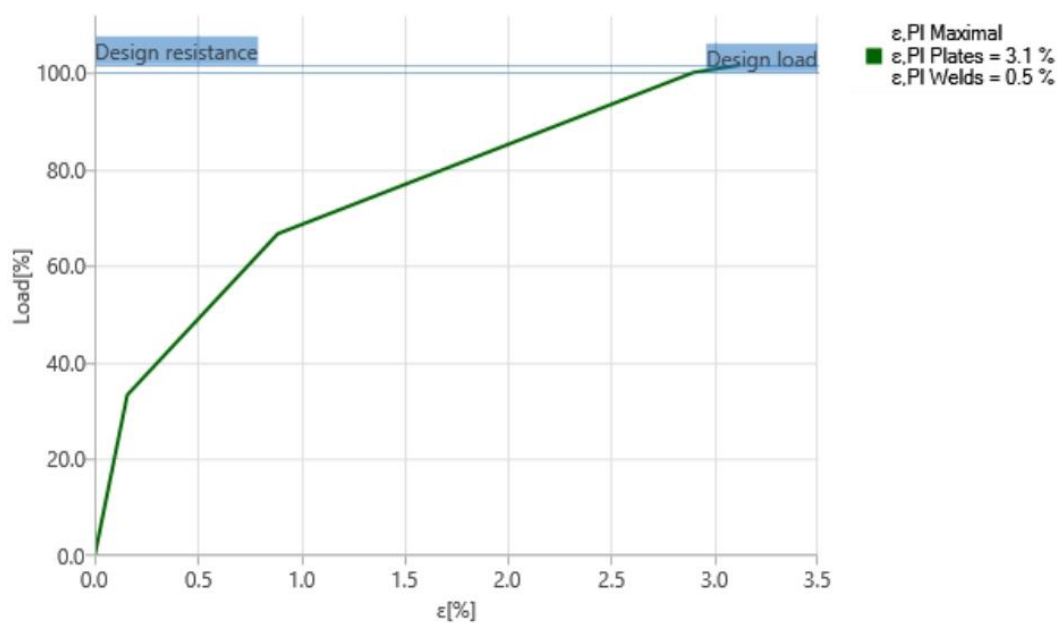
Loads	Resistance [%]
LE1	103.9
LE2	101.3
LE3	101.6
LE4	101.8
LE5	101.6
LE6	100.5
LE7	102.6
LE8	104.9



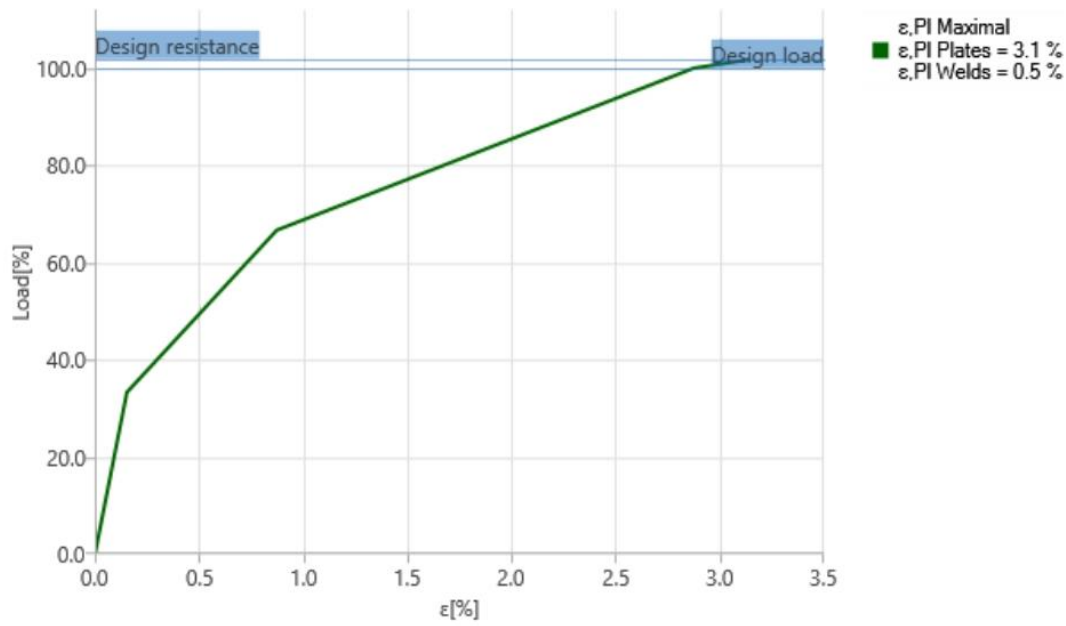
Joint design resistance, LE1



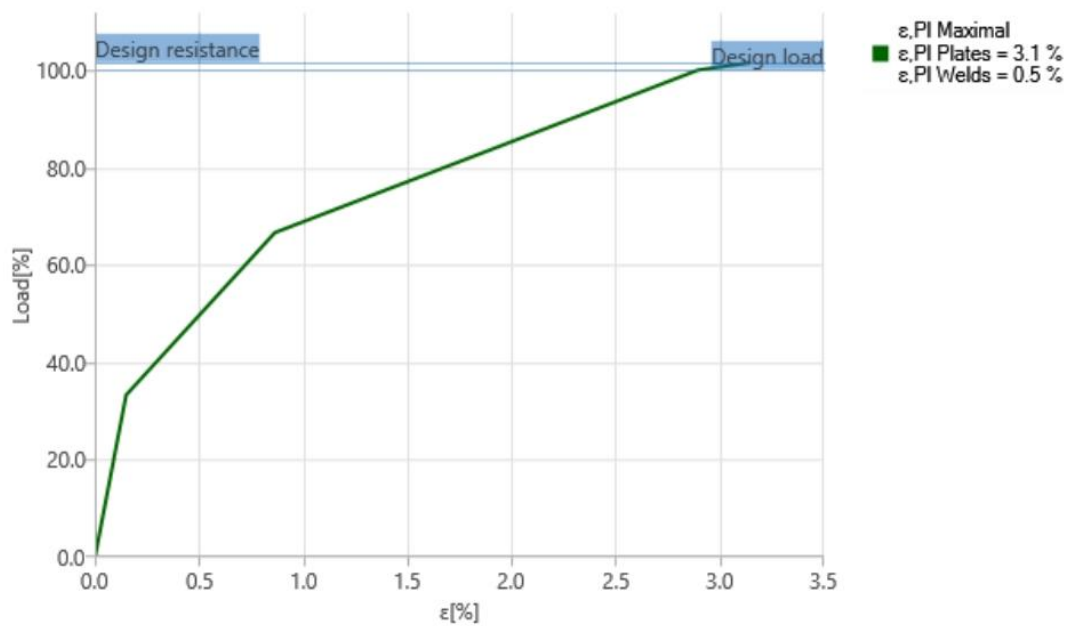
Joint design resistance, LE2



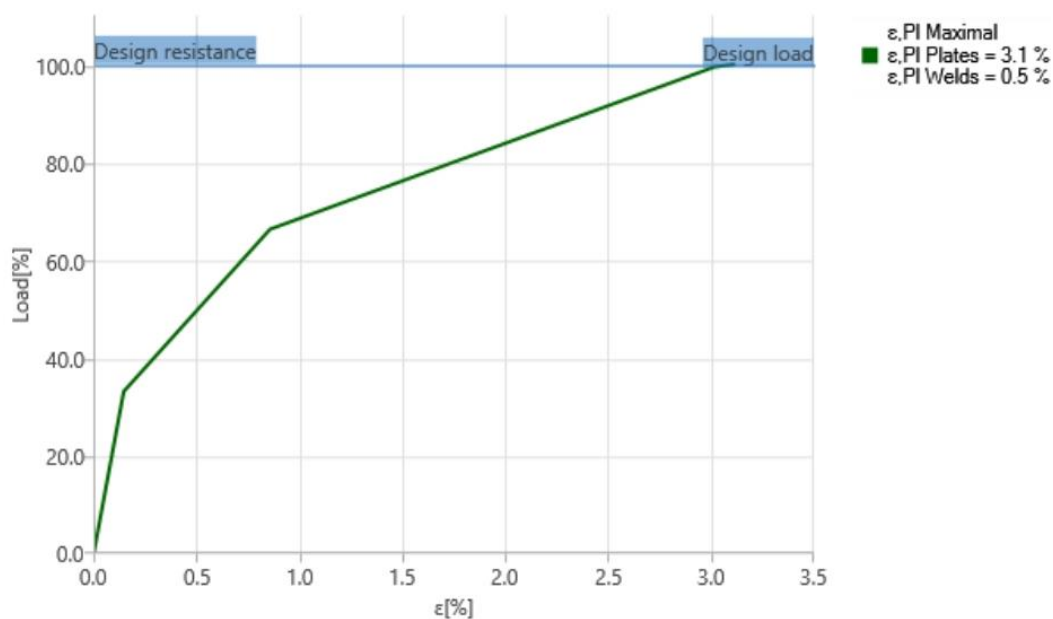
Joint design resistance, LE3



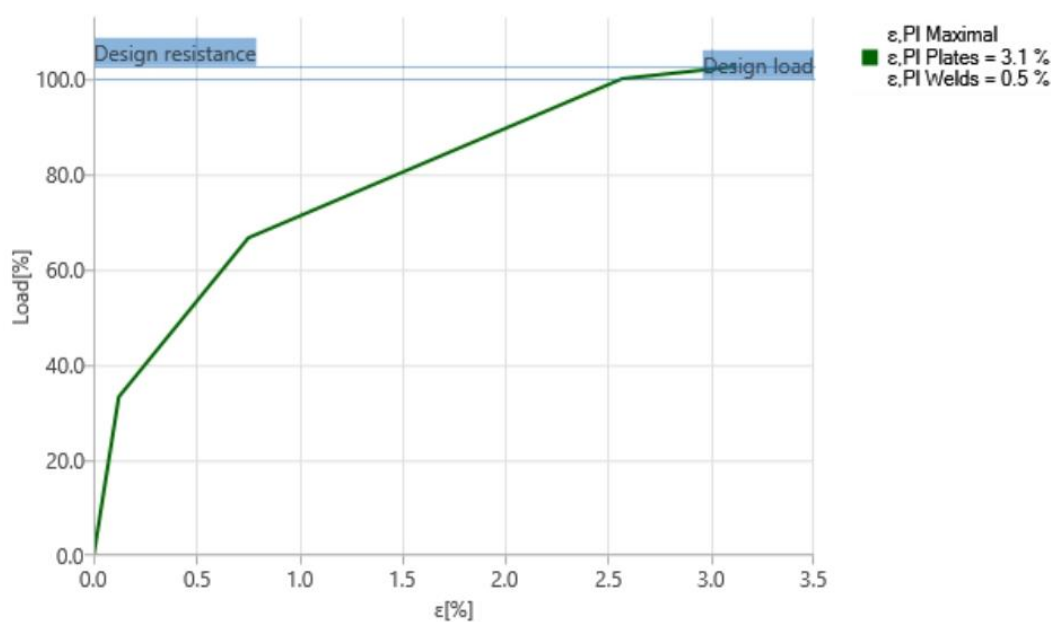
Joint design resistance, LE4



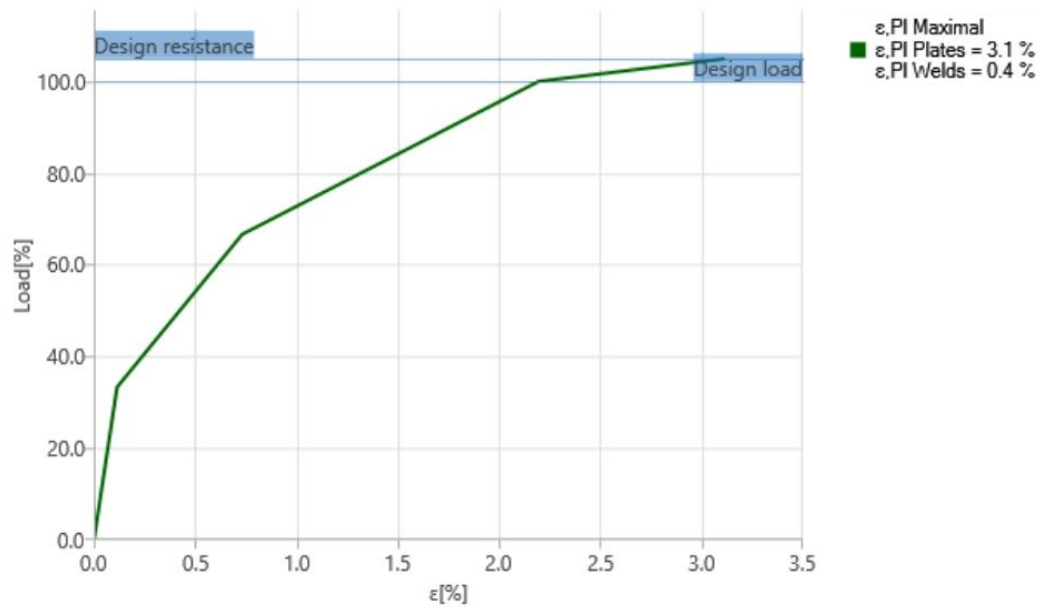
Joint design resistance, LE5



Joint design resistance, LE6



Joint design resistance, LE7



Joint design resistance, LE8

Summary

Name	Value	Status
Plates	$3.0 < 5\%$	OK
Anchors	$67.5 < 100\%$	OK
Welds	$98.2 < 100\%$	OK
Concrete block	$71.7 < 100\%$	OK
Shear	$0.5 < 100\%$	OK

Plates

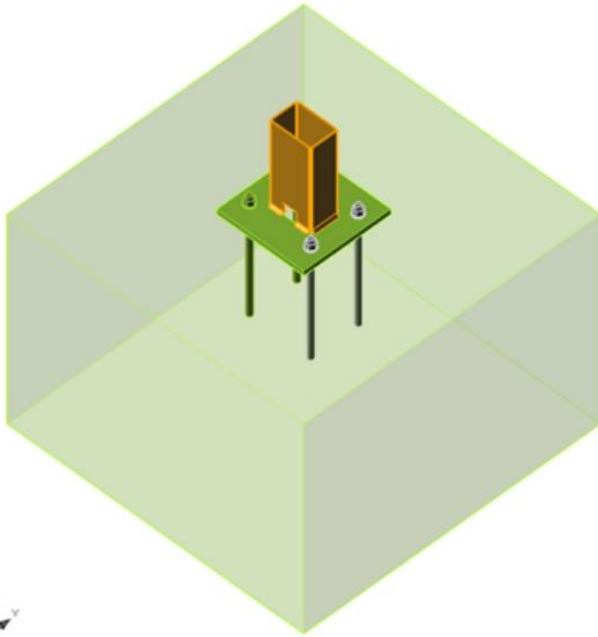
Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{PI} [1e-4]	Status
COL	4.0	LE6	241.3	301.7	OK
BP1	15.0	LE6	235.7	34.5	OK

