

**Piano di interventi integrati per il miglioramento dell'efficienza energetica
sull'aeroporto di Bari. Intervento di efficientamento energetico aerostazione.**



MANDATARIA

COFELY
GDF SUEZ

Cofely Italia S.p.A.

Via Ostiense, 333 – 00146 Roma

PROGETTISTA INDICATO DALL'IMPRESA

**STEAM**

Steam S.r.l.

Via Venezia, 59 int. 15 scala C – 35131 PADOVA

STAZIONE APPALTANTE

**AEROPORTI DI PUGLIA**

Aeroporti di Puglia S.p.A

Viale Enzo Ferrari – 70128 Bari-Palese

Project Supervisor: Marco Franchini-Direttore Generale
Responsabile del Procedimento: Ing. Andrea Dituri
PH Progettazione: Ing. Michele Cimmarusti

DESCRIZIONE

Elaborati Strutturali
Relazione tecnica specialistica

ELABORATO N°

S.RTS-00

PROGETTO

ESECUTIVO

SCALA

-

DATA

Ottobre 2013

LE INFORMAZIONI CONTENUTE NEL PRESENTE DOCUMENTO SONO DI NATURA RISERVATA E DI ESCLUSIVA PROPRIETÀ DELLA COFELY ITALIA SPA E' FATTO ESPRESSO DIVIETO AL DESTINATARIO DEL PRESENTE DOCUMENTO:

1. DI COPIARE, RISTAMPARE O RIPRODURRE IN ALTRO MODO LE INFORMAZIONI O ANCHE SOLO UNA PARTE DELLE STESSA;

2. DI FORNIRE, RIVELARE, DIVULGARE, ASSEGNARE O METTERE IN QUALSIASI ALTRO MODO A DISPOSIZIONE LE INFORMAZIONI, O PARTE DELLE STESSA, AI SUOI DIPENDENTI, FATTA ECCEZIONE PER QUELLI CHE RISULTANO PREPOSTI ALLA GESTIONE DEL DOCUMENTO, O A TERZI.

IL DESTINATARIO DEL PRESENTE DOCUMENTO DOVRÀ ALTRESI' PRENDERE TUTTE LE RAGIONevoli PRECAUZIONI PER PREVENIRE QUALSIASI RIPRODUZIONE, DIVULGAZIONE OD UTILIZZO DELLE INFORMAZIONI PER SCOPI DIVERSI DA QUELLI PREVISTI IN RELAZIONE ALLA NATURA E ALLE FINALITÀ DEL DOCUMENTO, NONCHÉ QUALSIASI ACQUISIZIONE DELLE INFORMAZIONI DA PARTE DI PERSONE NON AUTORIZZATE.

00	Ottobre 2013	Prima emissione progetto esecutivo	M.M.	D.Ballis	R.Curci
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	1
2	NORME E ALTRI RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE	2
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
4	METODI E STRUMENTI DI ANALISI	4
5	CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO DELL'AEROSTAZIONE	5
5.1	<i>Descrizione generale.....</i>	<i>5</i>
5.2	<i>Importanza e classe d'uso dell'opera.....</i>	<i>5</i>
5.3	<i>Geometria.....</i>	<i>6</i>
5.4	<i>Materiali.....</i>	<i>6</i>
5.5	<i>Caratterizzazione macroscopica della struttura</i>	<i>6</i>
5.6	<i>Terreno di fondazione.....</i>	<i>7</i>
6	DATI GENERALI DI PROGETTO	8
6.1	<i>Localizzazione</i>	<i>8</i>
6.2	<i>Sisma di progetto</i>	<i>8</i>
6.3	<i>Condizioni ambientali.....</i>	<i>10</i>
6.3.1	<i>Neve</i>	<i>10</i>
1.1.1	<i>Vento</i>	<i>10</i>
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
7	PENSILINE VERDI	12
7.1	<i>Azioni di progetto</i>	<i>13</i>
7.1.1	<i>Pesi propri delle parti strutturali.....</i>	<i>13</i>
7.1.2	<i>Carichi permanenti</i>	<i>13</i>
7.1.3	<i>Sovraccarichi accidentali e azioni variabili</i>	<i>13</i>
7.1.4	<i>Neve</i>	<i>13</i>
7.1.5	<i>Vento</i>	<i>13</i>
7.1.6	<i>Azioni termiche</i>	<i>15</i>
7.1.7	<i>Sisma</i>	<i>15</i>
7.2	<i>Combinazioni di carico</i>	<i>16</i>
7.3	<i>Analisi strutturale</i>	<i>17</i>
7.4	<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>	<i>20</i>
7.5	<i>Verifiche agli Stato Limite di Esercizio</i>	<i>23</i>
7.6	<i>Verifiche connessioni</i>	<i>24</i>
7.6.1	<i>Collegamenti alla trave di piano</i>	<i>24</i>

7.6.2	Collegamenti interni.....	24
-------	---------------------------	----

8 STRUTTURE DI SUPPORTO PANNELLI FOTOVOLTAICI 25

8.1	<i>Azioni di progetto</i>	26
8.1.1	Pesi propri delle parti strutturali.....	26
8.1.2	Peso dei pannelli fotovoltaici e di impianti all'intradosso	26
8.1.3	Peso pannelli verdi	26
8.1.4	Sovraccarichi accidentali e azioni variabili	26
8.1.5	Neve	26
8.1.6	Vento	26
8.1.7	Azioni termiche	27
2.1.1	Sisma	28
8.1.8	Azioni pensiline verdi	28
8.2	<i>Combinazioni di carico</i>	29
8.3	<i>Analisi strutturale</i>	29
8.4	<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>	34
8.5	<i>Verifiche agli Stato Limite di Esercizio</i>	36
8.7	<i>Verifiche connessioni</i>	37
8.7.1	Collegamenti alla soletta dell'impalcato a quota +16.44	37
8.7.2	Collegamenti sui locali tecnici	39
8.7.3	Collegamenti interni.....	39

9 STRUTTURE DI SUPPORTO FRANGISOLE FOTOVOLTAICI..... 51

9.1	<i>Azioni di progetto</i>	52
9.1.1	Pesi propri delle parti strutturali.....	52
9.1.2	Carichi permanenti	52
9.1.3	Sovraccarichi accidentali e azioni variabili	52
9.1.4	Neve	52
9.1.5	Vento	52
9.1.6	Azioni termiche	53
9.1.7	Sisma	53
9.2	<i>Combinazioni di carico</i>	53
9.3	<i>Analisi strutturale</i>	54
9.3.1	Sollecitazioni di progetto mensola principale	54
9.3.2	Sollecitazioni di progetto diagonale	54
9.4	<i>Verifiche</i>	54
9.4.1	Resistenze di progetto mensola principale	54
9.4.2	Resistenze di progetto diagonale	54
9.5	<i>Collegamento esterno</i>	54
9.6	<i>Conclusioni</i>	55

10 STRUTTURE DI SUPPORTO PARETI VERDI 56

10.1	<i>Azioni di progetto</i>	57
10.1.1	Pesi propri delle parti strutturali.....	57

10.1.2	Carichi permanenti	57
10.1.3	Sovraccarichi accidentali e azioni variabili	57
10.1.4	Neve	57
10.1.5	Vento	57
10.1.6	Azioni termiche	58
10.1.7	Sisma	58
10.2	<i>Combinazioni di carico</i>	<i>59</i>
10.3	<i>Analisi strutturale</i>	<i>60</i>
10.4	<i>Verifiche agli Stati limite ultimi</i>	<i>63</i>
10.5	<i>Verifiche agli Stati limite di esercizio</i>	<i>65</i>
10.6	<i>Verifiche connessioni</i>	<i>66</i>
10.6.1	Collegamenti alla trave di piano	66
10.6.2	Collegamenti interni.....	66
11	INSTALLAZIONE NUOVE UTA IN COPERTURA DELL'AEROSTAZIONE	67
11.1	<i>Descrizione apparecchiature</i>	<i>67</i>
11.1.1	UTA 20.....	67
11.1.2	UTA 21.....	67
11.2	<i>Descrizione solai.....</i>	<i>67</i>
11.3	<i>Valutazione capacità resistente solaio</i>	<i>67</i>
11.4	<i>Verifica dell'installazione</i>	<i>68</i>
11.4.1	Sovraccarico solaio	68
11.4.2	Ribaltamento	68
11.4.3	Spinta Vento	68
11.5	<i>Basamento.....</i>	<i>68</i>
11.6	<i>Collegamenti.....</i>	<i>68</i>

1 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Nell'ambito del progetto di Efficientamento energetico dell'Aerostazione di Bari sono previste diverse opere la cui costruzione e installazione viene effettuata sulla base del presente progetto strutturale.

In particolare le strutture progettate e le installazioni verificate sono le seguenti:

▼ **Strutture di supporto pensiline verdi**

Le strutture in acciaio, disposte lungo i prospetti est, ovest e nord, in corrispondenza dell'impalcato di copertura a quota +15.5 m, supportano vasi ed elementi grigliati per lo sviluppo di superfici verdi orizzontali che si estendono non sino a 5.5 m dal prospetto e verticali sino ad un'altezza di 4 m dal livello dell'impalcato sottostante.

▼ **Strutture di supporto pannelli fotovoltaici**

Le strutture, 12, interamente in acciaio, aventi dimensioni in pianta 12×12 m ed altezza 6.5 m, andranno installate sul tetto dell'edificio dell'Aerostazione esistente ed avranno funzione di sostegno dei nuovi pannelli fotovoltaici e protezione delle sottostanti apparecchiature. Sui lati corrispondenti ai prospetti dell'edificio le strutture forniranno i punti di vincolo delle strutture di cui al punto precedente, , dove previste.

▼ **Strutture di supporto frangisole fotovoltaici**

Le strutture in alluminio, disposte lungo il prospetto sud in corrispondenza dell'impalcato di copertura a quota +15.5 m, supportano elementi frangisole fotovoltaici sino ad una distanza di 2.5 m dal punto di attacco.

▼ **Strutture di supporto pareti verdi**

Le strutture in acciaio, disposte lungo i prospetti fra gli impalcati a +11 m e a +6 m c.ca (con estensione sino a quota 0 m in alcuni tratti) supportano vasi ed elementi grigliati per lo sviluppo di superfici verdi verticali distanti 1.5 m c.ca dai punti di attacco sul prospetto.

▼ **Installazione nuove UTA in copertura dell'aerostazione**

Sulla copertura dell'edificio dell'aerostazione esistente verranno installate 4 nuove unità di trattamento aria. L'installazione prevede il collegamento su appositi basamenti per le UTA e la realizzazione di alcuni supporti per gli impianti.

2 NORME E ALTRI RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE

- ▼ D.M. 14 gennaio 2008: "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC);
- ▼ Circ. Min. 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
- ▼ CNR-DT 207/2008: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (di seguito Istruzioni CNR);
- ▼ Australian/New Zealand Standard: Structural design actions – part 2 – wind actions – ed. 2011 (di seguito AS/NZS 1170.2:2011).

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- ▼ Verifica della vulnerabilità sismica dell'aerostazione del luglio 2011;
- ▼ Rilievo strutturale eseguito in occasione della verifica di vulnerabilità di cui a punto precedente;
- ▼ Elaborati grafici e descrittivi di progetto.

4 METODI E STRUMENTI DI ANALISI

Lo studio delle strutture è condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. Il metodo risolutivo adottato è quello degli spostamenti.

L'analisi della struttura si basa sulla schematizzazione della stessa in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi. Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- ▼ Elemento tipo TRUSS/ASTA (biella-D2)
- ▼ Elemento tipo BEAM/TRAVE (trave-D2)
- ▼ Elemento tipo PLATE/PIASTRA (piastra-guscio-D3)
- ▼ Elemento tipo BOUNDARY (molla)
- ▼ Elemento tipo SOLAIO (macro elemento composto da più membrane)

Le sollecitazioni massime di progetto sono individuate sulla base delle disposizioni di carico più gravose e calcolate avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo degli stati limite in accordo a norme e istruzioni di riferimento indicate.

I codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e vengono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata da evidenze di affidabilità fornite dal produttore, test diretti e riscontri effettuati sui risultati specifici.

Di seguito la denominazione commerciale del software di calcolo utilizzato.

PRO_SAP build 2013.06.0163 - RY2013(b)
prodotto e distribuito da 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.
(per affidabilità <http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm>).

5 CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO DELL'AEROSTAZIONE

Di seguito una breve descrizione dell'edificio esistente interessato dalle installazioni in progetto.

L'edificio in oggetto, in quanto edificio strategico ai sensi del D.P.C.M. del 21-10-2003 "Disposizioni attuative dell'art. 2 commi 2, 3 e 4 dell' O.P.C.M. 3274/03", è stato oggetto nel 2011 di una verifica della vulnerabilità sismica.

Tale verifica si assume quale riferimento più recente e completo per le valutazioni strutturali sull'edificio in oggetto, in quanto riassume i risultati di indagini e studi volti al raggiungimento di un livello di conoscenza della costruzione massimo fra quelli previsti dalle attuali norme, LC3 .

L'ampia disponibilità di documentazione sulle strutture ha consentito di integrare, ove necessario, le informazioni contenute nella verifica di vulnerabilità sismica con indicazioni ricavate direttamente dagli elaborati progettuali originari (la cui rispondenza al costruito è confermata dal rilievo strutturale eseguito per la verifica di vulnerabilità sismica).

5.1 Descrizione generale

L'edificio dell'Aerostazione interessato dalle opere in progetto è costituito da un unico corpo avente dimensioni massime in pianta 148×84 m.

La struttura, realizzata fra il 2000 ed il 2005, è quasi interamente in calcestruzzo armato ed è costituita in larga parte da elementi prefabbricati precompressi completati o affiancati da parti gettate in opera. I lucernari in copertura sono realizzati in acciaio e risultano strutturalmente indipendenti dalle strutture di impalcato che fungono solo da appoggio.

Gli impalcati dell'edificio sono divisi in due in corrispondenza dell'allineamento 16. Il giunto, di larghezza 3 cm, consente alle due porzioni di edificio di avere deformazioni termiche e da ritiro indipendenti, mentre un sistema di accoppiamento per le azioni di breve durata (shock transmitter oleodinamici) impedisce movimenti relativi fra le due porzioni di edificio in caso di sisma.

L'edificio è composto da: piano interrato, alto circa 4 m e con estensione inferiore rispetto al piano terra (5400 m^2); piano terra di altezza 6.7 m ed estensione di 10850 m^2 ; piano intermedio in acciaio, trascurabile ai fini del presente progetto; piano primo di altezza 5.2 m ed estensione di 10850 m^2 ; piano secondo di altezza 4.8 m ed estensione di 9330 m^2 ; piano tecnico con quattro torrioni scale ed i lucernai.

5.2 Importanza e classe d'uso dell'opera

Coerentemente con quanto indicato nella verifica di vulnerabilità sismica e con la destinazione d'uso, l'opera è caratterizzata, ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto, da:

- ▼ Vita utile pari a 50 anni;
- ▼ Classe d'uso IV.
- ▼ Il periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica è dunque pari a 100 anni.

5.3 Geometria

L'organizzazione strutturale, come descritta nella relazione di verifica, è la seguente: travi, in c.a.o. o c.a.p. a T o L, disposte secondo maglie ripetute con reticolo alternato di larghezza 12 m e 4 m; pilastri a sezione circolare di diametro 80 cm, e capitelli da 140 cm; elementi di controvento costituiti dalle pareti dei vani scala e altri setti in c.a.; solai in tegoli prefabbricati, da 70 cm, e lastre, da 5 cm, entrambi completati con getto 10 cm, per campi 12 × 12 m; solai alveolari in c.a.p. di spessore 12 cm, completati da getto di 8 cm, nei campi 12 × 4 m; solette piene in c.a., di 20 cm, nei campi 4 × 4 m, ai cui vertici sono disposti i pilastri, è prevista la realizzazione di una soletta piena di spessore 20 cm; fondazioni superficiali costituite da piastre in c.a. poste a -0,8 m e -4,5 m, di spessore 75 cm incrementato a 150 cm in corrispondenza delle basi dei gruppi di quattro pilastri vicini.

i lucernai in copertura hanno struttura metallica indipendente e risultano trascurabili nelle analisi relative alle opere previste nel presente progetto.

5.4 Materiali

Le indagini sonreb, condotte con un'incidenza media di 1 ogni 4000 m², hanno evidenziato resistenze compatibili con quelle di progetto dell'opera, Rck 35 MPa.

Le indagini sulle armature hanno confermato l'utilizzo di barre ad aderenza migliorata in FeB44k, come da progetto.

I materiali assegnati, nel presente progetto, agli elementi esistenti dell'edificio, coerentemente con quanto adottato nel modello di calcolo della verifica sono:

- ▼ C20/25 per le opere di fondazione;
- ▼ C28/35 per le opere in elevazione;
- ▼ FeB44k per l'acciaio da armatura.

5.5 Caratterizzazione macroscopica della struttura

In accordo a quanto riportato nella relazione di verifica di vulnerabilità, la struttura può essere schematizzata, per la valutazione della risposta ad azioni dinamiche di tipo sismico, come una successione di piani rigidi caratterizzati dalle seguenti masse e rigidezze di piano.

Piano				Geom. Masse (CM) ¹			Geom. Rigidezze(CR)			
n.	Quota [m]	Dim. X [m]	Dim. Y [m]	Pos. X [m]	Pos. Y [m]	Massa [t]	Pos. X [m]	Pos. Y [m]	Rig. X [kN/mm]	Rig. Y [kN/mm]
1	6.5	148	84	0	4	16,212	1	5	19,755	8,117
2	11.6	148	84	1	5	13,047	2	5	22,118	7,956
3	16.4	108	60	-1	-5	7,280	3	3	15,781	7,479

¹ Masse relative alla configurazione di carico in caso di sisma: carichi permanenti caratteristici e variabili ridotti secondo categoria.

5.6 *Terreno di fondazione*

Il terreno di fondazione è costituito da rocce di buona qualità quindi la struttura non è stata e non sarà soggetta a cedimenti di rilievo ed i margini di sicurezza rispetto alla portanza limite del terreno possono ritenersi buoni.

Nella relazione geologica relativa la progetto originario sono riportati dati sufficienti a caratterizzare il terreno di fondazione, con riferimento alle NTC, come appartenente alla **categoria B**.

La conformazione plano-altimetrica dell'area implica l'appartenenza del sito di costruzione ad una **categoria topografica T1**.

6 DATI GENERALI DI PROGETTO

6.1 Localizzazione

Le strutture verranno realizzate all'interno dell'area aeroportuale dell'Aeroporto di Bari Palese di proprietà della AEROPORTI DI PUGLIA S.p.A, la cui posizione geografica è rappresentata dalle seguenti coordinate WGS84: LAT 41.14; LON 16.77.

6.2 Sisma di progetto

Estendendo quanto definito nella verifica di vulnerabilità sismica, in termini di requisiti di prestazione dichiarati come target di progettazione/verifica per la struttura dell'edificio dell'Aerostazione e indicazioni sul terreno di fondazione, si assume per tutte le opere in progetto:

- ▼ Vita utile delle opere 50 anni;
- ▼ Classe d'uso delle opere IV (periodo di riferimento per azione sismica pari a 100 anni);
- ▼ Categoria sismica del sottosuolo B;
- ▼ Categoria topografica T1.

L'azione sismica orizzontale di progetto, sulla base delle suddette ipotesi progettuali, è definita, a meno dei fattori di struttura/amplificazione caratteristici delle singole opere/installazioni dagli spettri riportati di seguito.

L'azione sismica verticale in corrispondenza del massimo dello spettro vale 0.11 g.

PARAMETRI SPETTRALI

Parametri spettrali determinati per il punto di coordinate WGS84: 16.77; 41.14 mediante interpolazione fra i parametri propri dei punti del reticolo riportati in tabella II.

Tabella I - Parametri spettrali di sito

Tr [anni]	a_g / g	F_o	$T_o^* [sec]$
30	0.03	2.39	0.22
50	0.03	2.44	0.28
72	0.04	2.48	0.32
101	0.04	2.51	0.35
140	0.05	2.46	0.40
201	0.06	2.55	0.42
475	0.08	2.64	0.52
975	0.10	2.63	0.55
2475	0.14	2.72	0.55

Tabella II - punti reticolo più prossimi al sito

ID (LON; LAT)	DIST. [m]	Δ^1
3462 (16.75; 41.19)	5583	2%
3463 (16.81; 41.19)	6353	-6%
3684 (16.74; 41.14)	1999	4%
3685 (16.81; 41.14)	3629	-5%

¹ Scostamento percentuale fra valore massimo dello spettro relativo al punto del reticolo (suolo A e tempo di ritorno 475 anni) e corrispondente valore relativo al punto dato.

CARATTERISTICHE DELL'OPERA

Vita nominale dell'opera compresa fra 50 e 100 anni.

Classe d'uso dell'opera: IV.

Periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 100 anni.

Suolo di fondazione di categoria B.

Sito di costruzione appartenente alla categoria topografica T1 (coeff. topografico pari a 1).

Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale pari al 5% (fattore di amplific. dello spettro elastico pari a 1).

Fattore di struttura pari a 1.

SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICA IN ACCELERAZIONE E DI PROGETTO

Tabella III - Parametri costruzione spettri

Stato limite	Prob. di superam.	Tr [anni]	a_g / g	F_o	$T_o^* [sec]$	S_s	C_c
SLO	8% in 100 anni	60	0.036	2.46	0.30	1200	1389
SLD	63% in 100 anni	101	0.043	2.51	0.35	1200	1355
SLV	10% in 100 anni	949	0.101	2.63	0.55	1200	1242
SLC	5% in 100 anni	1950	0.129	2.70	0.55	1200	1242

Tabella IV - Parametri caratteristici spettri

Stato limite	$a_g / g (T=0)$	$a_g / g MAX$	Tb	Tc	Td
SLO	0.043	0.106	0.14	0.42	174
SLD	0.052	0.131	0.16	0.48	177
SLVe	0.121	0.320	0.23	0.66	2.00
SLVd	"	0.320	"	"	"
SLCe	0.154	0.416	0.23	0.68	2.11
SLCd	"	0.416	"	"	"

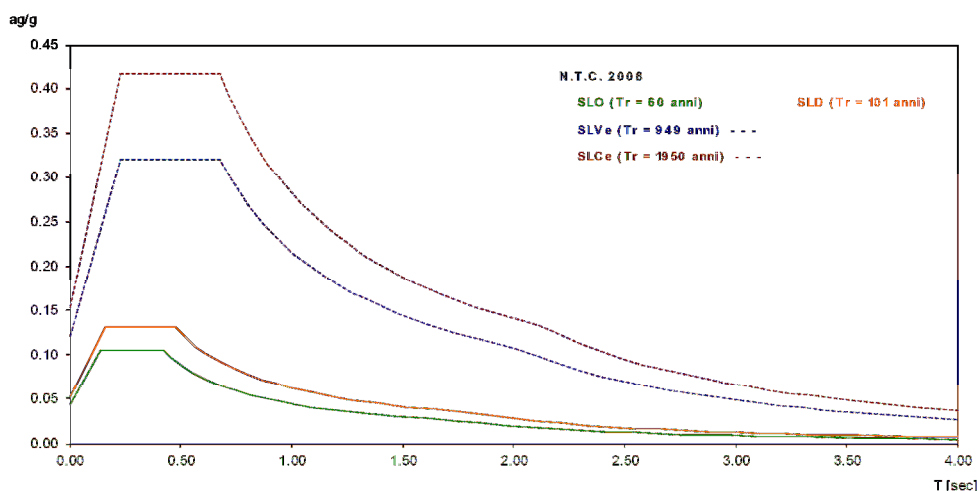


Fig. 1 Spettri elastici di riferimento per azione sismica orizzontale

6.3 Condizioni ambientali

Sulla base delle caratteristiche del sito di costruzione le azioni ambientali sono le seguenti.