Design data

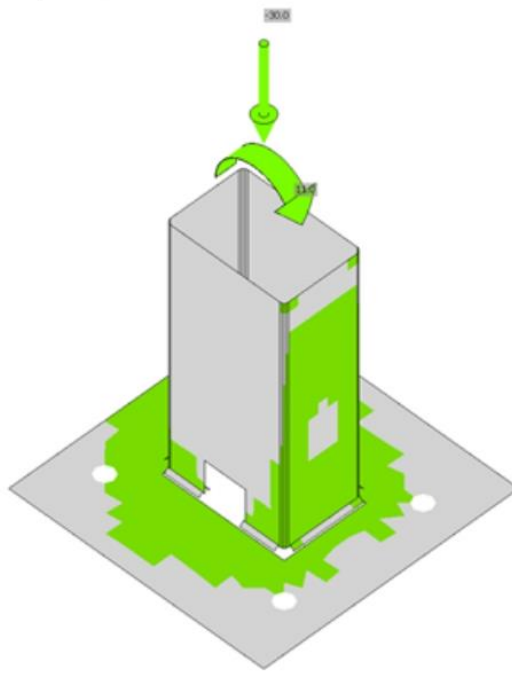
Material	f_y [MPa]	ε_{lim} [1e-4]
S 235	235.0	500.0

Symbol explanation

ε_{PI}	Strain
σ_{Ed}	Eq. stress
f_y	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain

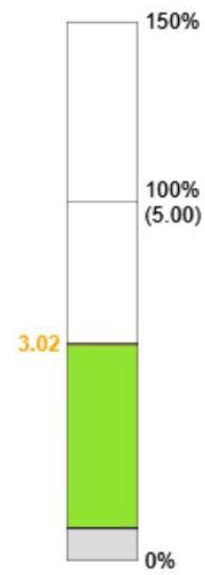


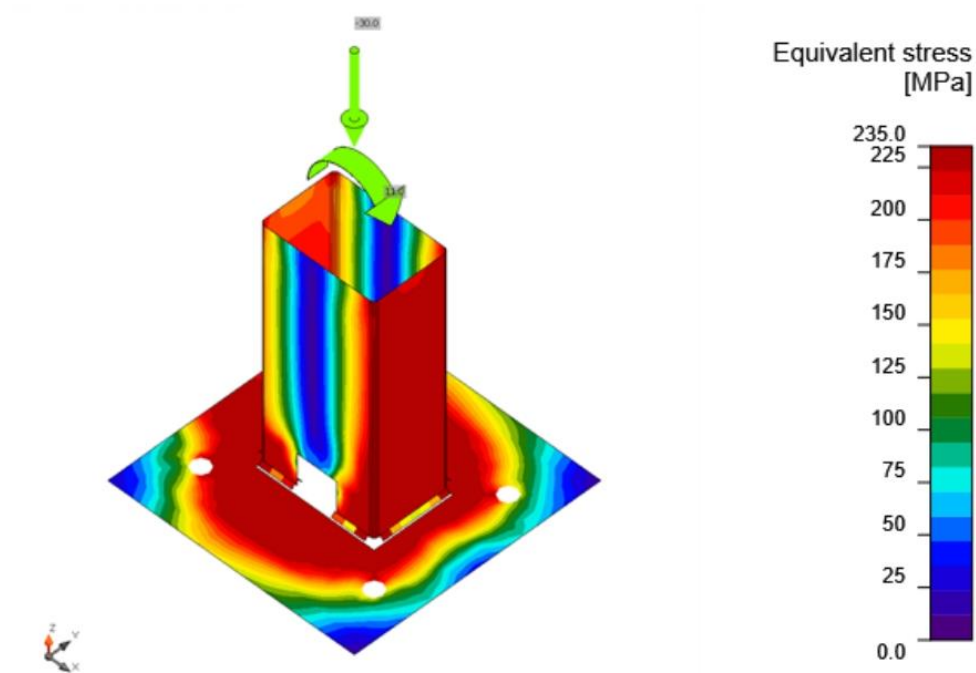
Overall check, LE6



Strain check, LE6

Strain check
[%]





Equivalent stress, LE6

Anchors

	Name	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	N_{rdc} [kN]	U_{t1} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	C_{pf}	$V_{Rd,c}$ [kN]	C_{ef}	Status
	A1	LE2	30.9	0.0	45.8	67.5	172.8	0.0	0.0	OK	0.0	OK	OK
	A2	LE2	30.9	0.0	45.8	67.5	172.8	0.0	0.0	OK	0.0	OK	OK
	A3	LE8	0.2	0.0	0.0	0.4	172.8	0.0	0.0	OK	0.0	OK	OK
	A4	LE8	0.2	0.0	0.0	0.4	172.8	0.0	0.0	OK	0.0	OK	OK

Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]	V_{rds} [kN]	S_{tf} [MN/m]
M16 5.6 - 1	48.0	207.6	0.0	0.0	330

Detailed result for A1

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_c \cdot \gamma_{inst}} = 45.8 \text{ kN}$$

where:

$$\gamma_c = 1.50 \quad \text{-- Safety factor}$$

$$\gamma_{inst} = 1.20 \quad \text{-- Safety factor}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 82.4 \text{ kN}$$

where:

$$A_{c,N} = 294950 \text{ mm}^2 \quad \text{-- Actual area of concrete cone}$$

$$A_{c,N}^0 = 509796 \text{ mm}^2 \quad \text{-- Area of concrete of an individual anchor with large spacing}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 144.8 \text{ kN} \quad \text{-- Characteristic resistance of an anchor placed in cracked concrete}$$

$$\psi_{s,N} = 0.98 \quad \text{-- Factor of distribution of stresses in the concrete}$$

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{-- Shell spalling factor}$$

$$\psi_{ec,N} = 1.00 \quad \text{-- Group effect factor}$$

Pull-out failure and splitting failure modes should be guaranteed by a manufacturer

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd}, N_{Rd,c})} = 67.5 \%$$

$$F_{t,Rd} = \frac{ck_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 48.0 \text{ kN}$$

where:

$$c = 0.85 \quad \text{-- Factor}$$

$$k_2 = 0.90 \quad \text{-- Factor}$$

$$f_{ub} = 500.0 \text{ MPa} \quad \text{-- Ultimate tensile strength of the bolt}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{-- Tensile stress area of the bolt}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{-- Safety factor}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 207.6 \text{ kN}$$

where:

$$d_m = 26 \text{ mm} \quad \text{-- The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller}$$

$$t_p = 15 \text{ mm} \quad \text{-- Thickness}$$

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{-- Ultimate strength}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{-- Safety factor}$$

Symbol explanation

$F_{t,Rd}$	Bolt tension resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Tension force
$B_{p,Rd}$	Punching shear resistance
V	Resultant of shear forces V_y , V_z in bolt
$F_{v,Rd}$	Bolt shear resistance EN 1993-1-8 table 3.4
V_{rds}	Characteristic anchor resistance ETAG 001 Annex C (5.2.3.2)
S_{tf}	Anchor longitudinal stiffness
$F_{b,Rd}$	Plate bearing resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
$N_{rd,c}$	Concrete breakout resistance
U_t	Utilization in tension
U_s	Utilization in shear
$V_{rd,cp}$	Concrete pry-out failure ETAG 001 Annex C (5.2.3.3)
$V_{rd,c}$	Concrete edge failure ETAG 001 Annex C (5.2.3.4)
C_{pf}	Concrete pry-out failure ETAG 001 Annex C (5.2.3.3)
C_{ef}	Concrete edge failure ETAG 001 Annex C (5.2.3.4)

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	U_t [%]	U_{tc} [%]	Status
		▲5.0▲	272	LE6	353.4	0.5	175.7	-47.0	-170.7	98.2	60.2	OK
BP1	COL	▲5.0▲	272	LE6	353.1	0.2	118.9	143.0	128.0	98.1	50.6	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 235	0.80	360.0	259.2

Symbol explanation

ϵ_{pl}	Strain
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
$\sigma_{\perp}$	Perpendicular stress
$\tau_{ }$	Shear stress parallel to weld axis
$\tau_{\perp}$	Shear stress perpendicular to weld axis
0.9σ	Perpendicular stress resistance - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Corelation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilization
U_{tc}	Weld capacity utilization

$$Ut = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98.2 \quad \%$$

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 353.4 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360.0 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 259.2 \quad \text{MPa}$$

where:

$$f_u = 360.0 \text{ MPa}$$

– Ultimate strength

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Safety factor

Concrete block

Item	Loads	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	K _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Status
CB 1	LE6	23	3966	24.0	3.00	33.5	71.7	OK

Symbol explanation

A _{eff}	Effective area
σ	Average stress in concrete
K _j	Concentration factor
F _{jd}	The ultimate bearing strength of the concrete block
Ut	Utilization

Detailed result for CB 1

$$Ut = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 71.7 \quad \%$$

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 24.0 \quad \text{MPa}$$

$$F_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 33.5 \quad \text{MPa}$$

where:

$$N = 95.2 \text{ kN}$$

– Design normal force

$$A_{eff} = 0.00 \text{ m}^2$$

– Effective area, on which the column force N is distributed

$$\beta_j = 0.67$$

– Foundation joint material coefficient - EN 1993-1-8 - 6.2.5(7)

$$k_j = 3.00$$

– Concentration factor

$$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$$

– Characteristic compressive concrete strength

$$\gamma_c = 1.50$$

– Safety factor

Shear in contact plane

Name	Loads	V _y [kN]	V _z [kN]	V _{Rd,y} [kN]	V _{Rd,z} [kN]	V _{c,Rd} [kN]	Ut [%]	Status
BP1	LE1	0.0	0.1	10.8	10.8	0.0	0.5	OK

Symbol explanation

V _{Rd,y}	Shear resistance
V _{Rd,z}	Shear resistance
V _{c,Rd}	Concrete bearing resistance
Ut	Utilization

Detailed result for BP1

$$Ut = \max\left(\frac{V_y}{V_{Rd,y}}; \frac{V_z}{V_{Rd,z}}; \frac{V}{V_{cRd}}\right) = 0.5 \%$$

$$V_{Rd,y} = NC_f = 10.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,z} = NC_f = 10.8 \text{ kN}$$

where:

$$N = 43.2 \text{ kN}$$

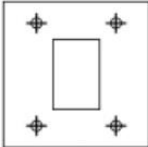
$$C_f = 0.25$$

– Design normal force

– Friction coefficient

Bill of material

Manufacturing operations

Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
BP1	P15.0x250.0-250.0 (S 235)		1	Double fillet: a = 5.0	272.0	M16 5.6	4
OPN1	P4.0x240.0-108.0 (S 235)		1				
OPN2	P4.0x240.0-108.0 (S 235)		1				

Welds

Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Double fillet	S 235	5.0	7.1	272.0

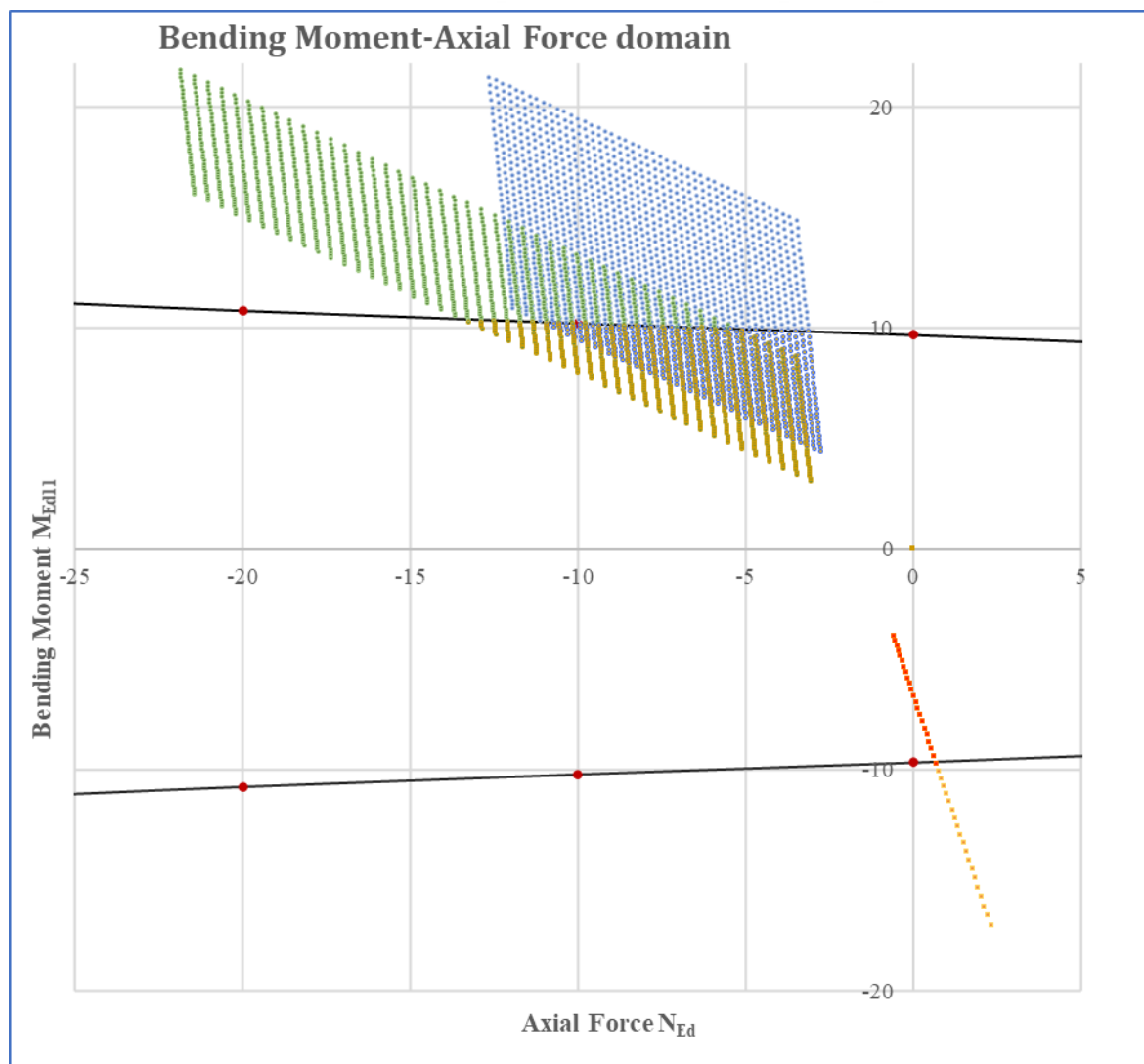
Anchors

Name	Length [mm]	Drill length [mm]	Count
M16 5.6	315	300	4

Code settings

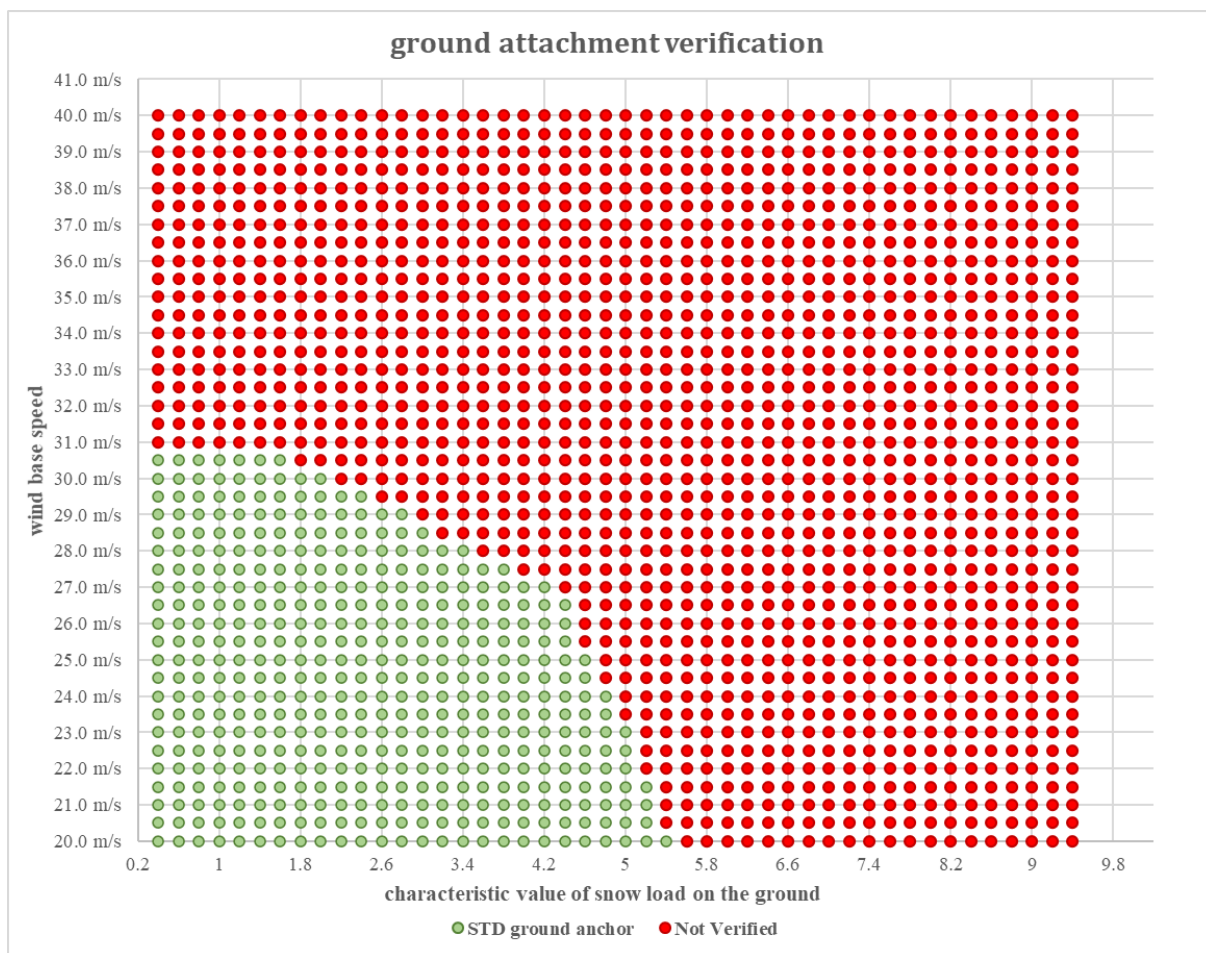
Item	Value	Unit	Reference
YM0	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM1	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1

Item	Value	Unit	Reference
YM2	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM3	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
YC	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
YInst	1.20	-	ETAG 001-C: 3.2.1
Joint coefficient β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0.10	-	
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance	Yes		ETAG 001-C
Use calculated a_b in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4



Sopra viene riportato il diagramma M-N del nodo a terra. I punti blu, verdi e arancio sono relativi ai valori di sforzo assiale e momento flettente per le varie combinazioni dei diversi SLU, per i diversi valori di carico neve e vento.

La frontiera è costruita con i valori di N e M^*p ottenuti dallo studio con Idea Connection



Il grafico sopra riportato è relativo alla verifica del nodo di base. Si possono considerare come valori limite di questa verifica i valori di:

- $v_{b,0} = 27.0 \text{ m/s}$ $| (q_b / c_p) | = 1.013$
- $s = 3.20 \text{ kN/ m}^2$ $| s_k \times \mu_i | = 2.56$

Questi valori, combinati alle varie combinazioni SLU restituiscono una verifica soddisfatta per l’attacco al piede della pensilina.

14.1.1 Verifica nodo a terra Nort 3 moduli

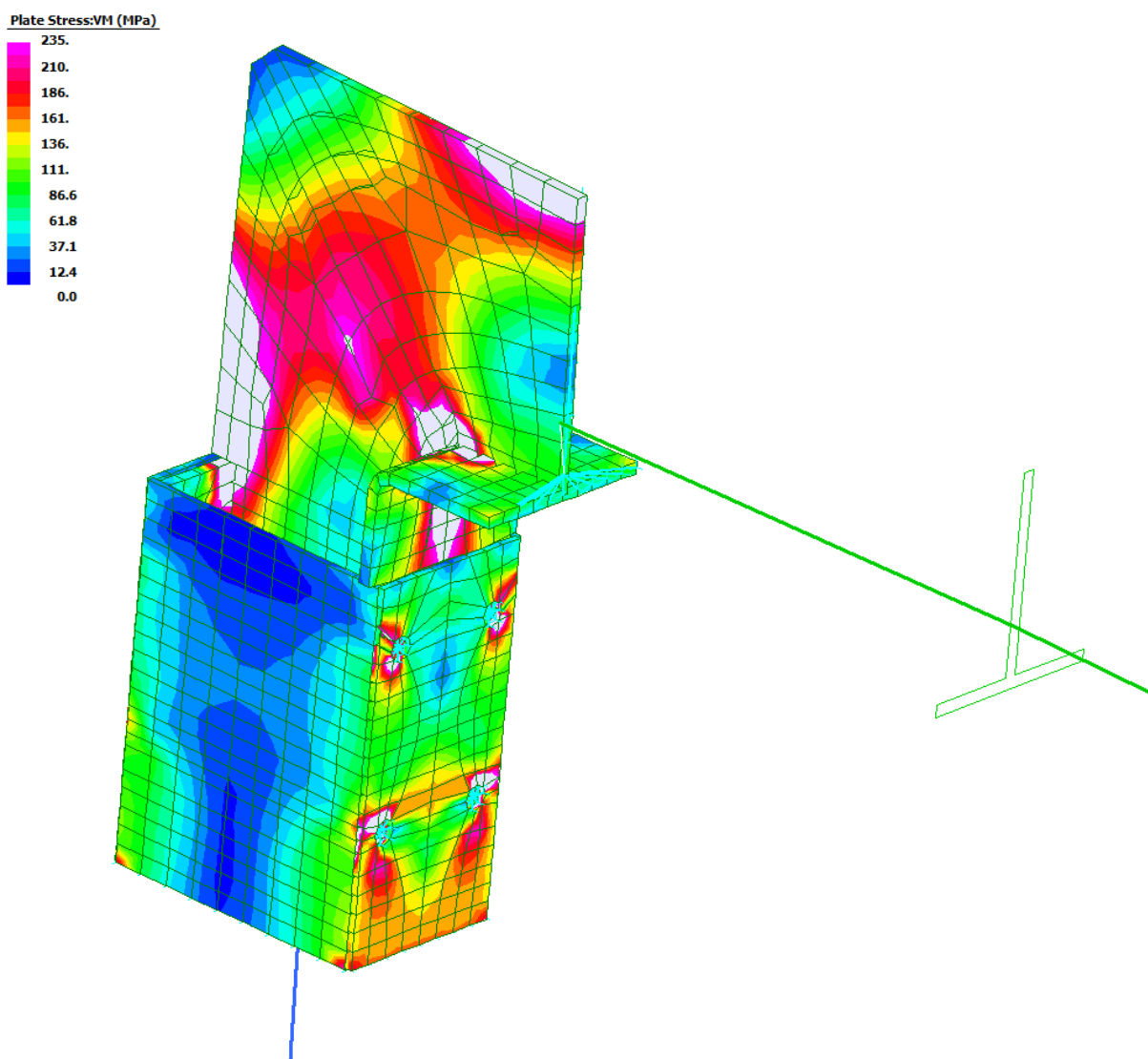
Verifica (W ₊)	$N_{Rd,SLU} (W_+) = -6.36 \text{ kN}$	$\rho = 97.74 \%$	$N_{Ed,SLU} (W_+) = -6.22 \text{ kN}$
	$M_{Rd,11,SLU} (W_+) = 9.99 \text{ kNm}$		$M_{Ed,11,SLU} (W_+) = 9.77 \text{ kNm}$
Verifica (W ₋)	$N_{Rd,SLU} (W_-) = -2.02 \text{ kN}$	$\rho = 98.18 \%$	$N_{Ed,SLU} (W_-) = 1.98 \text{ kN}$
	$M_{Rd,11,SLU} (W_-) = -9.82 \text{ kNm}$		$M_{Ed,11,SLU} (W_-) = -9.64 \text{ kNm}$
Verifica (S)	$N_{Rd,SLU} (S) = -10.46 \text{ kN}$	$\rho = 87.31 \%$	$N_{Ed,SLU} (S) = -9.13 \text{ kN}$
	$M_{Rd,11,SLU} (S) = 10.20 \text{ kNm}$		$M_{Ed,11,SLU} (S) = 8.91 \text{ kNm}$

14.2 Nodo montante trasverso

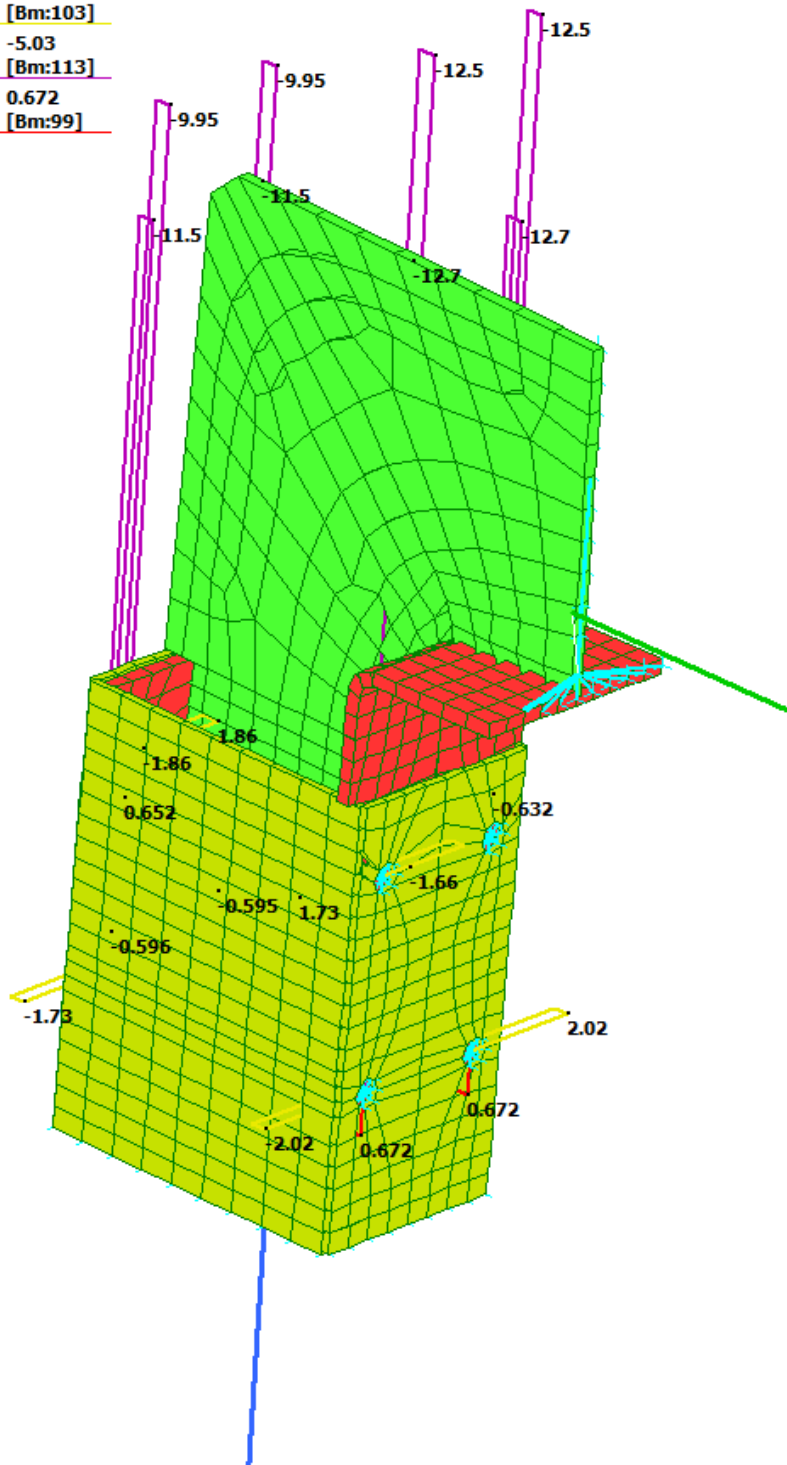
14.2.1 Nodo montante trasverso std

Per la verifica del nodo montante trasverso si esegue la seguente procedura. Si determinano iterativamente i carichi di neve s_k e vento $v_{b,0}$ limite per il nodo, nel modello a “*plates*”. Questi valori vengono poi ricondotti a un “momento limite positivo” e un “momento limite negativo”. Questi coincidono con il valore del momento flettente rilevato nello stesso nodo, nell’elemento montante del modello a “*beam*”. Il momento rilevato così è diviso per il tasso di lavoro rilevato. In questo caso, essendo dimensionante il meccanismo di rottura dei bulloni, si dividerà il valore di momento letto nel nodo superiore per il tasso di lavoro massimo rilevato nei bulloni.

I valori limite per il momento negativo corrispondono a un carico di vento relativo a un vento in depressione con una $v_{b,0} = 27$ m/s e un carico neve per un valore di 3.00 kN/m² per la combinazione allo SLU con neve come azione principale.