6.3.1 Neve

Per la determinazione del carico da neve si è assunto:

- ▼ Zona Neve = II;
- ▼ C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1.0;
- ▼ Carico caratt. al suolo ($q_{sk} C_e$) = 1.0 kN/m²;
- ▼ Copertura con inclinazione inferiore a 30°: $\mu_1 = 0.80$.

Sulla base delle suddette assunzioni il carico da neve risulta pari a 0.8 kN/m².

1.1.1 Vento

Zona vento:	3 ($V_{b,0} = 27$ m/s; $A_0 = 500$ m; $K_a = 0.002$ 1/s)
Classe di rugosità del terreno:	D [Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati]
Categoria esposizione:	II ($K_r = 0.19$; $Z_0 = 0.05$ m; $Z_{min} = 4$ m)
Pressione cinetica di riferimento:	$q_b = 0.46$ kN/m ²

Per la determinazione del carico da vento si è assunto:

- ▼ Zona vento = 3 ($V_{b,0}=27$ m/s; $A_0=500$ m; $K_a=0.002$ 1/s)
- ▼ Classe di rugosità del terreno: D
- ▼ Categoria esposizione: tipo II ($K_r=0.19$; $Z_0=0.05$ m; $Z_{min}=4$ m)
- ▼ Velocità di riferimento = 27.0 m/s
- ▼ Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 0.46 kN/m²
- ▼ Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1.00

L'azione statica equivalente del vento, da amplificare in funzione del coefficiente di forma e dei coefficienti di esposizione, variabili in funzione della geometria in oggetto e dell'altezza di riferimento è **$q_k^0 = 0.46$ kN/m²**.

7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

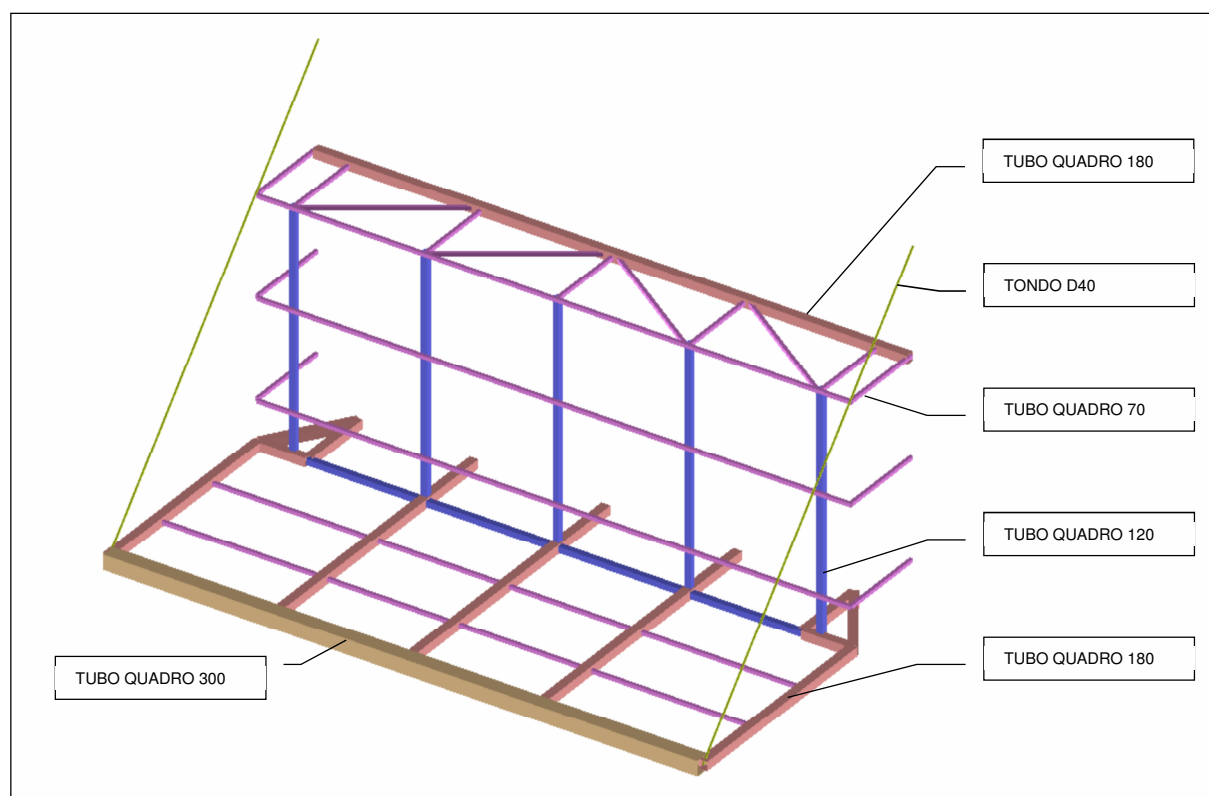
- ▼ Di seguito l'elenco dei materiali adottati in progetto:
- ▼ Acciaio da carpenteria S275
Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- ▼ Bulloneria e barre filettate
Classe 8.8
- ▼ EN AW-6060 (norma UNI EN 755-2): $f_{yk} = 100 \text{ N/mm}^2$

8 PENSILINE VERDI

Le strutture in acciaio, disposte lungo i prospetti est ed ovest in corrispondenza dell'impalcato di copertura a quota +15.5 m, supportano vasi ed elementi grigliati per lo sviluppo di superfici verdi orizzontali che si estendono non sino a 5.5 m dal prospetto e verticali sino ad un'altezza di 4 m dal livello dell'impalcato.

Lo schema strutturale prevede che la parte orizzontale venga sostenuta dagli appoggi sulla trave dell'impalcato esistente e da due tiranti ancorati sulle nuove strutture del piano di copertura. La parte verticale, i cui pesi sono sostenuti dalla parte orizzontale, è collegata, per trasmettere le sole spinte orizzontali di vento e sisma, ai pilastri delle nuove strutture del piano di copertura.

Gli elementi resistenti in acciaio sono realizzati con profili scatolari a sezione quadrata come indicato in figura.



8.1 Azioni di progetto

8.1.1 Pesi propri delle parti strutturali

Tutti i pesi relativi agli elementi in acciaio presenti nel modello di calcolo sono stati computati in automatico sulla base di un peso specifico del materiale di **78.5 kN/m³**.

8.1.2 Carichi permanenti

Il peso della vegetazione e della rete metallica è stimato in **0.2 kN/m²**.

Il peso dei vasi è stimato in **11 kN/m²**, di cui 2.5 kN/m² rappresentano il peso del contenitore e 8.5 kN/m² il peso del terreno vegetale contenuto. Il carico è applicato all'intera superficie orizzontale disponibile così da rappresentare anche il peso degli elementi di finitura esterni.

8.1.3 Sovraccarichi accidentali e azioni variabili

Non si considera sovraccarico da manutenzione (0.5 kN/m²) in quanto inferiore al sovraccarico da neve e mai simultaneo con quest'ultimo.

8.1.4 Neve

Il carico da neve, determinato nella parte generale, è pari a **0.8 kN/m²**.

8.1.5 Vento

Il valore dell'azione statica equivalente q_k^0 è definito per l'intero progetto nella parte generale della presente relazione mentre i coefficienti di forza da applicare sono definiti di seguito.

8.1.5.1 Vento perpendicolare alle superfici verticali e parallelo alle orizzontali

Il vento agente in direzione parallela al prospetto dell'edificio produce un effetto tangenziale sulla superficie piana ed una spinta sulle superfici verticali.

Le superfici piane esposte al vento sono caratterizzate (vegetazione) da spiccata irregolarità quindi si applica un coefficiente di rugosità pari a **0.04**, il maggiore fra quelli indicati dalle Istruzioni CNR in G.12. Le superfici orizzontali, superiore ed inferiore, esposte ad azione di trascinamento hanno una estensione pari a **78 m²** = 2.5 × 12 + 4 × 12

Le superfici verticali possono considerarsi caratterizzate da un coefficiente di forma pari a **0.8** ed hanno una estensione di **2.5 m²**.

L'altezza di riferimento è assunta pari a 16 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.7.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

Entrambi gli effetti sommati danno luogo ad una spinta orizzontale pari a:

$$\blacktriangledown S \rightarrow = 6.5 \text{ kN} = 0.46 \times 2.7 \times 0.04 \times 78 + 0.46 \times 2.7 \times 0.8 \times 2.5$$

L'entità dell'azione e la presenza dei consueti elementi di controventamento di piano rendono trascurabile il caso di carico.

Il vento agente in direzione perpendicolare al prospetto dell'edificio produce sollecitazioni anch'esse trascurabili negli elementi strutturali in oggetto.

8.1.5.2 Vento perpendicolare alle superfici orizzontali

Le superfici orizzontali, realizzate con grigliati metallici e riempimento a verde, costituiscono una tipologia di elemento per il quale la risposta globale è definita solo in poche normative fra le quali non figurano Eurocodici ed NTC.

In accordo alle indicazioni delle NTC, in mancanza di riferimenti nazionali ed europei, si è fatto riferimento ad un altro codice internazionale, AS/NZS 1170.2:2011. È stato verificato che l'influenza dei fattori di forza definiti sul valore di pressione di calcolo fosse equivalente a quella dei fattori di forza previsti nelle NTC.

Negli standard AS/NZS 1170.2:2011 adottati come riferimento il coefficiente di amplificazione della pressione netta (risultante pressioni e depressioni agenti sulle due facce) agente su pensiline aggettanti da edifici battute a vento perpendicolare al prospetto dell'edificio è definito secondo la tabella che segue.

Design case	h_c/h (see Note 1)	Net pressure coefficients ($C_{p,n}$)
$h_c/h < 0.5$	0.1	1.2, -0.2
	0.2	0.7, -0.3
	0.5	0.4, -0.2
$h_c/h \geq 0.5$	0.5	0.5, -0.3
	0.75	0.4, [-0.3 - 0.2(h_c/w_0)] or -1.5 (see Note 2)
	1.0	0.2, [-0.3 - 0.6(h_c/w_0)] or -1.5 (see Note 2)

NOTES:

- 1 For intermediate values of h_c/h , linear interpolations shall be used.
- 2 Whichever is the lower magnitude.

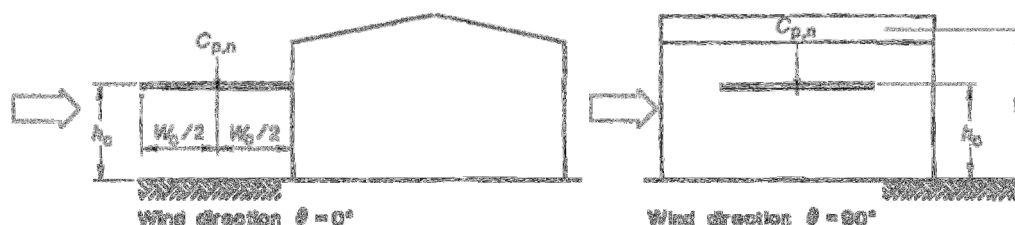


Fig. 2 [tab. D8 / fig. D6a - AS/NZS 1170.2:2011] Coefficienti di pressione netta per elementi quali quelli descritti nell'immagine in basso nel caso $\theta = 0^\circ$

Considerando che le strutture di supporto dei pannelli solari in progetto estendono il prospetto sino a + 21.5 m c.ca e che a quota + 11.5 m è presente un primo orizzontamento al di sotto della pensilina, si assume $h_c/h = 0.5$.