	MIN	MAX
SF1(kN)	-2.02	2.02
	[Bm:99]	[Bm:103]
SF2(kN)	-12.7	-5.03
	[Bm:103]	[Bm:113]
Force(kN)	-0.633	0.672
	[Bm:87]	[Bm:99]



BOLT CHARACTERISTIC	
	M10
A_{res}	58
f_{tbk}	700
Class	A-70
Head Diameter	17
γ_{m2}	1.25

FORCES ON BOLTS	
$F_{vx,Ed}$	2.1
$F_{vy,Ed}$	12.7
$F_{t,Ed}$	0.7

Shear resistance in thread	
$F_{v,Rd} =$	16.24

PLATE CHARACTERISTICS	
L_x	50
L_y	50
d_0	11
t	15
f_{tk}	S235 J0
f_{tk}	235
f_{uk}	360
k_{border}	2.5
$k_{internal}$	2.5
α_{border}	1.000
$\alpha_{internal}$	0.962

Shear resistance out of thread	
$F_{v,Rd} =$	26.39

Bearing resistance of the plate			
$F_{b,Rd}-bordo =$	70.50	$F_{b,Rd}-interni =$	67.83

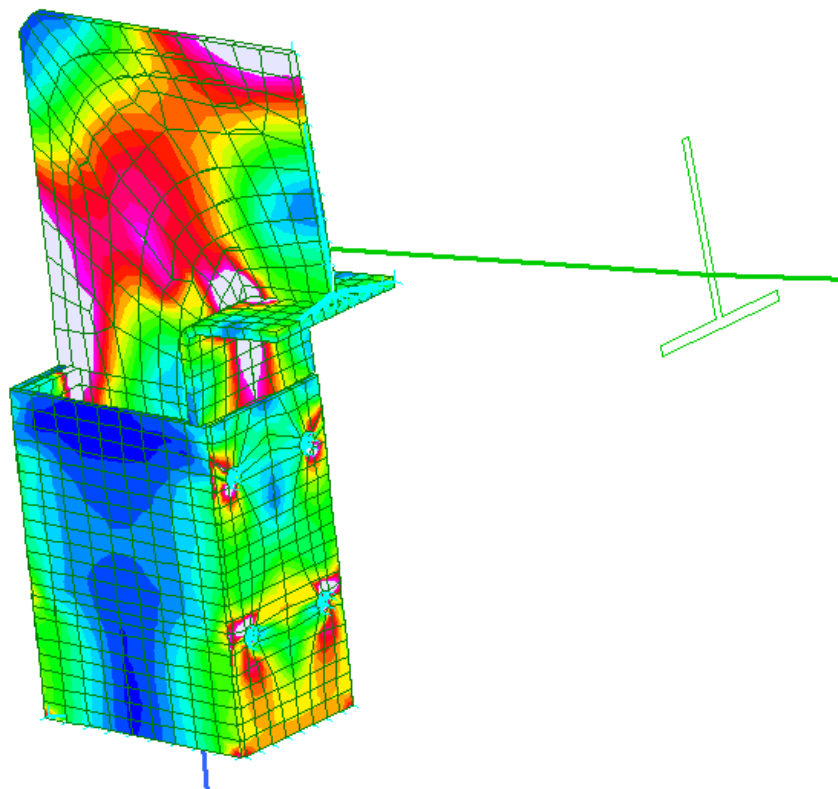
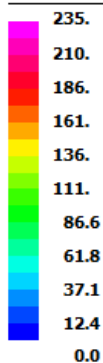
Traction Resistance of the Bolt		Punching resistance of the plate	
$F_{t,Rd} =$	29.23	$B_{p,Rd} =$	90.36

VERIFICHE A TAGLIO E TRAZIONE		
$(F_{v,Ed}/F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd})$	0.81	≤ 1
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.02	≤ 1

I valori limite per il momento negativo corrispondono a un carico di vento relativo a un vento in depressione con una $v_{b,0} = 33$ m/s per la combinazione SLU corrispondente.

Si confrontano poi questi valori con i valori all'estremità superiore del montante, riportati al capitolo § 13.2.1, opportunamente combinati.

Plate Stress:VM (MPa)



BOLT CHARACTERISTIC	
	M10
A_{res}	58
f_{tbk}	700
Class	A-70
Head Diameter	17
γ_{m2}	1.25

FORCES ON BOLTS	
$F_{vx,Ed}$	1.9
$F_{vy,Ed}$	12
$F_{t,Ed}$	0.7

Shear resistance in thread	
$F_{v,Rd}$	16.24

PLATE CHARACTERISTICS	
L_x	50
L_y	50
d_0	11
t	15
f_{tk}	S235 J0
f_{tk}	235
f_{uk}	360
k_{border}	2.5
$k_{internal}$	2.5
α_{border}	1.000
$\alpha_{internal}$	0.962

Shear resistance out of thread	
$F_{v,Rd}$	26.39

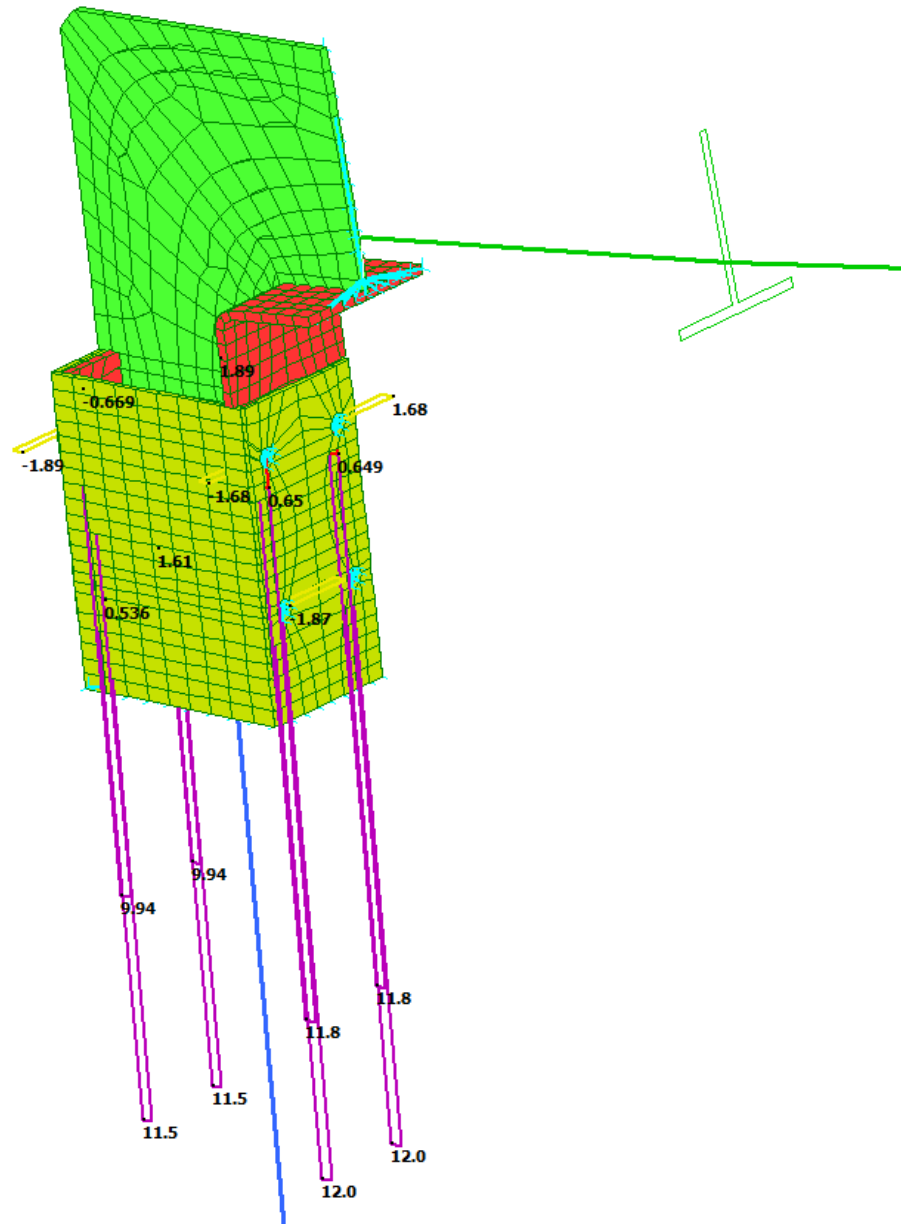
Le sollecitazioni per le verifiche dei bulloni sono riportate dall'immagine a pagina seguente.

Bearing resistance of the plate			
$F_{b,Rd-bordo}$	70.50	$F_{b,Rd-interni}$	67.83

Traction Resistance of the Bolt		Punching resistance of the plate	
$F_{t,Rd}$	29.23	$B_{p,Rd}$	90.36

VERIFICHE A TAGLIO E TRAZIONE			
$(F_{v,Ed}/F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd})$	0.77		≤ 1
$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$	0.02		≤ 1

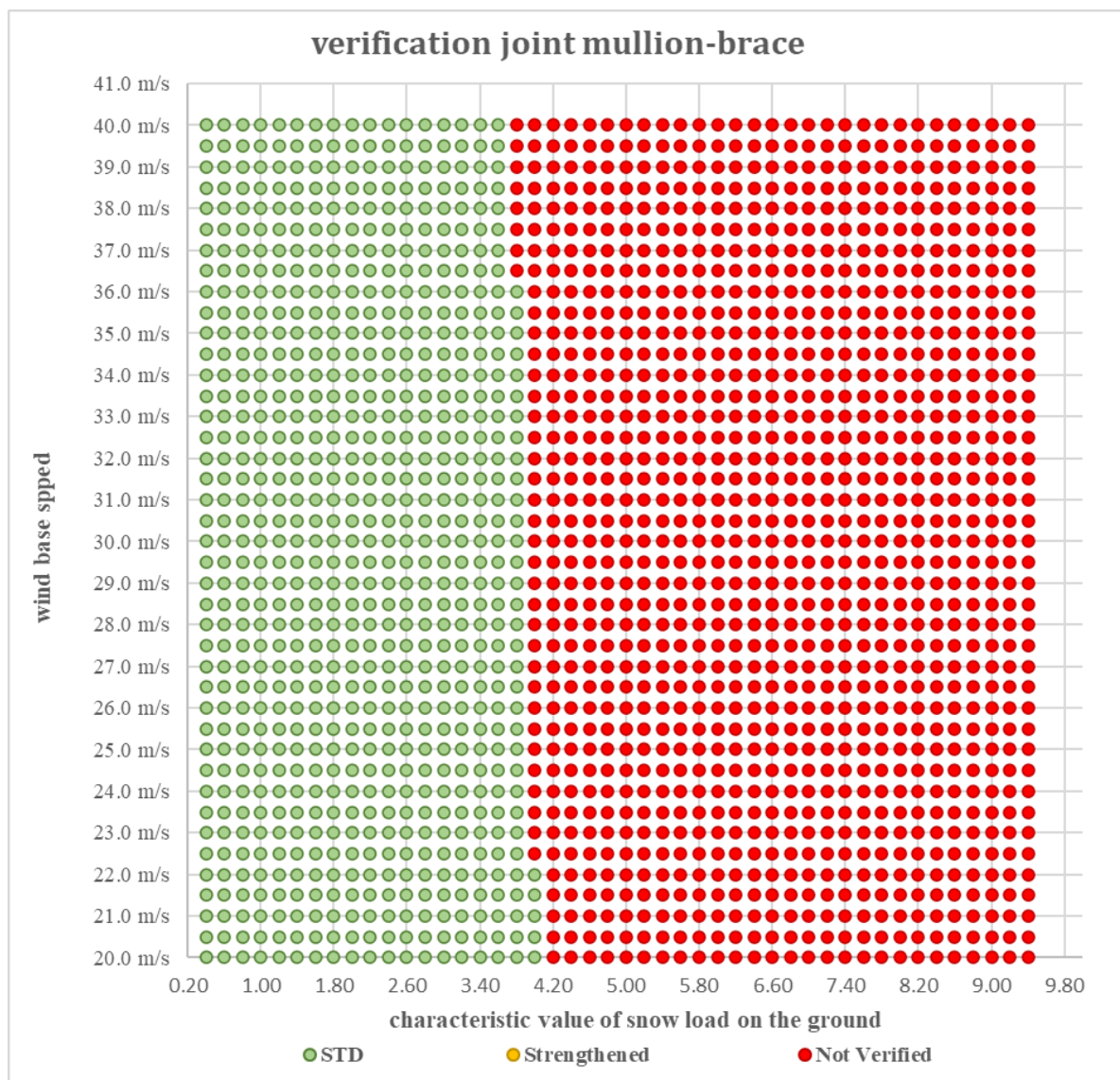
	MIN	MAX
SF1(kN)	-1.89	1.89
	[Bm:111]	[Bm:115]
SF2(kN)	4.93	12.0
	[Bm:113]	[Bm:103]
Force(kN)	-0.669	0.65
	[Bm:111]	[Bm:87]



14.2.2 Verifica nodo montante-traverso 3 moduli

In verde si riportano le combinazioni di carico verificate per il nodo standard composto da 3+3 M10 classe A-70.

Limit Resisting Moment	
STD-brace joint	
	[kNm]
	M_{Rd11}
pos	6.30
neg	-6.51



15 VERIFICA VETRI

15.1 Pannelli verticali

Le analisi dello stato tensionale dei vetri di copertura e tamponamento vengono effettuate attraverso un modello FEM con schematizzazione delle lastre con elementi *plate* con comportamento sia flessionale che membranale. Dato il ridotto spessore rispetto alle dimensioni della lastra, l'analisi numerica è stata condotta in regime non lineare per geometria.

La luce netta tra i montanti della pensilina è di 1080 mm, le dimensioni delle lastre sono 1'880 × 1'175 per la lastra verticale, mentre per quella di copertura 1'400 × 1'175. Entrambe le lastre sono bloccate in maniera continua su due lati lunghi.