Nel caso di vento agente parallelamente al prospetto dell'edificio, $\theta = 90^\circ$, come definito negli standard AS/NZS 1170.2:2011, si fa riferimento al caso di pensilina isolata. Essendo questo caso presente nelle Istruzioni CNR ci si riferisce a queste ultime e precisamente al punto G.4.1.

Valori positivi	Tutti i valori di ϕ	$c_F = +0.2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = -0.5 - 1.3 \cdot \alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1.4$

Fig. 3 [tab. G.XII Istr. CNR] - Coefficiente di forza per tettoie a semplice falda (α in $^\circ$) in funzione del grado di bloccaggio ϕ (valori positivi verso il basso)

Il grado di bloccaggio è $\varphi = 0$ e l'inclinazione è $\alpha = 0^\circ$.

L'altezza di riferimento è assunta pari a 16 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.7.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

Nel caso di vento agente perpendicolarmente al prospetto dell'edificio ($\theta = 0^\circ$) la pressione equivalente da applicare alla superficie è:

$$\nabla q_k^{0^\circ} \downarrow = 0.62 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.7 \times 1 \times 0.5$$

$$\nabla q_k^{0^\circ} \uparrow = 0.37 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.7 \times 1 \times 0.3$$

Nel caso di vento agente perpendicolarmente al prospetto dell'edificio ($\theta = 90^\circ$) la pressione equivalente da applicare alla superficie è:

$$\nabla q_k^{90^\circ} \downarrow = 0.62 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.7 \times 1 \times 0.5$$

$$\nabla q_k^{90^\circ} \uparrow = 0.25 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.7 \times 1 \times 0.2$$

Per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali si fa riferimento alle azioni più gravose:

$$\nabla q_k \downarrow = 0.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\nabla q_k \uparrow = 0.37 \text{ kN/m}^2$$

8.1.6 Azioni termiche

La variazione termica dal montaggio secondo la tab. 3.5.II delle NTC è pari a $\pm 25^\circ \text{ C}$.

La geometria della struttura consente deformazioni libere agli elementi di maggior lunghezza rendendo trascurabili gli effetti delle variazioni termiche.

8.1.7 Sisma

La struttura in oggetto si configura come un elemento strutturale "secondario" quindi viene trattata secondo quanto previsto al punto 7.2.3 delle NTC.

La spinta sismica equivalente da applicare alla massa dell'elemento è quindi:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

Il valore di accelerazione al suolo da considerare per le verifiche allo SLV ($\alpha \cdot S$) è, come definito nella parte generale della presente relazione, pari a **0.12 g**.

Per la determinazione dell'azione sismica sul traliccio in oggetto si considera:

- periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale (T_a) pari a 0.01 sec;
- periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (T_1) pari a 0.3 sec;
- quota elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (Z) pari a 16 m;
- altezza dell'edificio (H) pari a 16 m;
- fattore di struttura dell'elemento secondario pari a 1.

L'azione sismica in termini di accelerazione orizzontale da applicare alle masse costituenti la struttura risulta:

$$\nabla F_a / W_a = 0.3 = 0.12 \times 2.5 / 1$$

Sulla base della geometria delle masse e degli elementi di vincolo del sistema il sisma agente in direzione parallela al prospetto dell'edificio è da ritenersi trascurabile.

Il sisma in direzione perpendicolare al prospetto genera una spinta pari alla massa dei vasi, applicata ai vincoli verticali, e dell'intera struttura. L'azione sugli elementi di "ritegno", considerando una massa lineare dei vasi pari a 1100 kg/m, è pari a:

$$\blacktriangledown Fa = 3.3 \text{ kN/m} = 1100 \times 0.3 \times 9.81$$

La massa del sistema in condizioni sismiche è pari alla massa dei vasi (1100 kg/m), degli elementi strutturali (250 kg/m) e dei pannelli con vegetazione (150 kg/m).

La spinta sismica per metro lineare di connessione all'edificio è quindi:

$$\blacktriangledown Fa = 4.4 \text{ kN/m} = 1500 \times 0.3 \times 9.81$$

L'azione sismica diretta verso l'interno dell'edificio è trascurabile per le caratteristiche del vincolo e dell'impalcato dell'edificio.

L'azione sismica verticale diretta verso il basso risulta trascurabile in quanto inferiore ai valori di carico allo stato limite ultimo, quella diretta verso l'alto è trascurabile essendo inferiore all'azione del vento. L'azione sismica, considerando una massa di 18000 kg su 72 m², vale infatti:

$$\blacktriangledown fv \uparrow = 0.27 \text{ kN/m}^2 = 18000 / 72 \times 0.11 \times 9.81$$

8.2 Combinazioni di carico

SLU1 PP+Q+V↓ (max soll. vert. per verif. di resistenza)	1.3·G1 + 1.5·G2 + 1.5·Q_{neve} + 1.5·0.6·V↓;
SLU2 PP+Q+V↑ (min soll. vert. per verif. di resistenza)	1.0·G1 + 1.0·G2 + 1.5·V↑;
SLVx PP+E ^{+x} (sisma per verif. di resist.)	1.0·G1 + 1.0·G2 + 1.0·E^{+x} + 0.3·E^{+y};
SLVy PP+E ^{+x} (sisma per verif. di resist.)	1.0·G1 + 1.0·G2 + 0.3·E^{+x} + 1.0·E^{+y};
SLErV PP+Q+V↓ (def. per verifiche def.)	1.0·G1 + 1.0·G2 + 1.0·Q_{neve} + 0.6·V↓;
SLErHx PP+Q+Vx (def. per verifiche def.)	1.0·G1 + 1.0·G2 + 1.0·Vx + 0.6·Vy;
SLErHy PP+Q+Vy (def. per verifiche def.)	1.0·G1 + 1.0·G2 + 0.6·Vx + 1.0·Vy.

8.3 *Analisi strutturale*

Di seguito alcune immagini riepilogative dell'analisi svolta e dei risultati ottenuti.

Il modello ad elementi finiti è stato realizzato imponendo vincoli interni ed esterni in accordo a quanto previsto negli esecutivi di progetto.

I carichi, la cui quantificazione è descritta in precedenza sono stati applicati e combinati in modo da massimizzare le sollecitazioni.

Gli involuپی delle sollecitazioni ottenute dalla risoluzione del modello sono stati adottati quali carichi di progetto per gli elementi.

Le deformazioni, sono state confrontate con quelle ammissibili.