$E_{\text{glass}} =$	70000 MPa	Modulo elastico Vetro	
$\nu_{\text{glass}} =$	0.21	Coefficiente di Poissono vetro	
$G_{\text{int}} =$	2.30 MPa	Modulo elastico di taglio dell'intercalare	
$a =$	1800 mm	lato MAGGIORE	$\lambda = b/a = 0.578$
$b =$	1040 mm	lato MINORE	
$h_1 =$	4 mm	Spessore vetro 1	th. PVB 0.38 mm
$h_2 =$	4 mm	Spessore vetro 2	n.PVB 2
$h_{\text{int}} =$	0.76 mm	Spessore intercalare	
$A_1 =$	4160 mm²	$d_1 =$	2.4 mm
$A_2 =$	4160 mm²	$d_2 =$	2.4 mm
$A^* =$	2080 mm²	$d =$	4.76 mm
$D_{\text{abs}} =$	7.811E+05 mm⁴	$\psi =$	1.073 *10 ⁻⁶ mm ⁻²
$D_{\text{full}} =$	4.100E+06 mm⁴	$\eta =$	0.990
$h_w =$	8.64 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle deflessioni	
$h_{1;\sigma} =$	8.70 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle massime tensioni sulla lastra 1	
$h_{2;\sigma} =$	8.70 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle massime tensioni sulla lastra 2	

Figura 16-Calcolo proprietà equivalente per i vetri di tamponamento verticale

Resistenza caratteristica vetro float

$f_{g;k} = 120 \text{ MPa}$

Tipo di carico accidentale Vento cumulato

Riferimento prEN16612

$t_L = 15 \text{ min}$ Durata del carico

$k_{mod} = 0.73$ Fattore riduttivo per tipo di carico

$k_{mod,g} = 0.29$ Fattore riduttivo per carico permanente

Tipo di vetro Ricotto

Lavorazione bordi Lucidato

$k_{ed} = 0.9$ Fattori riduttivi in corrispondenza del bordo in trazione

$k'_{ed} = 0.9$ Fattori riduttivi in corrispondenza del bordo in trazione

Profilo superficiale Nessun trattamento/acidato

Trattamento superficiale Vetro float

$k_{sf} = 1$

Condizione di vincolo Lastra rettangolare vincolata in modo continuo su 2 bordi

$k = 0.054$

$b = 1080 \text{ mm}$ larghezza lastra soggetta a trazioni

$l = 1880 \text{ mm}$ lunghezza lastra soggetta a trazioni

$A = 2.03 \text{ m}^2$ Area soggetta a trazioni

$\lambda_{gA} = 1.000$ fattore di scala che considera l'area

Tipo di bordo Lucidato

Distrib. Tensioni sul bordo Costante

$l_b = 1080 \text{ mm}$ lunghezza totale del bordo soggetto a trazione

$k_b = 1.000$ fattore che dipende dalla distrib delle tensioni lungo il bordo

$\lambda_{gl} = 0.587$ fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo

Tipo di vetro Vetro float o tirato

Trattamento Temperato termicamente

$f_{b;k} = 120 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a flessione vetro a seguito di trattamento

Trattamento di presollecit. Nessun trattamento

$k_v = 0$

Coefficienti parziali sui materiali

$\gamma_M = 2.5$

$\gamma_{M,v} = 1.35$

Classe di conseguenza Prima (CC1)

$R_M = 0.7$

$R_{M,v} = 0.9$

Tensioni di calcolo della resistenza a trazione per flessione del vetro

su punti a distanza > 5 spessore lastra

$f_{g;d}^G = 19.89 \text{ MPa}$ per azioni permanenti

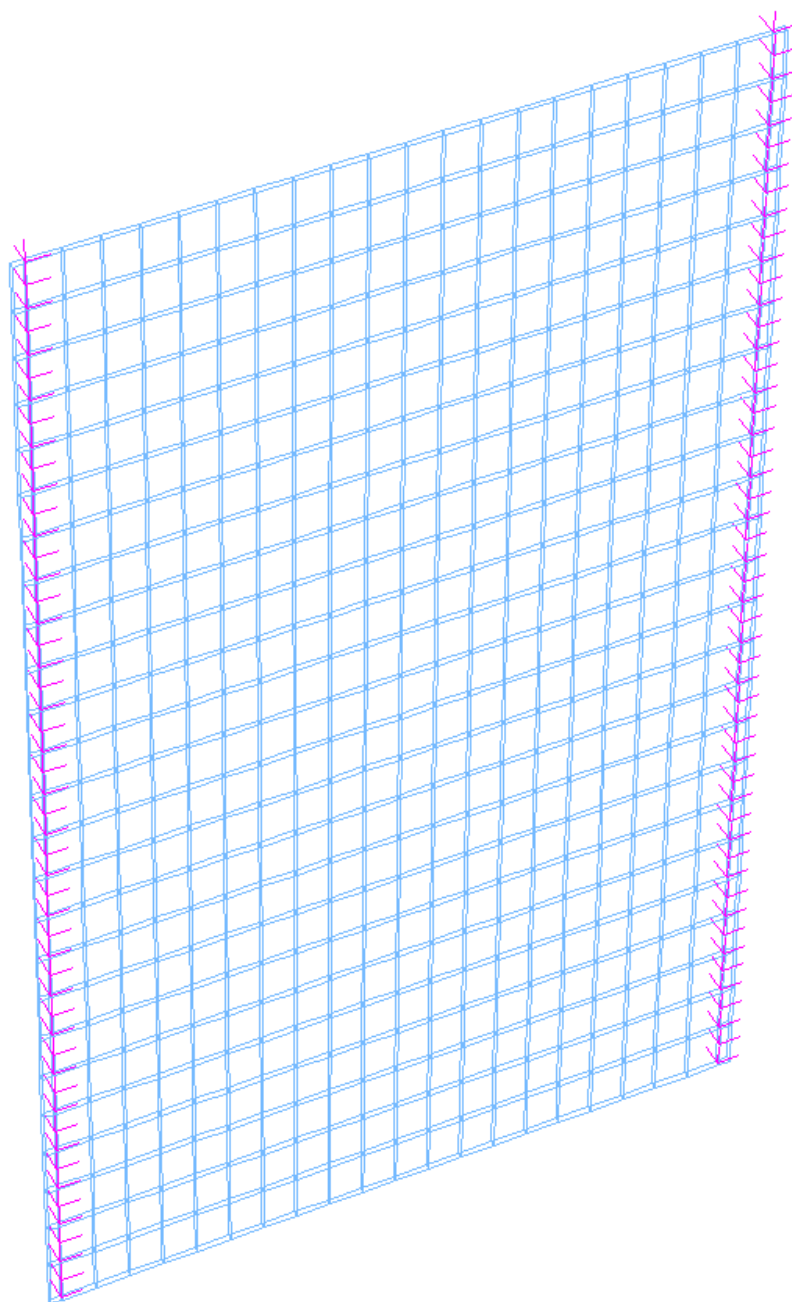
$f_{g;d}^Q = 50.06 \text{ MPa}$ per azioni accidentali (Vento cumulato)

su punti sul bordo lastra

$f_{g;d}^G = 10.50 \text{ MPa}$ per azioni permanenti

$f_{g;d}^Q = 26.43 \text{ MPa}$ per azioni accidentali (Vento cumulato)

Figura 17-calcolo resistenza di progetto per i pannelli vetrati di tamponamento verticale



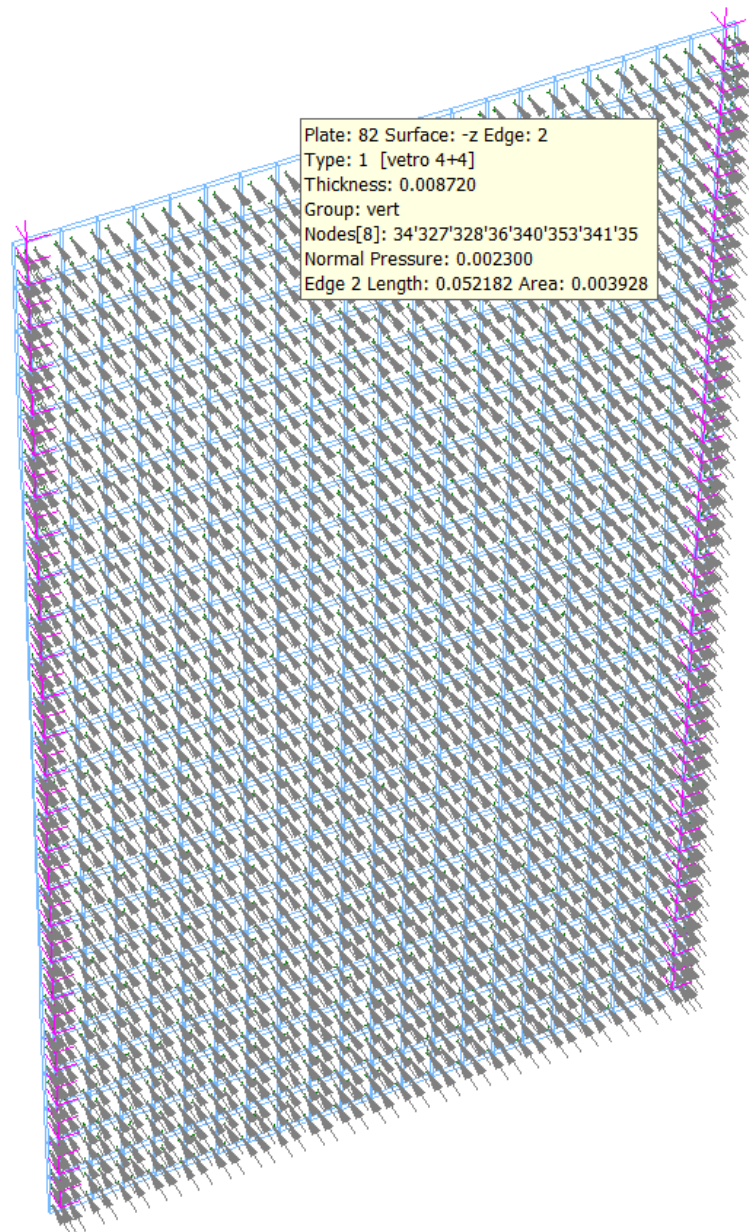


Figura 18-modellazione dei carichi. Come per l'altro modello si modella il solo c_p e il valore finale sarà ottenuto moltiplicando la combinazione di carico

Plate Stress:VM (MPa)

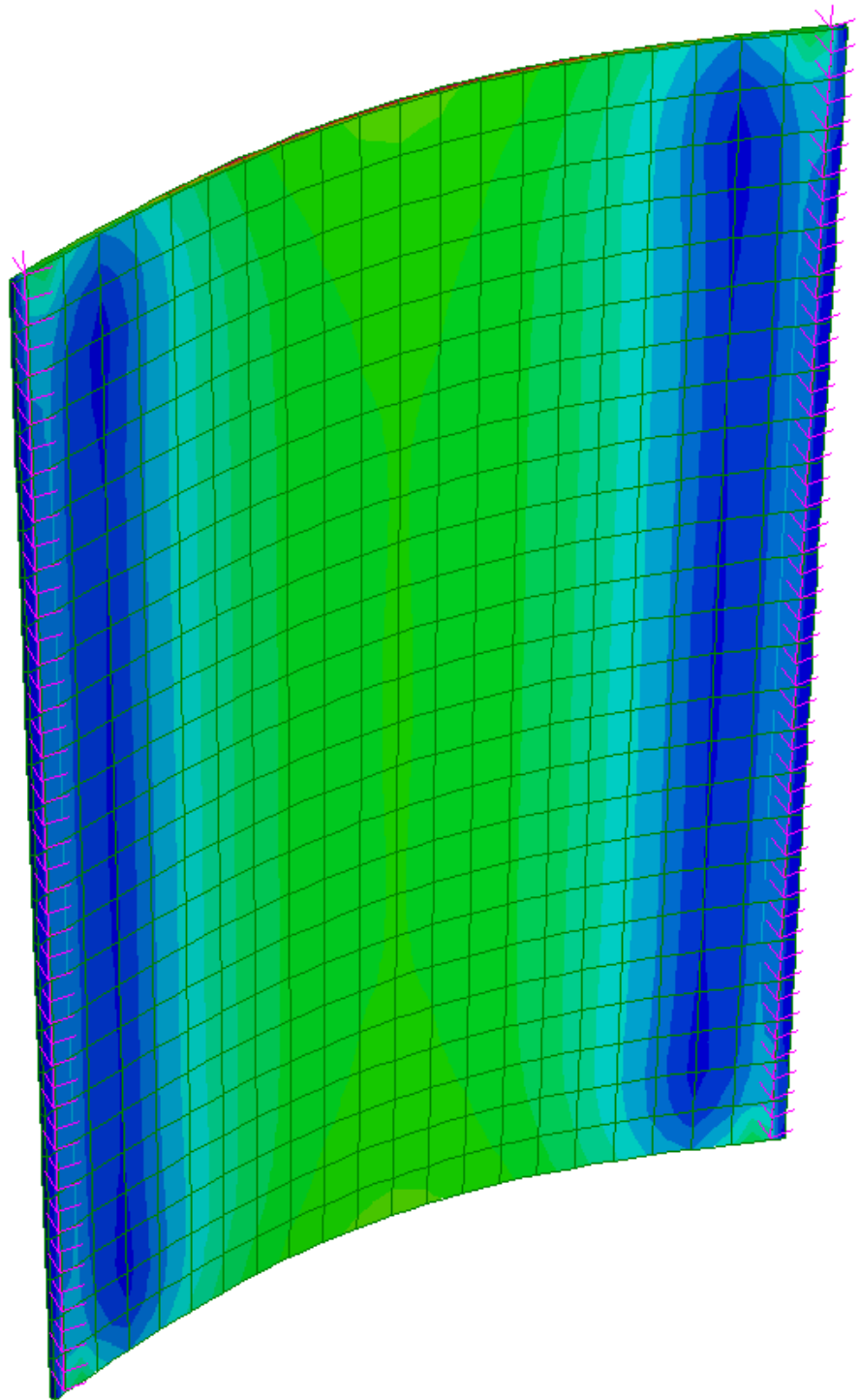
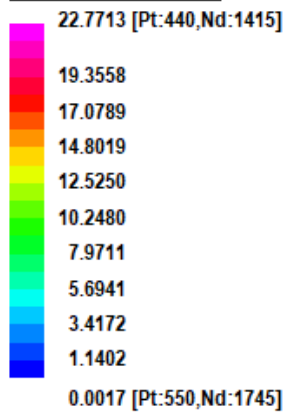
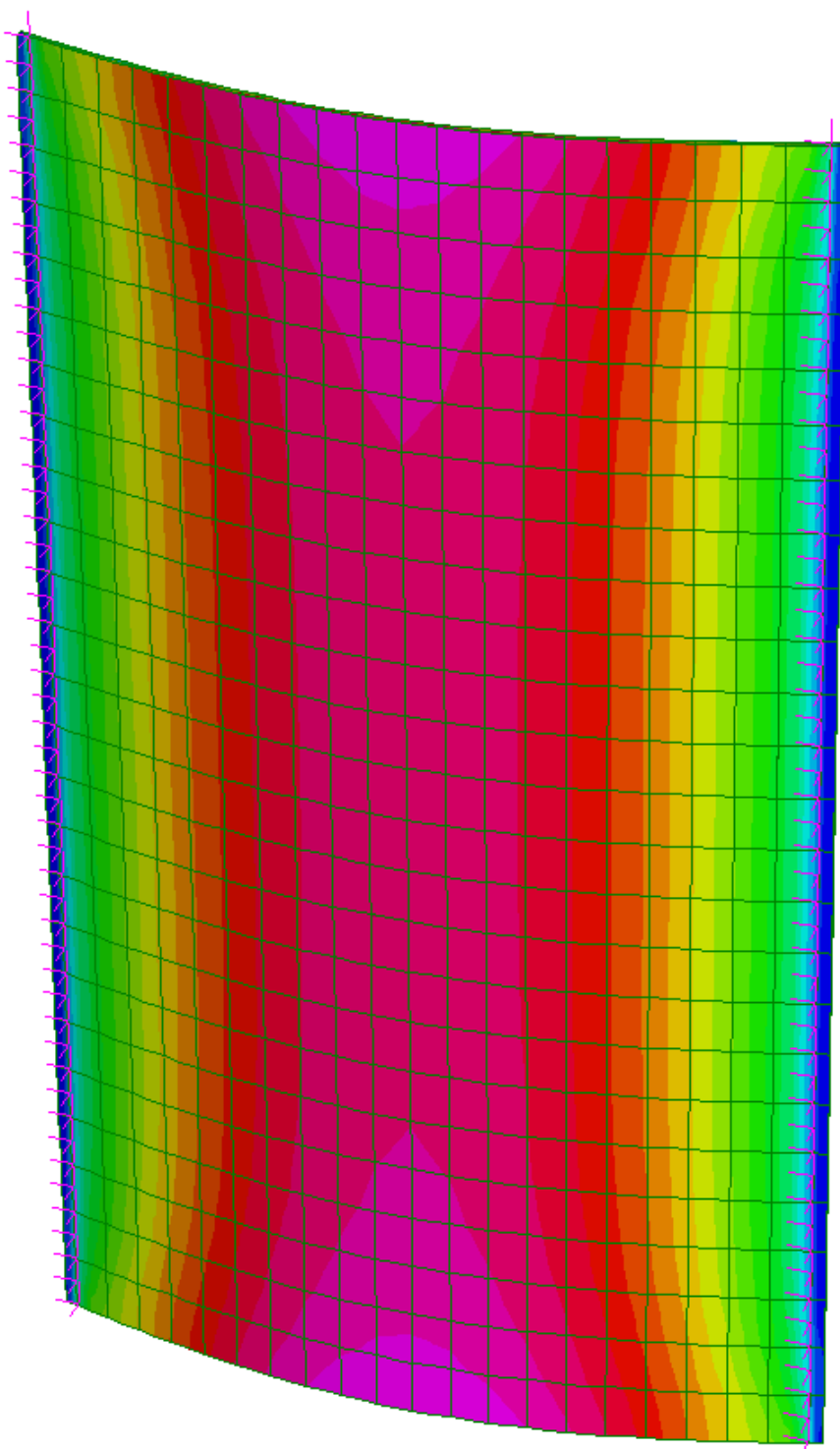
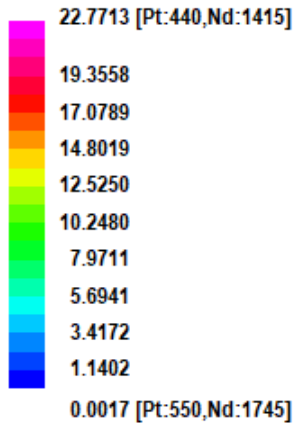


Plate Stress:VM (MPa)



La verifica è ampiamente soddisfatta.

15.2 Pannelli di copertura

$E_{\text{glass}} =$	70000 MPa	Modulo elastico Vetro	
$\nu_{\text{glass}} =$	0.21	Coefficiente di Poissono vetro	
$G_{\text{int}} =$	2.30 MPa	Modulo elastico di taglio dell'intercalare	
$a =$	1400 mm	lato MAGGIORE	$\lambda = b/a = 0.800$
$b =$	1120 mm	lato MINORE	
$h_1 =$	5 mm	Spessore vetro 1	th. PVB 0.38 mm
$h_2 =$	5 mm	Spessore vetro 2	n.PVB 2
$h_{\text{int}} =$	0.76 mm	Spessore intercalare	
$A_1 =$	5600 mm ²	$d_1 =$	2.9 mm
$A_2 =$	5600 mm ²	$d_2 =$	2.9 mm
$A^* =$	2800 mm ²	$d =$	5.76 mm
$D_{\text{abs}} =$	1.526E+06 mm ⁴	$\psi =$	5.276 *10 ⁻⁶ mm ⁻²
$D_{\text{full}} =$	7.600E+06 mm ⁴	$\eta =$	0.940
$h_w =$	10.02 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle deflessioni	
$h_{1;\sigma} =$	10.36 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle massime tensioni sulla lastra 1	
$h_{2;\sigma} =$	10.36 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle massime tensioni sulla lastra 2	

Figura 19-Calcolo proprietà equivalente per i vetri di copertura

Per la copertura si verifica un carico neve pari a $s_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$.

Per i carichi da $s_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$ fino a $s_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ sarà necessario invece installare pannelli 6+6 temprati.

$E_{\text{glass}} =$	70000 MPa	Modulo elastico Vetro	
$\nu_{\text{glass}} =$	0.21	Coefficiente di Poissono vetro	
$G_{\text{int}} =$	2.30 MPa	Modulo elastico di taglio dell'intercalare	
$a =$	1400 mm	lato MAGGIORE	$\lambda = b/a = 0.800$
$b =$	1120 mm	lato MINORE	
$h_1 =$	6 mm	Spessore vetro 1	th. PVB 0.38 mm
$h_2 =$	6 mm	Spessore vetro 2	n.PVB 2
$h_{\text{int}} =$	0.76 mm	Spessore intercalare	
$A_1 =$	6720 mm ²	$d_1 =$	3.4 mm
$A_2 =$	6720 mm ²	$d_2 =$	3.4 mm
$A^* =$	3360 mm ²	$d =$	6.76 mm
$D_{\text{abs}} =$	2.636E+06 mm ⁴	$\psi =$	5.276 *10 ⁻⁶ mm ⁻²
$D_{\text{full}} =$	1.268E+07 mm ⁴	$\eta =$	0.926
$h_w =$	11.75 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle deflessioni	
$h_{1;\sigma} =$	12.20 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle massime tensioni sulla lastra 1	
$h_{2;\sigma} =$	12.20 mm	Spessore equivalente per il calcolo delle massime tensioni sulla lastra 2	

Resistenza caratteristica vetro float

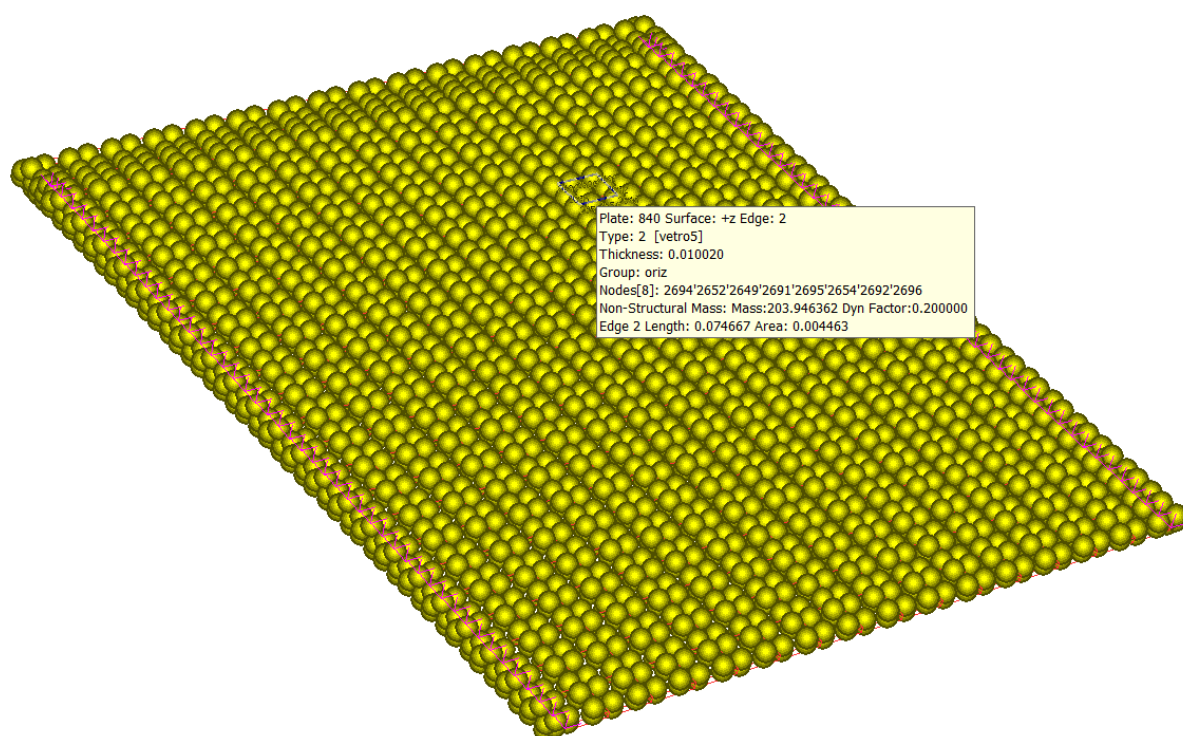
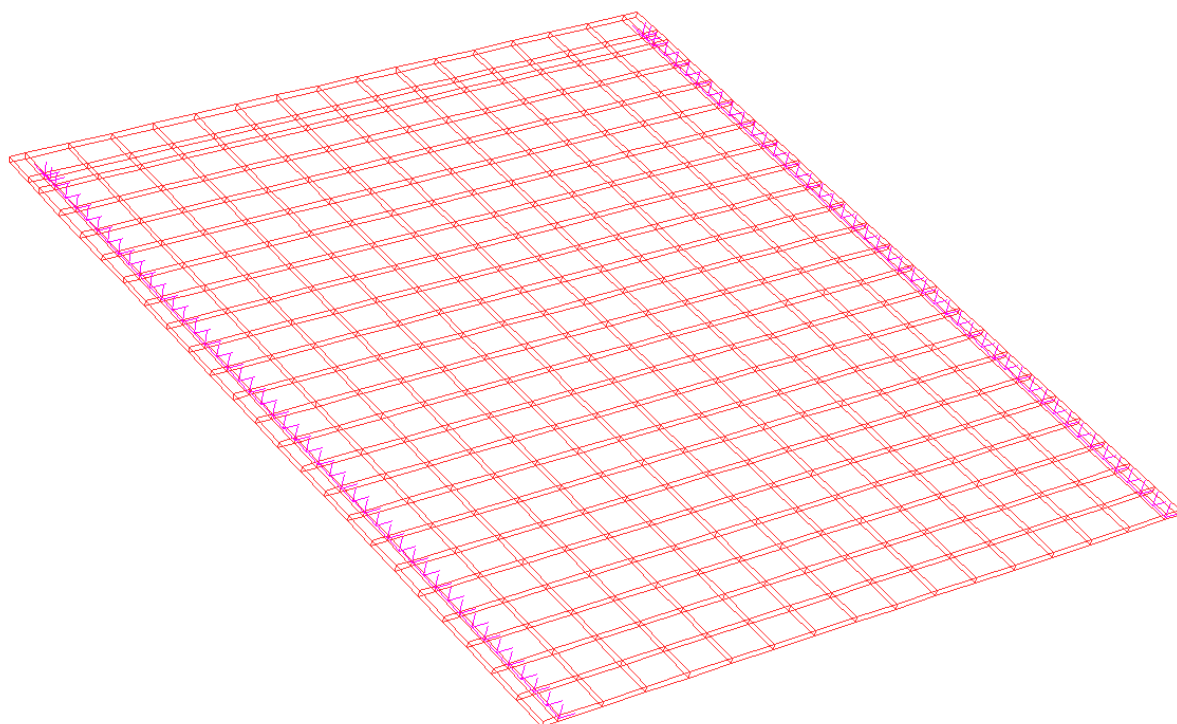
$f_{g;k}$ =	120 MPa	
Tipo di carico accidentale		Neve 1 settimana
Riferimento		prEN16612
t_L =	1 settimana	Durata del carico
k_{mod} =	0.48	Fattore riduttivo per tipo di carico
$k_{mod,g}$ =	0.29	Fattore riduttivo per carico permanente
Tipo di vetro		Temperato termicamente
Lavorazione bordi		Lucidato
k_{ed} =	0.8	Fattori riduttivi in corrispondenza del bordo in trazione
k'_{ed} =	0.8	Fattori riduttivi in corrispondenza del bordo in trazione
Profilo superficiale		Nessun trattamento/acidato
Trattamento superficiale		Vetro float
k_{sf} =	1	
Condizione di vincolo		Lastra rettangolare vincolata in modo continuo su 2 bordi
k =	0.054	
b =	1400 mm	larghezza lastra soggetta a trazioni
l =	1120 mm	lunghezza lastra soggetta a trazioni
A =	1.57 m ²	Area soggetta a trazioni
λ_{gA} =	1.000	fattore di scala che considera l'area
Tipo di bordo		Lucidato
Distrib. Tensioni sul bordo		Costante
l_b =	1120 mm	lunghezza totale del bordo soggetto a trazione
k_b =	1.000	fattore che dipende dalla distrib delle tensioni lungo il bordo
λ_{gl} =	0.582	fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo
Tipo di vetro		Vetro float o tirato
Trattamento		Temperato termicamente
$f_{b;k}$ =	120 MPa	Resistenza caratteristica a flessione vetro a seguito di trattamento
Trattamento di presollecit.		Nessun trattamento
k_v =	0	
Coefficienti parziali sui materiali		
γ_M =	2.5	
$\gamma_{M,v}$ =	1.35	
Classe di conseguenza		Prima (CC1)
R_M =	0.7	
$R_{M,v}$ =	0.9	

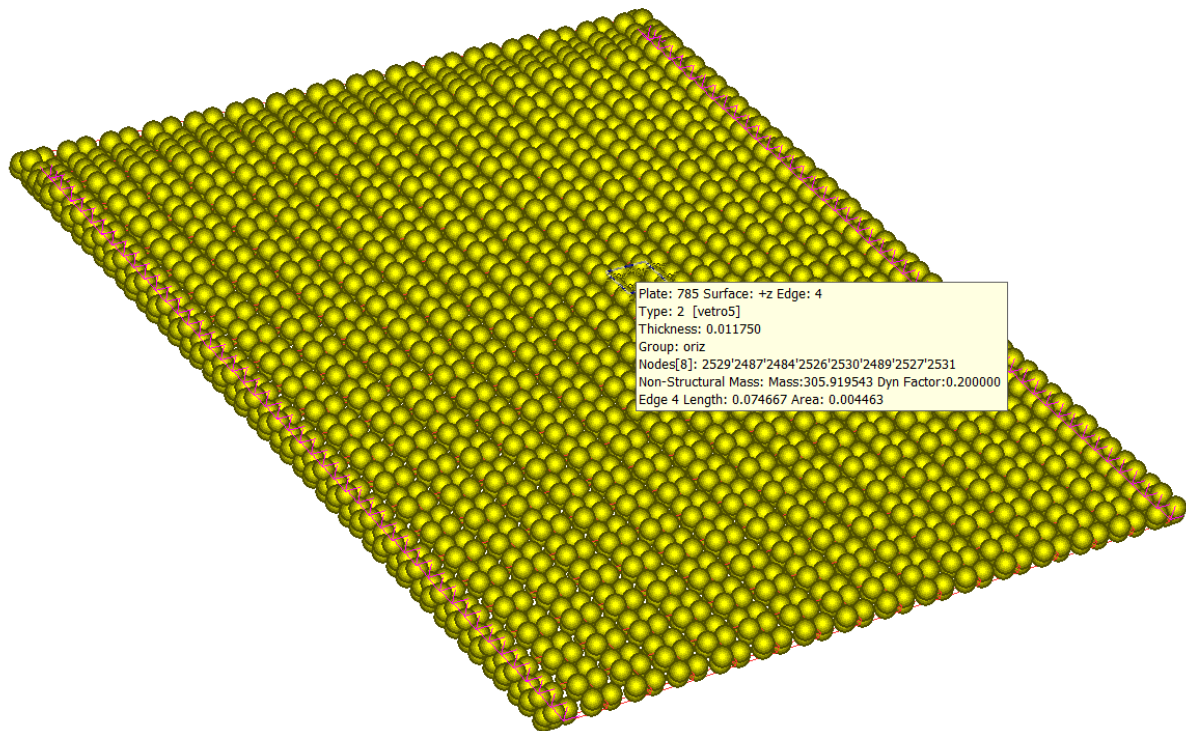
Tensioni di calcolo della resistenza a trazione per flessione del vetro

su punti a distanza > 5spessore lastra

$f_{g;d}^G$ =	19.89 MPa	per azioni permanenti
$f_{g;d}^Q$ =	32.91 MPa	per azioni accidentali (Neve 1 settimana)
su punti sul bordo lastra		
$f_{g;d}^G$ =	9.26 MPa	per azioni permanenti
$f_{g;d}^Q$ =	15.33 MPa	per azioni accidentali (Neve 1 settimana)