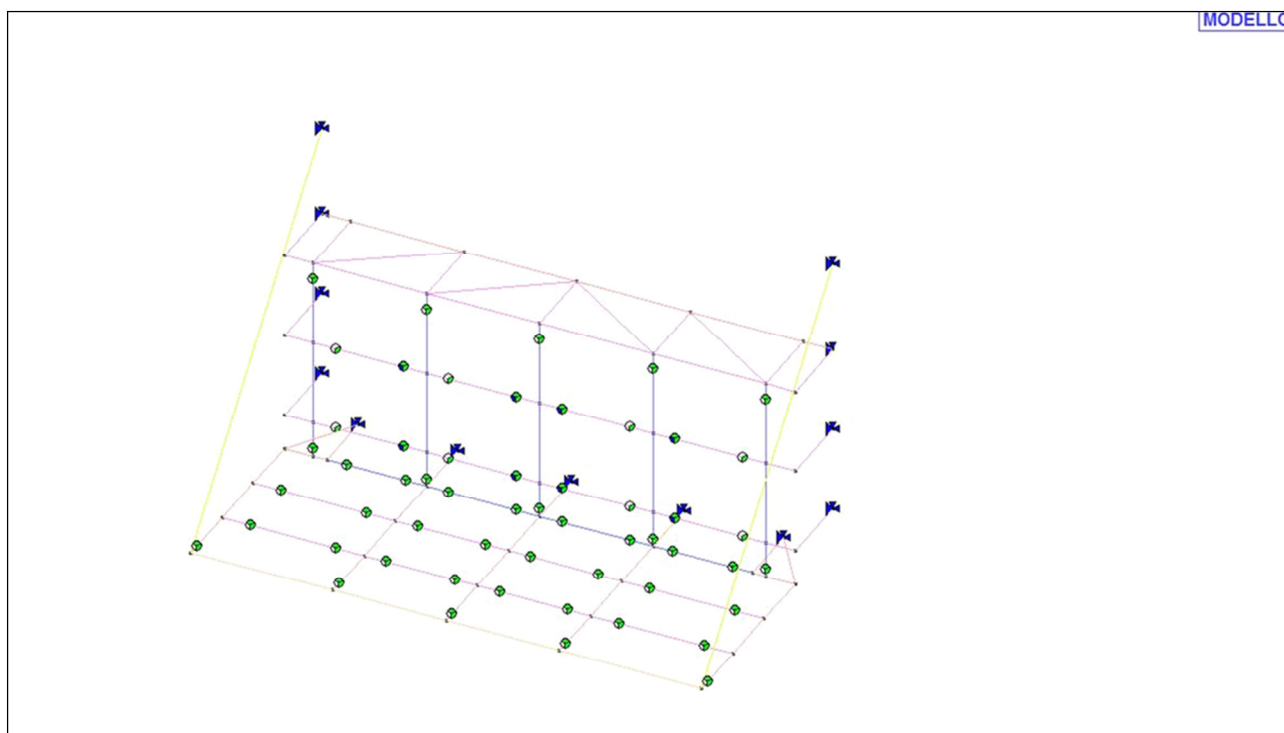


Fig. 4 Shema struttura 3D con vincoli esterni e interni

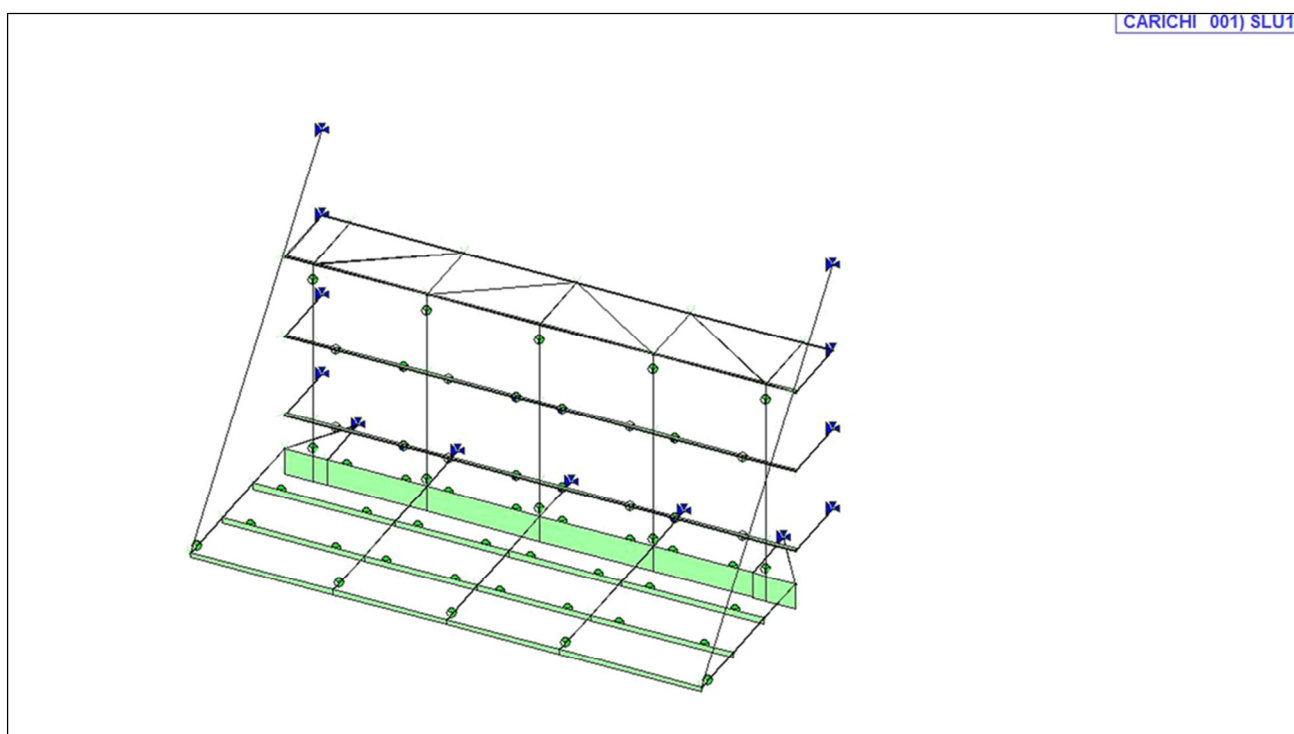


Fig. 5 Carichi applicati nella combinazione di massimo carico verso il basso

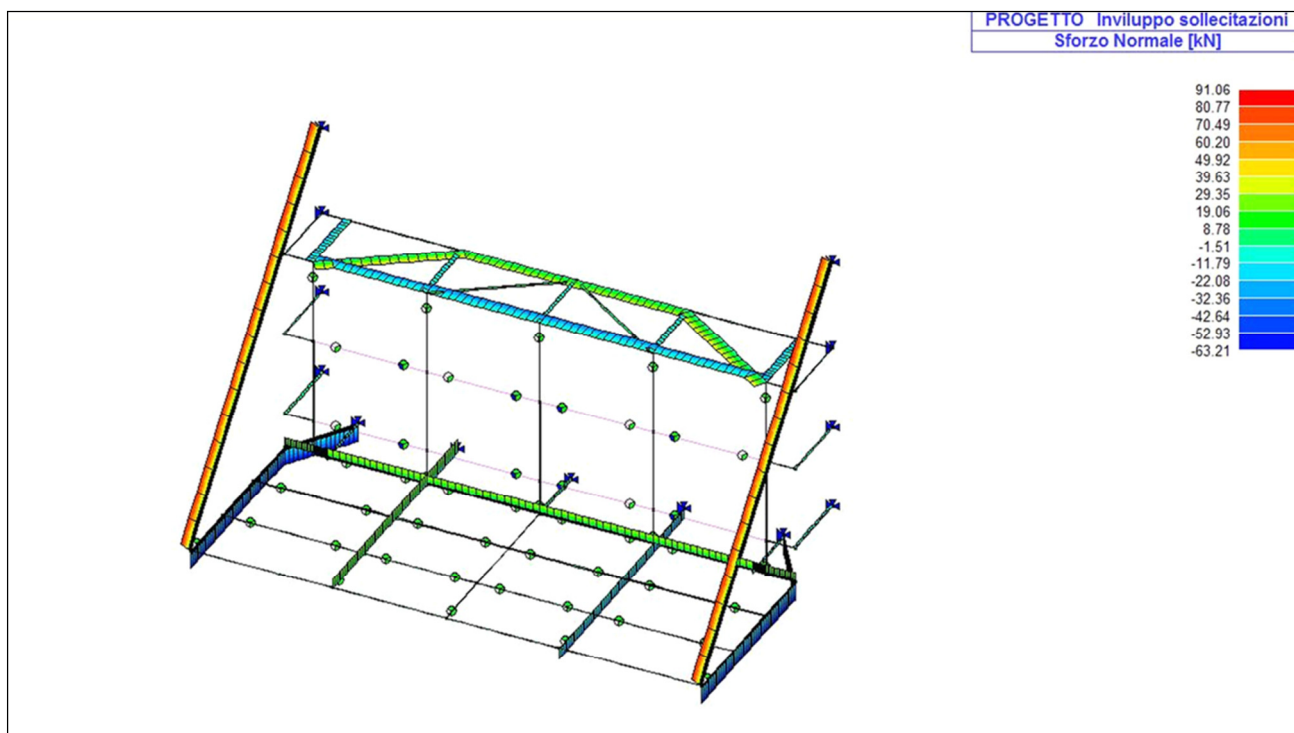


Fig. 6 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Sforzo normale

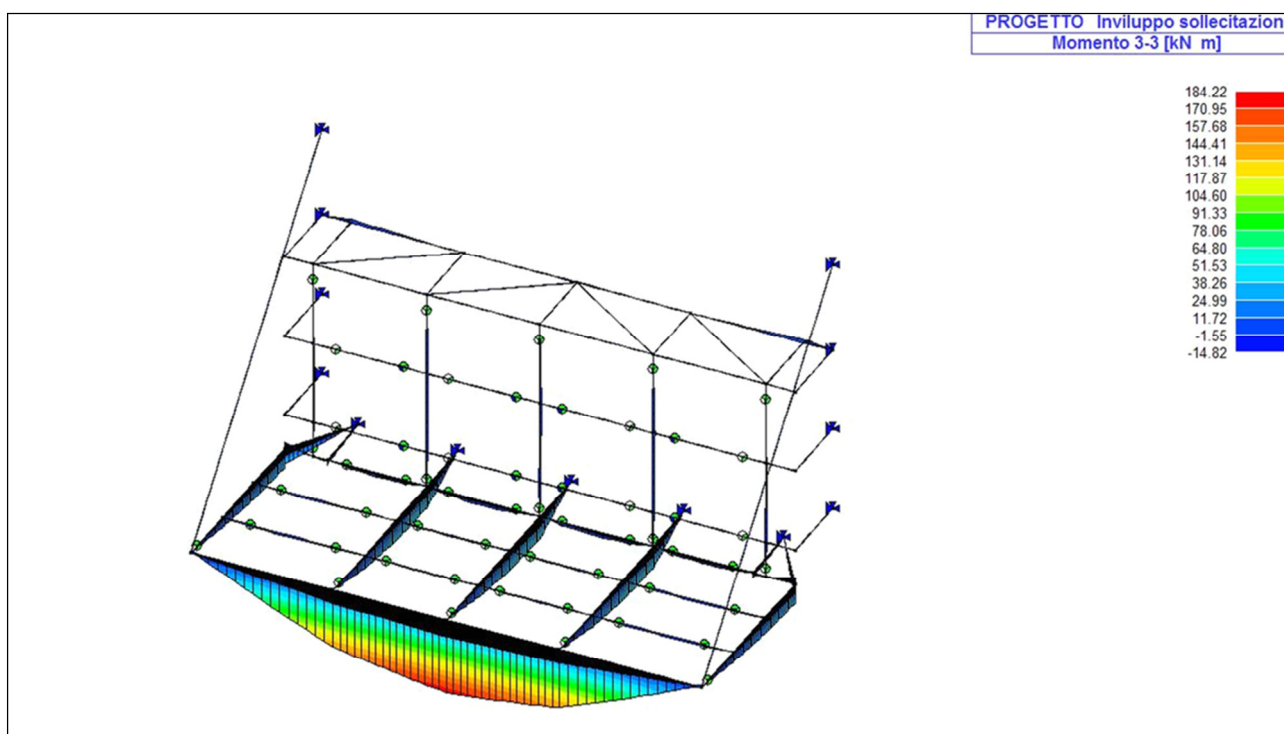


Fig. 7 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Momento flettente

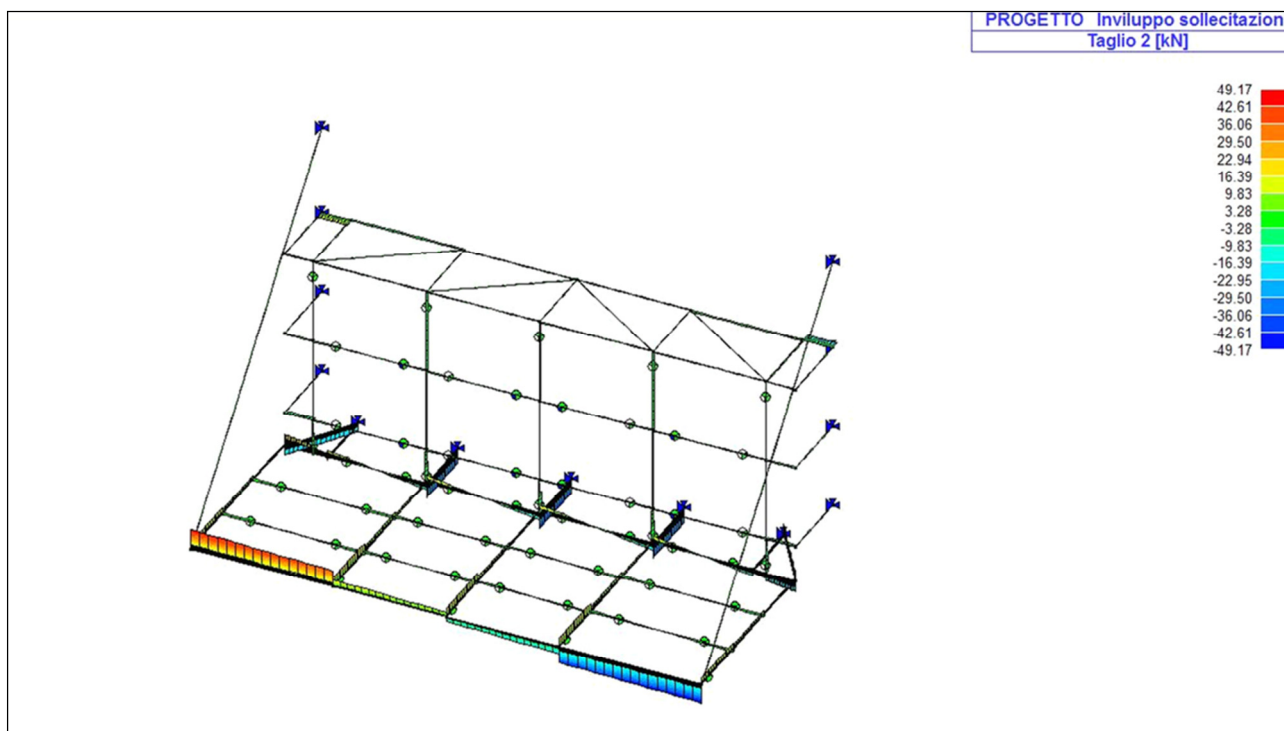


Fig. 8 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Taglio

8.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Tutte le verifiche condotte hanno avuto esito positivo, come si evince dai diversi rapporti fra sollecitazione di progetto e resistente.

Le deformazioni teoriche riscontrate sono da ritenersi adeguate a garantire le prestazioni estetiche e funzionali dell'opera.

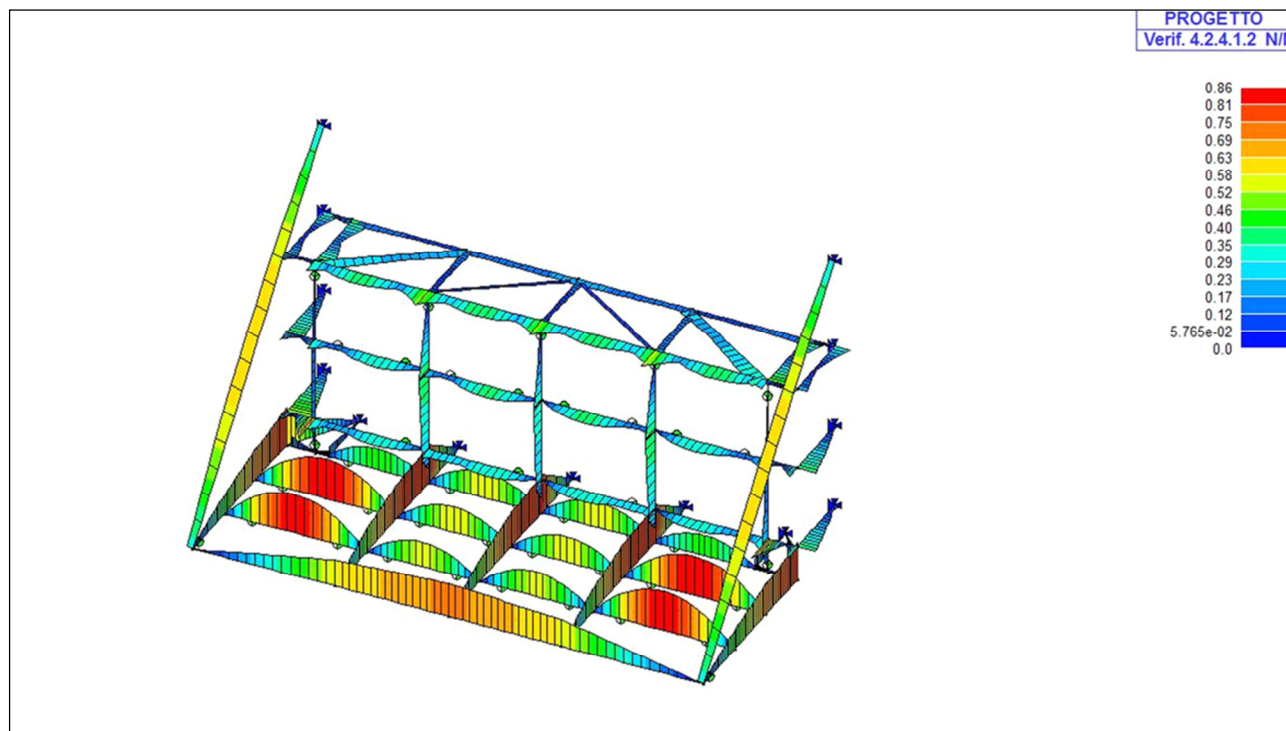


Fig. 9 Risultati delle verifiche di resistenza N/M

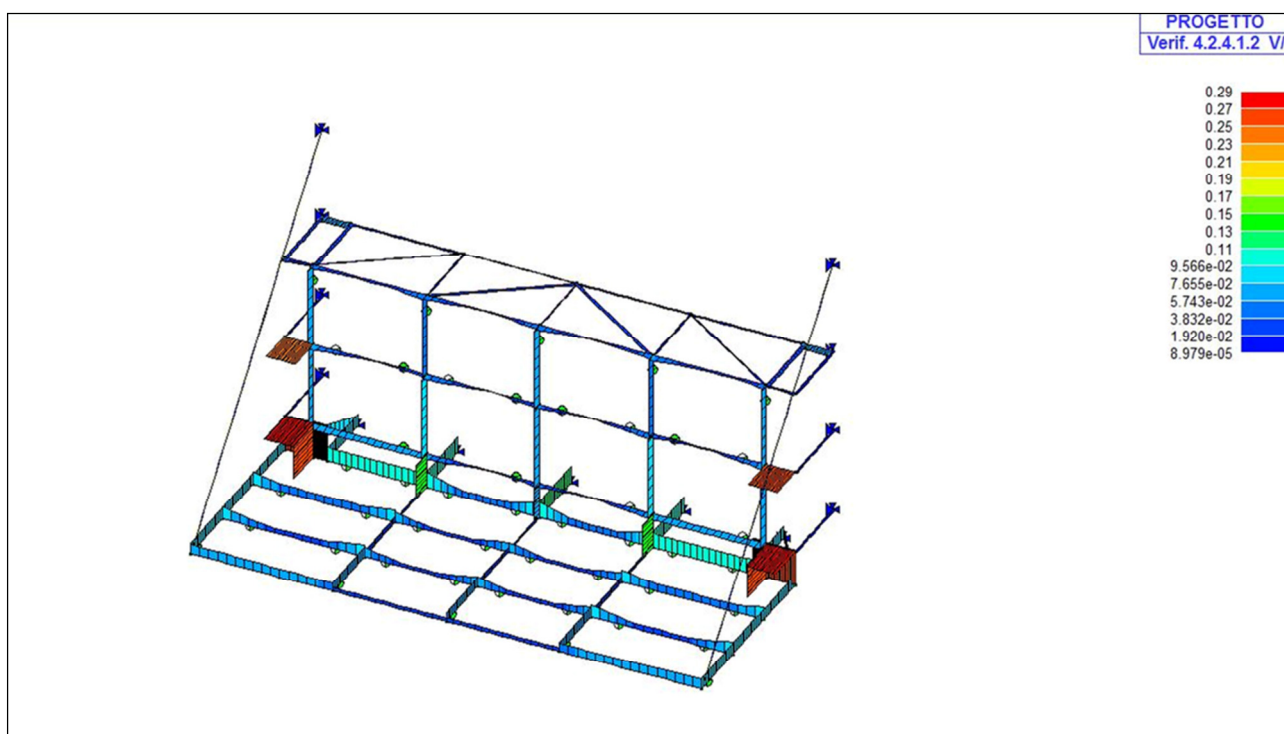


Fig. 10 Risultati delle verifiche di resistenza V/T

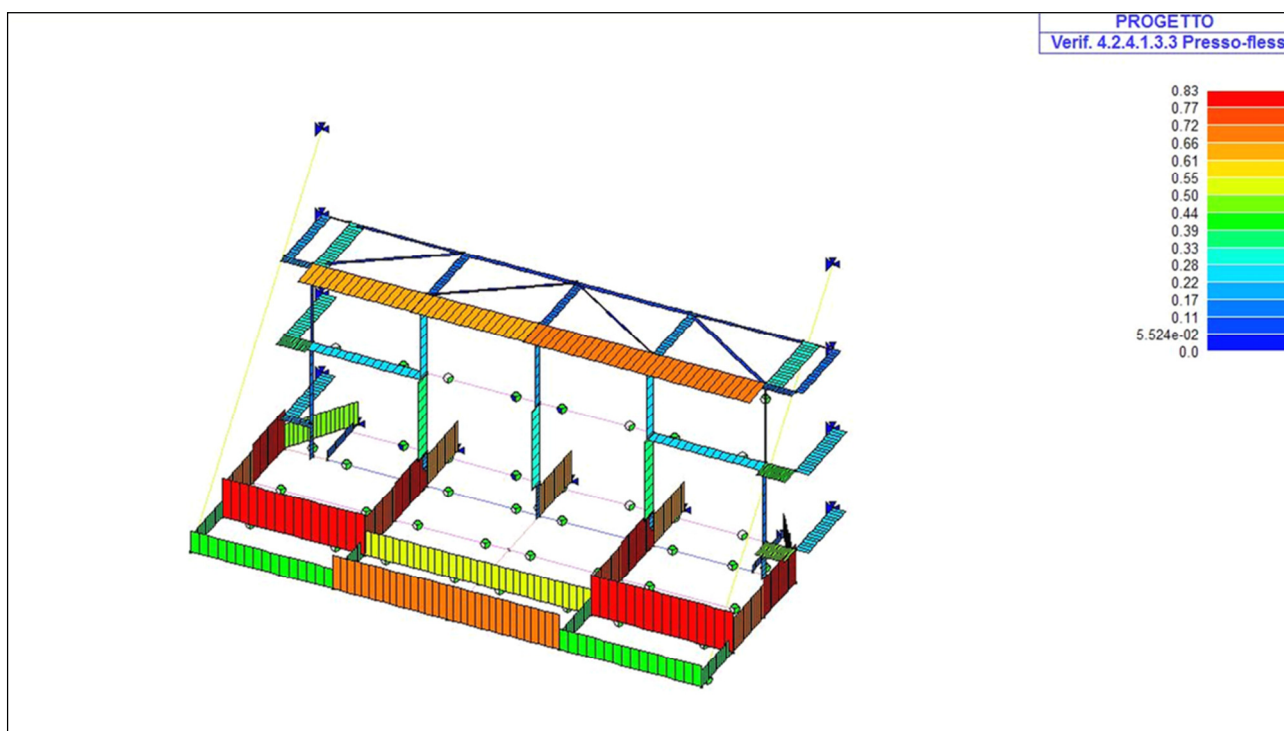


Fig. 11 Risultati delle verifiche di resistenza Pressoflessione

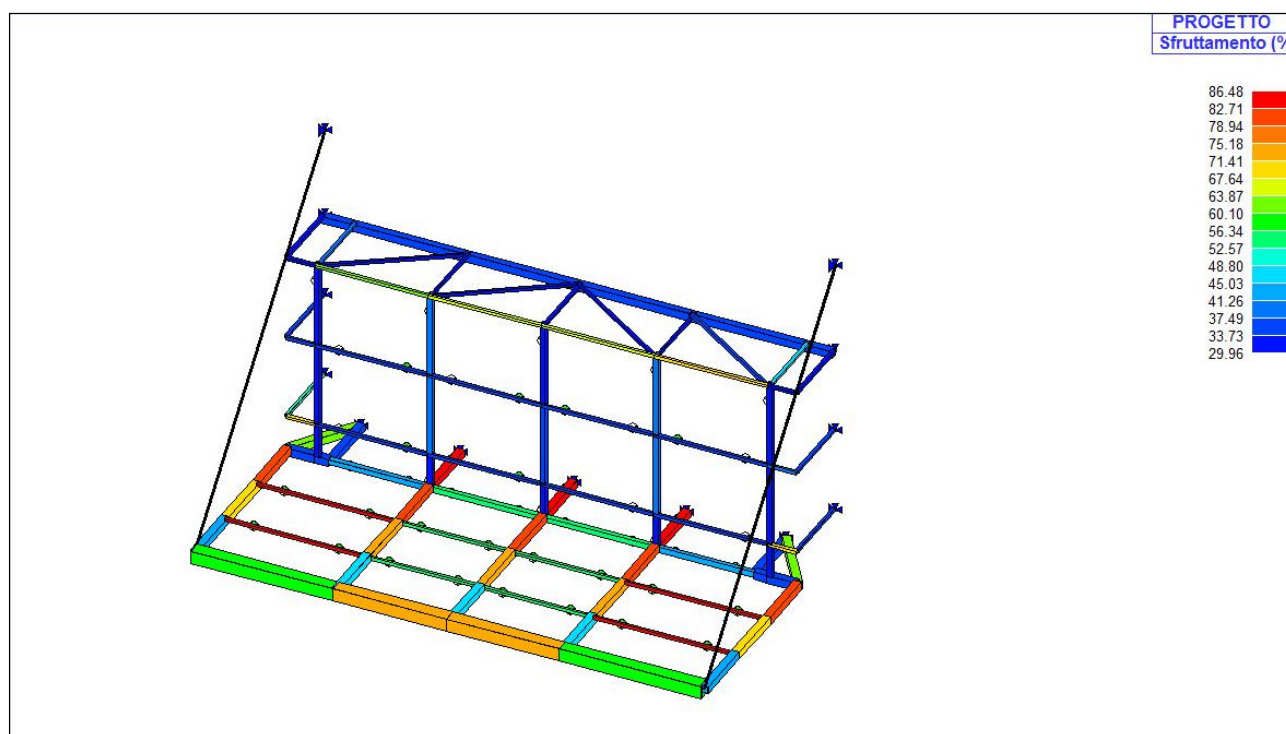


Fig. 12 Percentuale di sfruttamento della sezione

8.5 Verifiche agli Stato Limite di Esercizio

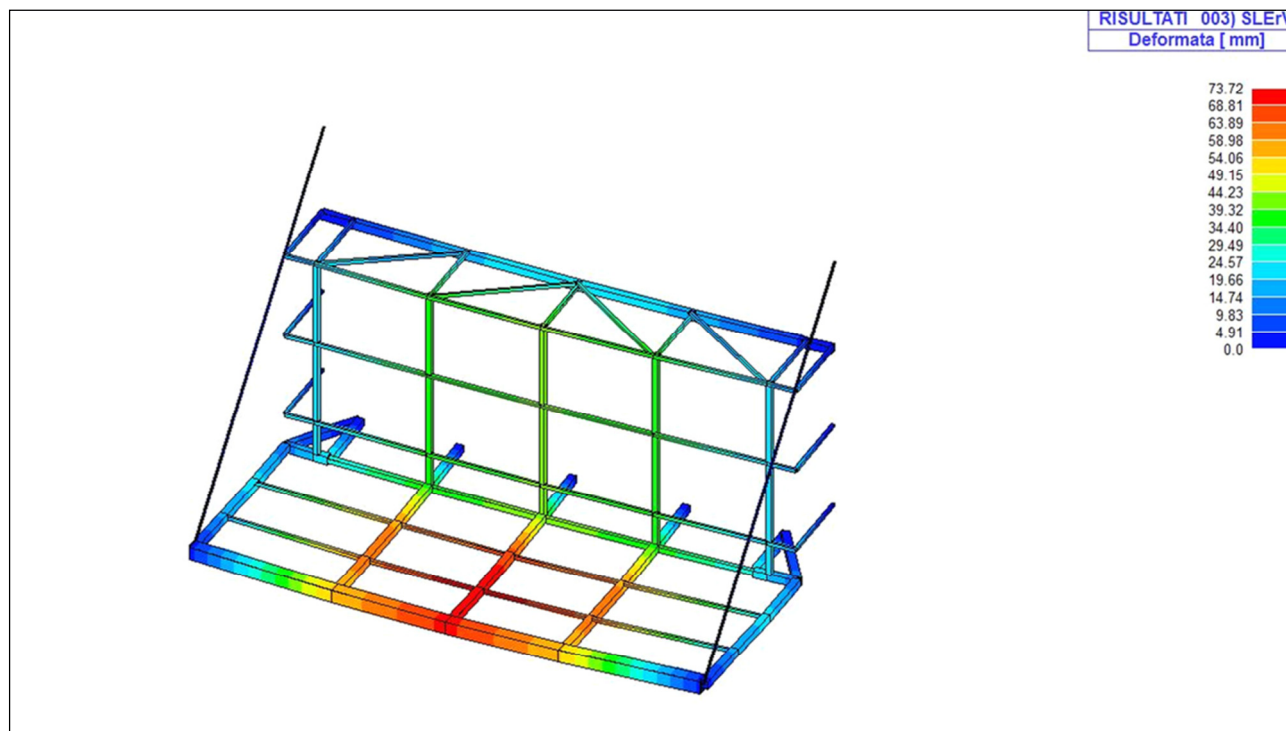


Fig. 13 Deformata verticale in corrispondenza della combinazione SLE rara

8.6 Verifiche connessioni

La trasmissione delle reazioni di vincolo all'esterno è operata da collegamenti per i quali la corrispondente sollecitazione limite è superiore a quella trasmessa.

8.6.1 Collegamenti alla trave di piano

I collegamenti sono realizzati con 4 ancoranti meccanici ad espansione M12X120 inseriti nel fianco della trave in c.a.p.

Il singolo collegamento è in grado di garantire, con i 4 tasselli nel loro insieme (tenuto conto dei fattori di riduzione della resistenza per interazione) le seguenti sollecitazioni massime:

- ▼ Trazione: 60kN
- ▼ Taglio: 60kN

Le massime azioni calcolate sono:

- ▼ Trazione: 25kN
- ▼ Tagio: 45kN.

Gli elementi riceventi sono travi in c.a.p. di grandi dimensioni (100X50 cm c.ca). Verificato il buono stato degli elementi si ritiene superflua ogni ulteriore verifica potendo ritenere le sollecitazioni trasmesse trascurabili rispetto alle sollecitazioni attuali e limite dell'elemento.

8.6.2 Collegamenti interni

Tutti i nodi interni trasmettono essenzialmente le sollecitazioni attraverso il taglio applicato ai bulloni di collegamento e le saldature di continuità o delle flange.

I criteri di scelta delle geometrie sono tali da disporre sempre di saldature in grado di ripristinare la resistenza dei due elementi connessi e di un adeguato numero di bulloni rispetto al minimo necessario.

Il numero dei bulloni per i diversi accoppiamenti è definito in funzione dell'azione trasmessa considerando come riferimento per ciascun bullone la resistenza limite di un singolo M12 su flangia di 5 mm di spessore, quale esposta di seguito.

Resistenza a trazione dei bulloni	$F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	48858.1 N
Resistenza a punzonamento flangia	$B_{pf,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	61600.4 N
Bull.	$F_{f,Rd} [N]$ $F_{t,Rd} [N]$	
1	6921.8 6921.8	

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia
 $F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni	$F_{vb,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	32572.0 N
Bull.	$F_{bf,x,Rd} [N]$ $F_{v,x,Rd} [N]$ $F_{bf,y,Rd} [N]$ $F_{v,y,Rd} [N]$	
1	13705.0 13705.0 13705.0 13705.0	

Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x
 $F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x
 $F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y
 $F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

9 STRUTTURE DI SUPPORTO PANNELLI FOTOVOLTAICI

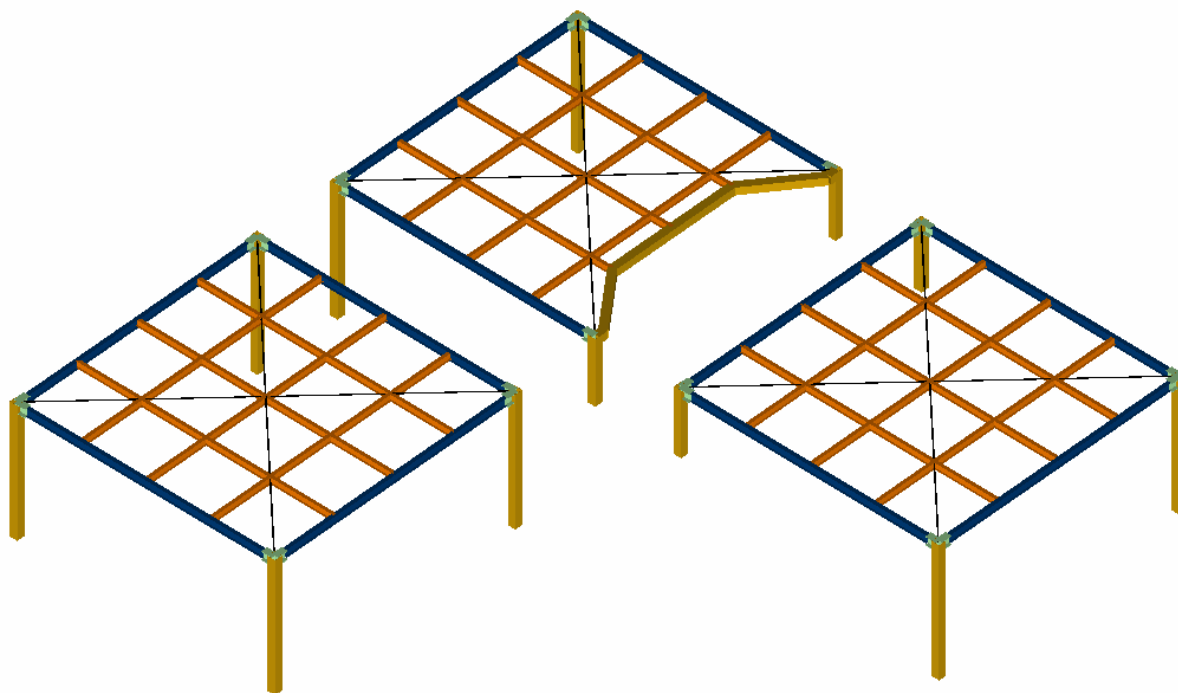
Le strutture, 12, interamente in acciaio, aventi dimensioni in pianta 12×12 m ed altezza 6 m, andranno installate sul tetto dell'edificio dell'Aerostazione esistente ed avranno funzione di sostegno dei nuovi pannelli fotovoltaici e protezione delle sottostanti apparecchiature.

Sui lati corrispondenti ai prospetti est ed ovest dell'edificio le strutture forniranno i punti di vincolo dei tiranti delle pensiline di cui al punto precedente.