Figura 20- calcolo resistenza di progetto per i pannelli vetrati di copertura





Verifica su lastra 5+5 fino a 2.0 kN/m²

Plate Stress: VM (MPa)
 32.5600 [Pt:926,Nd:2952]
 27.6760
 24.4200
 21.1640
 17.9080
 14.6520
 11.3960
 8.1400
 4.8840
 1.6280
 0.0000 [Pt:580,Nd:1879]

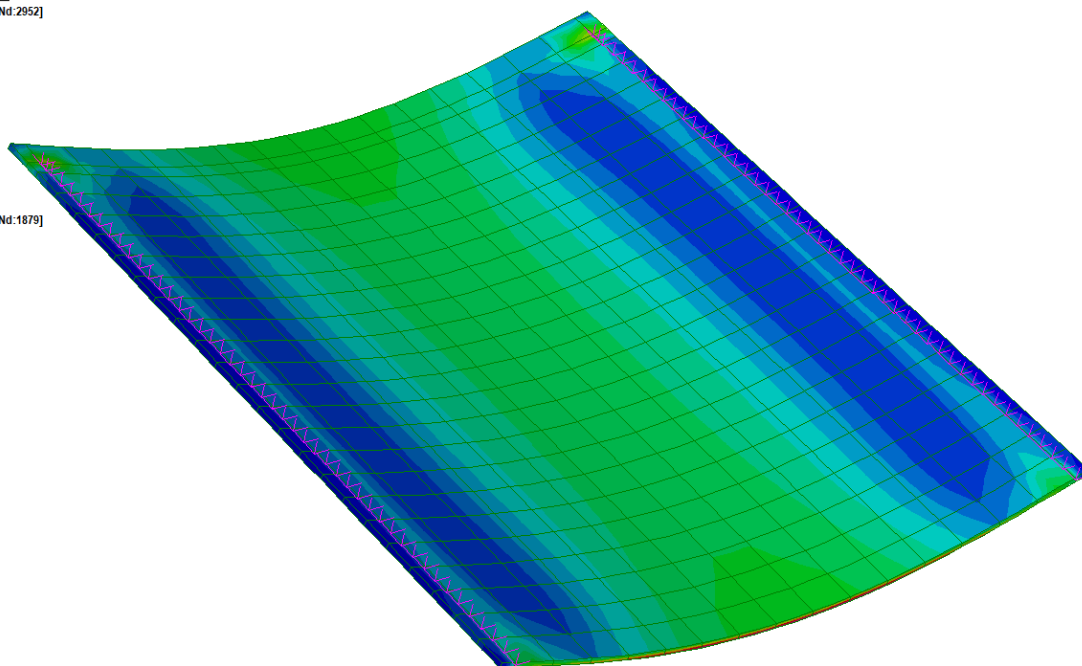
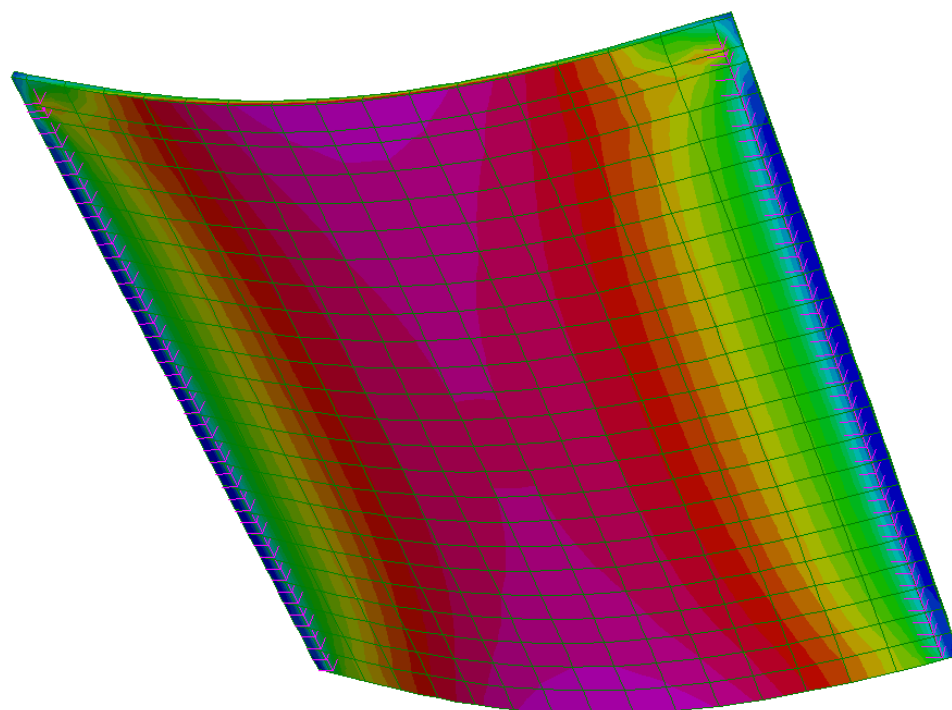


Plate Stress: VM (MPa)
 32.5600 [Pt:926,Nd:2952]
 27.6760
 24.4200
 21.1640
 17.9080
 14.6520
 11.3960
 8.1400
 4.8840
 1.6280
 0.0000 [Pt:580,Nd:1879]



Verifica su lastra 6+6 fino a 3.0 kN/m²

Plate Stress: VM (MPa)

35.1403 [Pt:926,Nd:2952]

29.8692
26.3552
22.8412
19.3272
15.8131
12.2991
8.7851
5.2710
1.7570

0.0000 [Pt:945,Nd:3008]

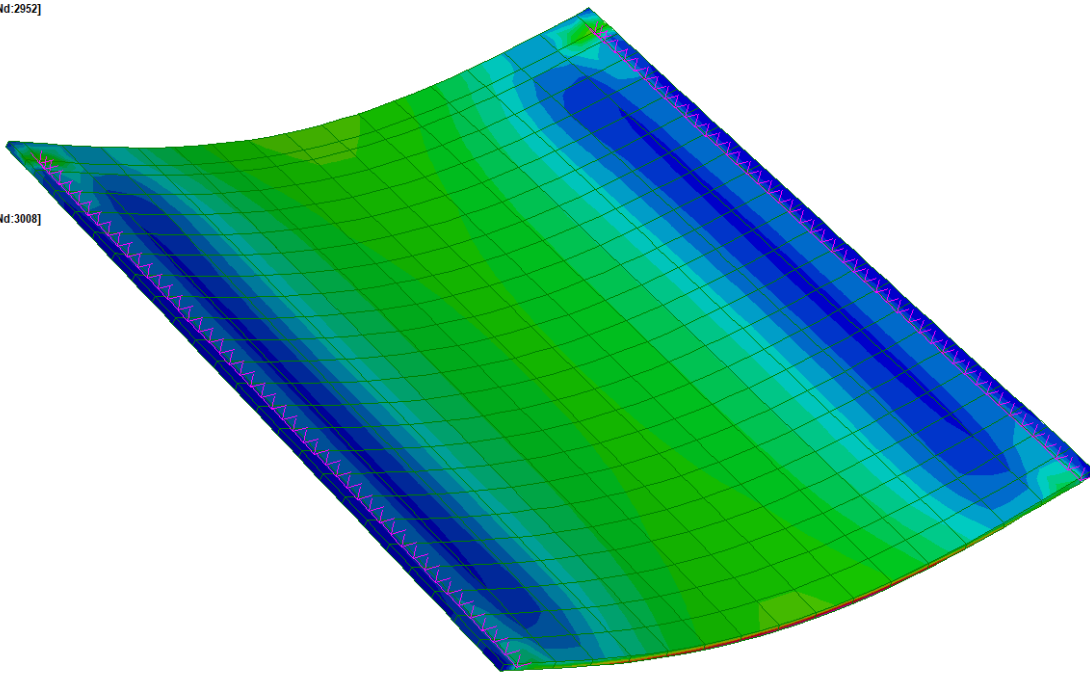
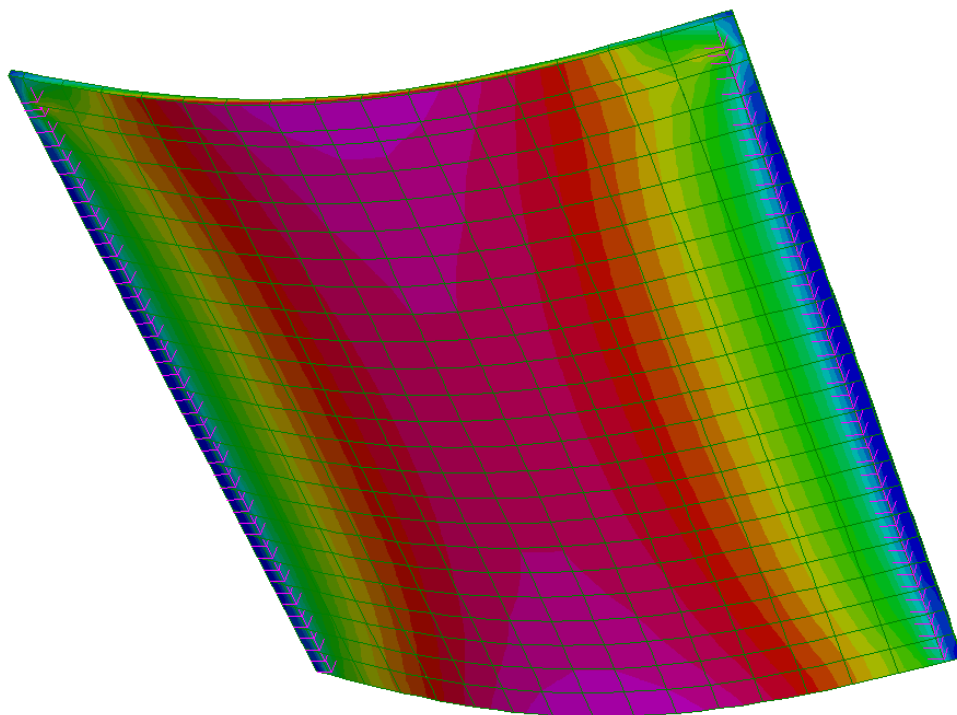


Plate Stress: VM (MPa)

35.1403 [Pt:926,Nd:2952]

29.8692
26.3552
22.8412
19.3272
15.8131
12.2991
8.7851
5.2710
1.7570

0.0000 [Pt:945,Nd:3008]

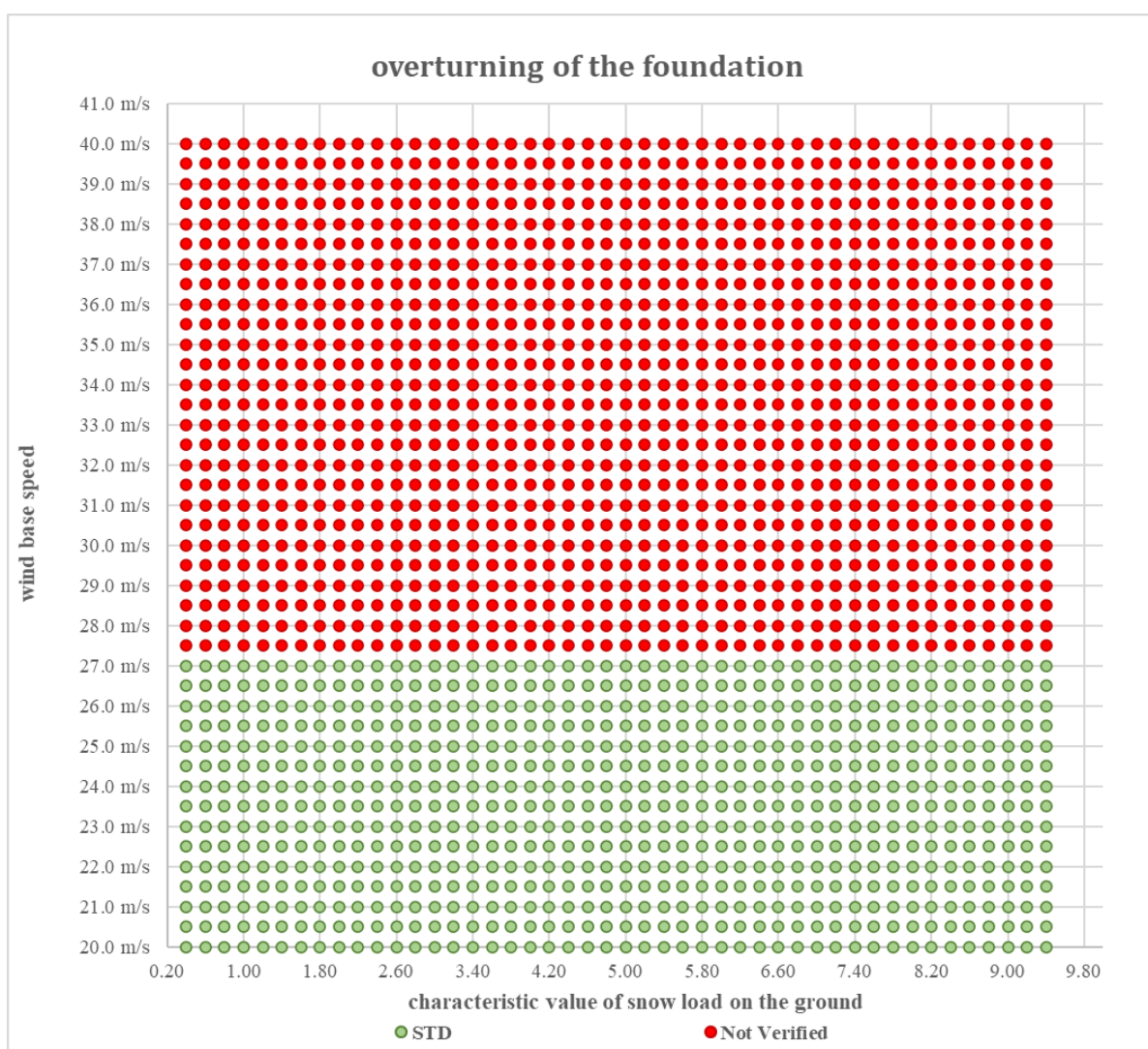


16 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Proprietà fondazione di base					
B=	410.000	cm	Weight=	25.000	kN/m ³
Prof=	130.000	cm	ecc=	10.000	cm
sp.=	40.000	cm	sovraccarico=	0.000	kN/m ³
braccio+=	0.750	m			
braccio-=	0.550	m			
volume=	2.132	m ³	=>	53.300	kN

Si considera una platea con delle caratteristiche come quelle di sopra riportate.