Le 12 strutture, concettualmente identiche fra loro, per ciò che concerne i carichi verticali e gli elementi strutturali orizzontali, differiscono per la presenza di pensiline verdi e/o chiusure verticali sui lati e per la presenza, in corrispondenza dei vani scala / locali tecnici, di pilastri di altezza ridotta ed in alcuni casi di travi ad asse non rettilineo inserite per la presenza di interferenze non rimovibili.

In particolare i gruppi di strutture analoghe sono:

- Gruppo 1 formato da 6 strutture con due dei quattro pilastri collegati ai vani scala e pensilina verde su un lato;
- Gruppo 2 formato da 4 strutture con quattro pilastri uguali, nessuna chiusura verticale e pensilina su un lato.
- Gruppo 3 formato da 2 strutture analoghe a quelle del gruppo 1 ma con una trave di bordo modificata.



9.1 Azioni di progetto

9.1.1 Pesi propri delle parti strutturali

Tutti i pesi relativi agli elementi in acciaio presenti nel modello di calcolo sono stati computati in automatico sulla base di un peso specifico del materiale di **78.5 kN/m³**.

9.1.2 Peso dei pannelli fotovoltaici e di impianti all'intradosso

Il peso dei pannelli fotovoltaici, compresa l'orditura per l'installazione, è pari a 0.2 kN/m².

Il peso di eventuali impianti appesi all'intradosso dell'impalcato è stimato in 0.3 kN/m².

Il carico non strutturale permanentemente portato è considerato pari a **0.5 kN/m²**.

9.1.3 Peso pannelli verdi

Il peso della vegetazione e della rete metallica è stimato in **0.2 kN/m²**.

9.1.4 Sovraccarichi accidentali e azioni variabili

Non si considera sovraccarico da manutenzione (0.5 kN/m²) in quanto inferiore al sovraccarico da neve e mai simultaneo con quest'ultimo.

9.1.5 Neve

Il carico da neve, determinato nella parte generale, è pari a **0.8 kN/m²**.

9.1.6 Vento

Il valore dell'azione statica equivalente q_k^0 è definito per l'intero progetto nella parte generale della presente relazione mentre i coefficienti di forza da applicare sono definiti di seguito.

9.1.6.1 Vento perpendicolare alla chiusura orizzontale

Le strutture in oggetto presentano almeno tre lati aperti ed uno chiuso per 2/3 circa dell'altezza.

Coerentemente con quanto indicato nelle Istruzioni CNR al punto G.4.1, essendo presenti almeno due pareti con percentuale di aperture superiore al 30%, si applicano le prescrizioni riportate, per le tettoie, nel paragrafo G.6 dello stesso documento.

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

Fig. 14 [tab. G.XII Istr. CNR] - Coefficiente di forza per tettoie a semplice falda (α in °) in funzione del grado di bloccaggio φ (valori positivi verso il basso)

Tenendo conto degli ingombri esistenti ed in progetto al di sotto di queste strutture, si assume un grado di bloccaggio pari ad 1.

Si considera una inclinazione pari a 1°.

L'altezza di riferimento è assunta pari a 20 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.8.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

La pressione equivalente da applicare alla superficie lorda è:

$$\blacktriangledown q_k^C \downarrow = 0.35 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.8 \times 1 \times 0.25$$

$$\blacktriangledown q_k^C \uparrow = 1.80 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.8 \times 1 \times 1.4$$

9.1.6.2 Vento perpendicolare alle chiusure verticali

Le chiusure verticali sono realizzate con grigliati metallici e riempimento a verde per non più dell'80% della superficie.