Si procede alla verifica a ribaltamento, combinando i risultati da Straus7 con i fattori parziali per Stati Limite di Equilibrio, anziché strutturali.



Il grafico sopra riportato è relativo alla verifica del nodo di base. Si possono considerare come valori limite di questa verifica i valori di:

$$- v_{b,0} = 27.0 \text{ m/s}$$

$$| (q_b / c_p) | = 1.013$$

$$- s = 9.00 \text{ kN/ m}^2$$

$$| s_k \times \mu_i | = 7.20$$

Questi valori, combinati alle varie combinazioni SLU restituiscono una verifica soddisfatta per il ribaltamento della pensilina.

Verification(W ₊)	N _{Ed,EQU} (W ₊) = -11.44 kN	M _{Rib} = 13.84 kNm
		ρ = 93.03 %
	M _{Ed,11,EQU} (W ₊) = 13.84 kNm	M _{Stab} (W ₊) = 14.87 kNm
Verification(W ₋)	N _{Ed,EQU} (W ₋) = 2.14 kN	M _{Rib} = 11.29 kNm
		ρ = 96.49 %
	M _{Ed,11,EQU} (W ₋) = -9.69 kNm	M _{Stab} (W ₋) = 11.70 kNm
Verification (S)	N _{Ed,EQU} (S) = -20.58 kN	M _{Rib} = 17.56 kNm
		ρ = 88.27 %
	M _{Ed,11,EQU} (S) = 17.56 kNm	M _{Stab} (S) = 19.90 kNm

17 SCARICHI AL PIEDE

Per la verifica a resistenza i valori di scarico al piede minimi per la validità di questa relazione sono dovuti alla combinazione dei valori di:

$$\begin{aligned}
 - v_{b,0} &= 27.0 \text{ m/s} & | (q_b / c_p) | &= 1.013 \\
 - s &= 3.20 \text{ kN/ m}^2 & | s_k \times \mu_i | &= 2.56
 \end{aligned}$$

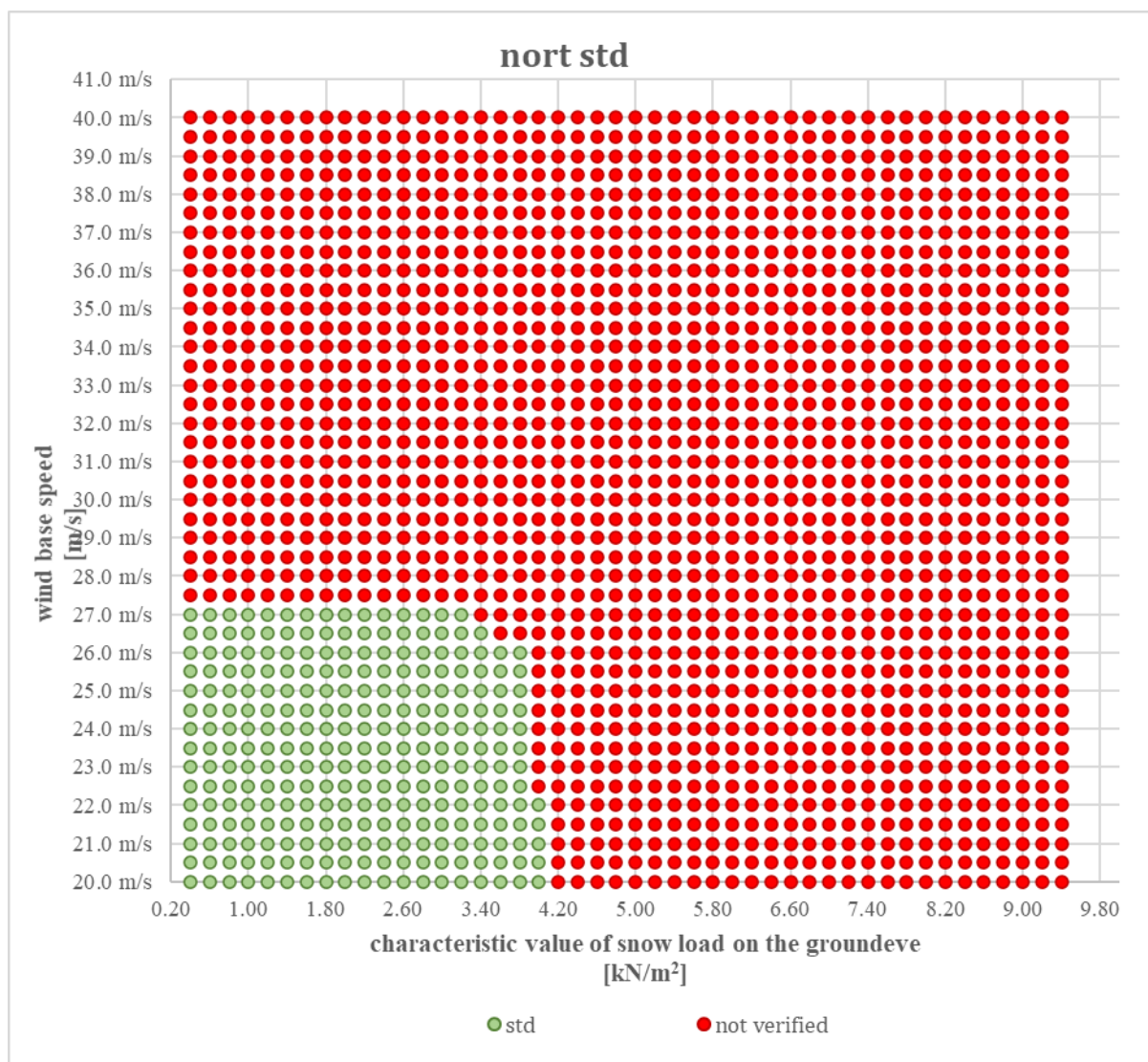
Una fondazione che rispetti delle verifiche di resistenza deve essere verificata per i seguenti carichi di resistenza

Verifica SLU (W ₊)	N _{Ed,SLU} (W ₊) = -6.23 kN
	M _{Ed,11,SLU} (W ₊) = 9.77 kNm
Verifica SLU (W ₋)	N _{Ed,SLU} (W ₋) = 1.97 kN
	M _{Ed,11,SLU} (W ₋) = -9.64 kNm
Verifica SLU (S)	N _{Ed,SLU} (S) = -9.15 kN
	M _{Ed,11,SLU} (S) = 8.91 kNm

E per i seguenti carichi di ribaltanti, dove uno sforzo assiale negativo comprime la fondazione ed è stabilizzante.

Verifica EQU (W ₊)	N _{Ed,EQU} (W ₊) = -5.53 kN
	M _{Ed,11,EQU} (W ₊) = 9.66 kNm
Verifica EQU (W ₋)	N _{Ed,EQU} (W ₋) = 2.13 kN
	M _{Ed,11,EQU} (W ₋) = -9.68 kNm
Verifica EQU (S)	N _{Ed,EQU} (S) = -8.76 kN
	M _{Ed,11,EQU} (S) = 9.22 kNm

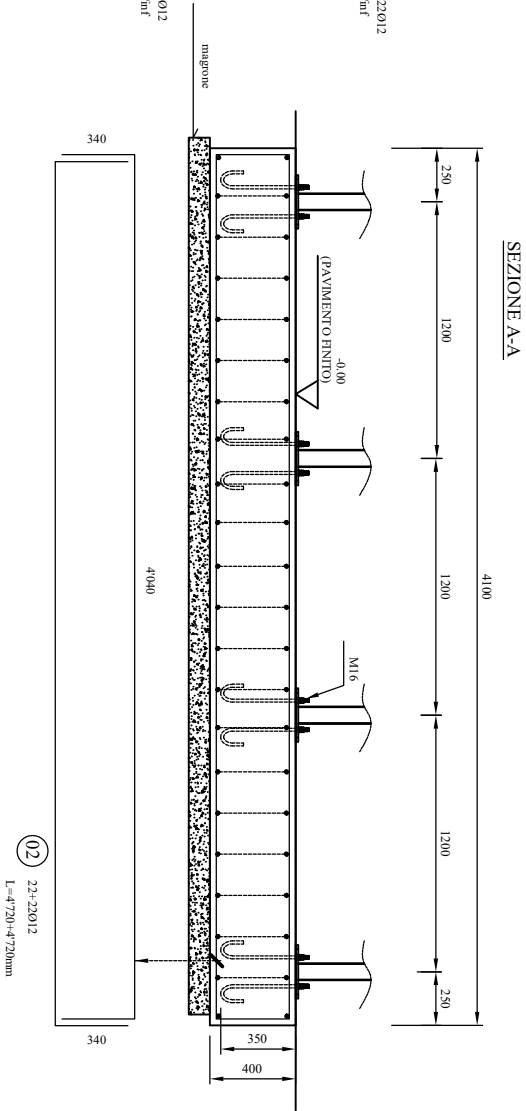
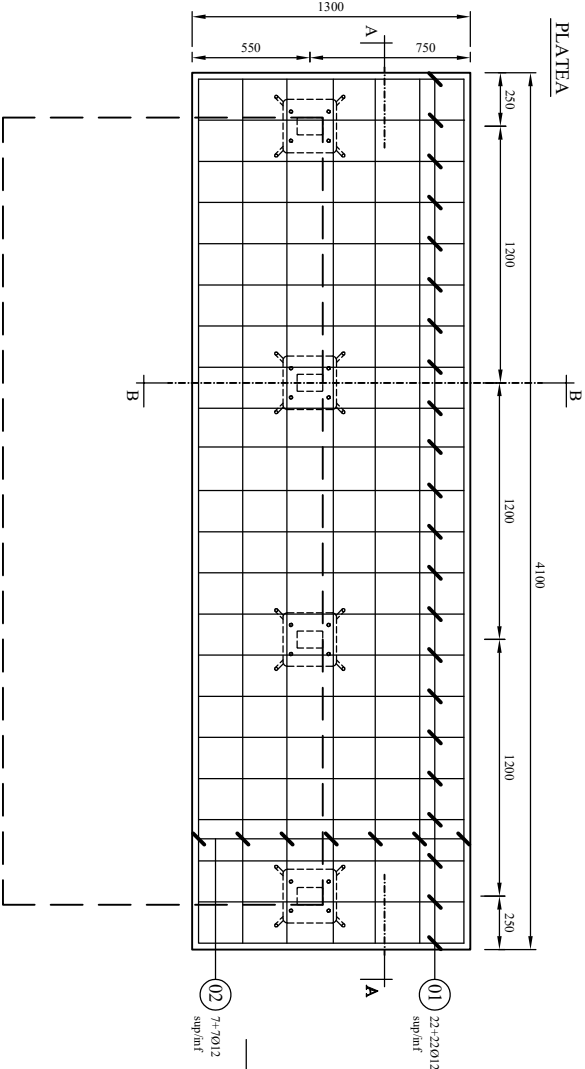
18 CONCLUSIONE



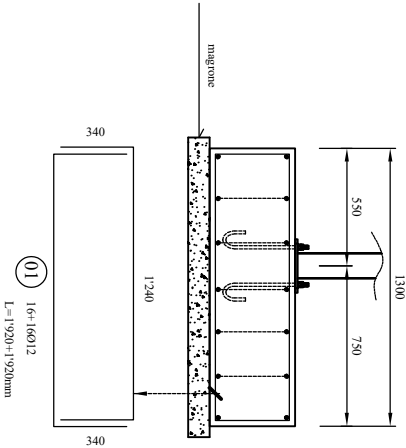
Data la combinazione con tra tutti i meccanismi sin qui esposti si può ritenere questo grafico come esaustivo dei carichi caratteristici per cui la pensilina è verificata. Si ricorda che i valori in questione sono combinati secondo coefficienti per paesi esclusi Finlandia, Islanda, Norvegia e Svezia e per località al di sotto dei 1'000 m.s.l.m..

I carichi limite considerati per la pensilina Nort STD 3 moduli sono quindi

- $v_{b,0} = 27.0 \text{ m/s}$ $| (q_b / c_p) | = 1.013$
- $s = 3.20 \text{ kN/ m}^2$ $| s_k \times \mu_i | = 2.56$



SEZIONE B-B



calcestruzzo

magrone per sottofondazioni
fondazioni ed elevazioni

C12/15
C25/30

note

tenore minimo di cemento 300 kg/m³
diametro massimo inerti 25 mm
rapporto acqua/cemento max 0,55
il getto va costipato a rifiuto e allo
scasso protetto per almeno 3 gg

acciaio per cls armato

barre ad aderenza migliorata

B450C

note

diametro minimo piegatura 5 Ø
sovrapposizione minima 50 Ø
copriferro 30 mm

terreno

carico limite medio per
compressione verticale

≥ 1,2 daN/cm²

note

verifica portanza terreno e piano di posa
fondazione a cura della D.LL.

N.B. controllare misure e quote con gli esecutivi architettonici; eventuali incongruenze vanno segnalate alla D.LL.

SMASSI NON QUOT. =	---	TOLL. GENERALI UNI-ISO 22786-1 mm	SCALA	1:25
TRATTAMENTO =	---	PROGETTO.	DATA	FIRMA
SOSTITUISCE IL =	---	Fondazione Nort 3 moduli	03.12.2020	.
SOSTITUITO DA =	---	DESCR.	VERIFICATORE	03.12.2020
		SCHEMA FONDAZIONE	CLIENTE	METALCO
		CODICE DISEGNO.	COD. TAGLIO	XXXXXX
		0105224		

metalco S.p.A.
TEL.0423-7863

prescrizioni materiali
secondo NTC 2018

IL PRESENTE DISEGNO EDI PROPRIETÀ DELLA "METALCO S.p.A." NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO NE' TRASMESSO A TERZI SENZA APPROVAZIONE SCRITTA