Assumendo una percentuale di vuoti superiore al 20%, coerentemente con quanto indicato nelle Istruzioni CNR al punto G.5, si applicano le prescrizioni riportate, per le strutture reticolari, nel paragrafo G.9 dello stesso documento.

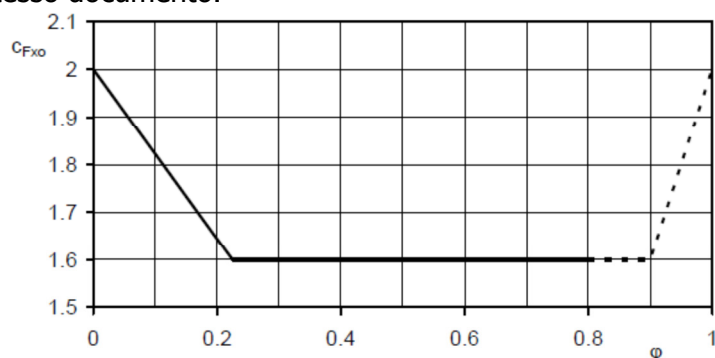


Fig. 15 [fig. G.39 Istr. CNR] - Coefficiente di forza per travi reticolari piane con elementi a spigoli vivi (da applicare all'area netta)

L'altezza di riferimento è assunta pari a 20 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.8.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

La pressione equivalente da applicare alla superficie lorda è:

$$\nabla q_k^p = 1.65 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.8 \times 1 \times 1.6 \times 0.8$$

9.1.6.3 Vento parallelo alle superfici orizzontali

Il vento agente produce un effetto tangenziale sulla superficie piana ed una spinta sulle superfici verticali.

Le superfici piane esposte al vento sono caratterizzate da ridotta irregolarità quindi si applica un coefficiente di rugosità pari a **0.01**, scelto fra quelli indicati dalle Istruzioni CNR in G.12. La superficie orizzontale superiore, esposta ad azione di trascinamento ha estensione pari a **144 m²**.

Le superfici verticali possono considerarsi caratterizzate da un coefficiente di forma pari a **0.8** ed hanno una estensione di **4.0 m²**.

L'altezza di riferimento è assunta pari a 16 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.8.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

Entrambi gli effetti sommati danno luogo ad una spinta orizzontale pari a:

$$\nabla S \rightarrow = 6.0 \text{ kN} = 0.46 \times 2.8 \times 0.01 \times 144 + 0.46 \times 2.8 \times 0.8 \times 4.0$$

9.1.7 Azioni termiche

La variazione termica dal montaggio secondo la tab. 3.5.II delle NTC è pari a $\pm 25^\circ \text{C}$.

La geometria della struttura consente deformazioni libere agli elementi di maggior lunghezza rendendo trascurabili gli effetti delle variazioni termiche.

1.1.2 Sisma

La struttura in oggetto si configura come un elemento strutturale "secondario" quindi viene trattata secondo quanto previsto al punto 7.2.3 delle NTC.

La spinta sismica equivalente da applicare alla massa dell'elemento è quindi:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

Il valore di accelerazione al suolo da considerare per le verifiche allo SLV ($\alpha \cdot S$) è, come definito nella parte generale della presente relazione, pari a **0.12 g**.

Per la determinazione dell'azione sismica sul traliccio in oggetto si considera:

- periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale (T_a) pari a 0.8 sec;
- periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (T_1) pari a 0.3 sec;
- quota elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (Z) pari a 20 m;
- altezza dell'edificio (H) pari a 16 m;
- fattore di struttura dell'elemento secondario pari a 2.

L'azione sismica in termini di accelerazione orizzontale da applicare alle masse costituenti la struttura risulta:

▼ $F_a / W_a = 0.08 = 0.12 \times 1.3 / 2$

La massa sismica dell'impalcato in acciaio è di circa 9000 kg, ne segue una forza sismica orizzontale per ciascuna direzione considerata pari a:

▼ $F_a = 7.1 \text{ kN} = 9000 \times 0.08 \times 9.81$

L'azione sismica risulta meno gravosa dell'azione del vento la cui sola spinta in corrispondenza del piano di copertura è pari a 6 kN (equivalenti a 9 kN allo SLU, stato limite analogo a quello sismico).

9.1.8 Azioni pensiline verdi

Le pensiline verdi, progettate separatamente, trasmettono alle strutture di supporto dei pannelli fotovoltaici le sollecitazioni trasmesse dai tiranti e dagli appoggi della parete verde.

I tiranti in oggetto hanno un'inclinazione sull'orizzontale di circa 50° e trasmettono un'azione assiale variabile fra 25 kN e 90 kN.

Le azioni di progetto (SLU) considerate agenti nei punti di attacco di ciascun tirante sulla struttura sono:

- ▼ $F_H^{SLU} = 60 \text{ kN}$ (verso uscente rispetto al prospetto);
- ▼ $F_V^{SLU} = 70 \text{ kN}$ (verso il basso).

Dagli elementi di connessione fra parete verde e pilastri viene trasmesso a ciascun pilastro un carico pari a 25 kN.

9.2 Combinazioni di carico

SLU1 PP+Q+V _↓ +V ^X (max soll. az. vert.)	$1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_{neve} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (V_{\downarrow} + V^X);$
SLU2 PP+Q+V _↓ +V ^X (max soll. az. orizz.)	$1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot (V_{\downarrow} + V^X) + 1.5 \cdot 0.5 \cdot Q_{neve};$
SLU3 PP+Q+V _↑ +V ^X (min soll. az. vert. e or.)	$1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.5 \cdot (V_{\uparrow} + V^X);$
SLU4 PP+Q+V _↓ -V ^X +F (max soll. az. pensilina)	$1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_{neve} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (V_{\downarrow} - V^X) + F^{SLU};$
SLErV PP+Q+V _↓ +V ^X (max def. az. vert.)	$1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.0 \cdot Q_{neve} + 0.6 \cdot (V_{\downarrow} + V^X);$
SLErHx PP+Q+V _↓ +V ^X +V ^Y (max def. az. orizz.)	$1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.0 \cdot (V_{\downarrow} + V^X) + 0.5 \cdot Q_{neve};$
SLErVup PP+Q+V _↑ +V ^X +V ^Y (min def. az. vert. e or.)	$1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.0 \cdot (V_{\uparrow} + V^X);$

9.3 Analisi strutturale

L'analisi strutturale e la conseguente progettazione degli elementi sono condotte su un modello che, trascurata la pendenza di falda, rappresenta per simmetria le diverse combinazioni possibili, nel gruppo, fra posizioni dei pilastri corti e posizione collegamenti a pensiline verdi.

I tre gruppi sono stati studiati nel medesimo modello per praticità ed omogeneità di calcolo.

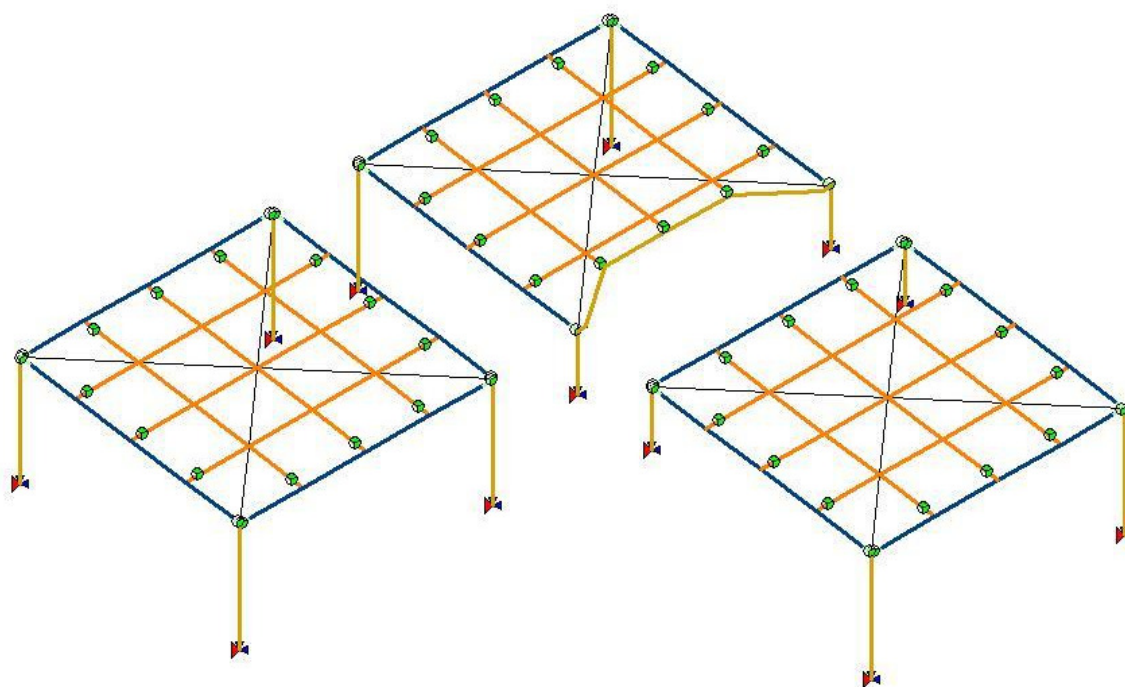


Fig. 16 Schema strutture 3D con vincoli esterni e interni

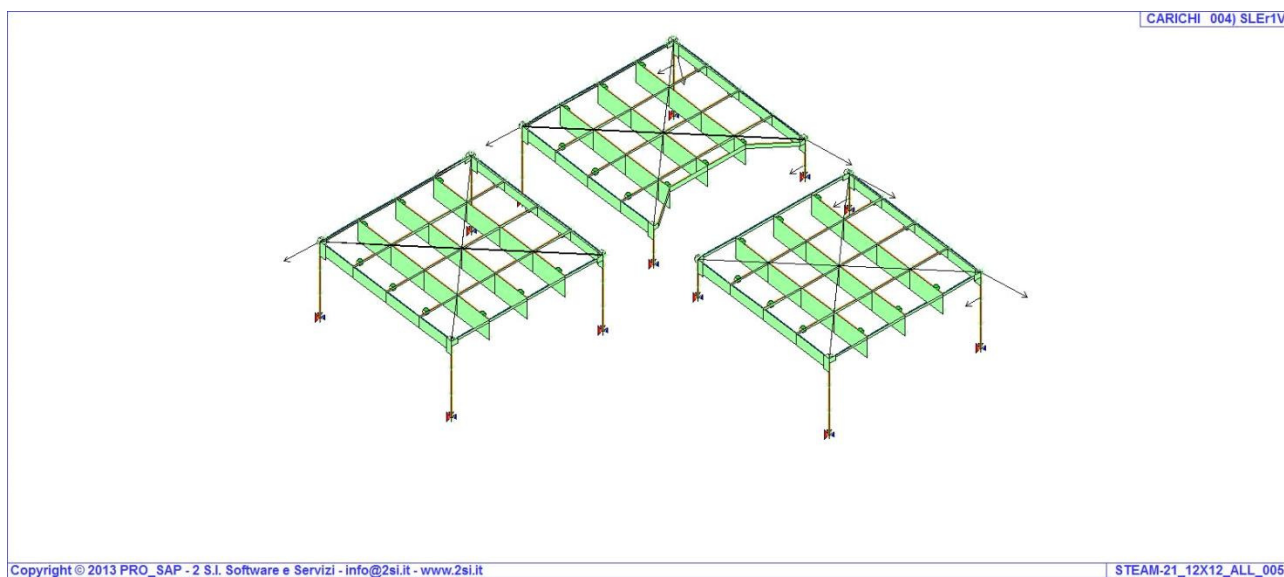


Fig. 17 Carichi applicati nella combinazione di massimo carico verso il basso

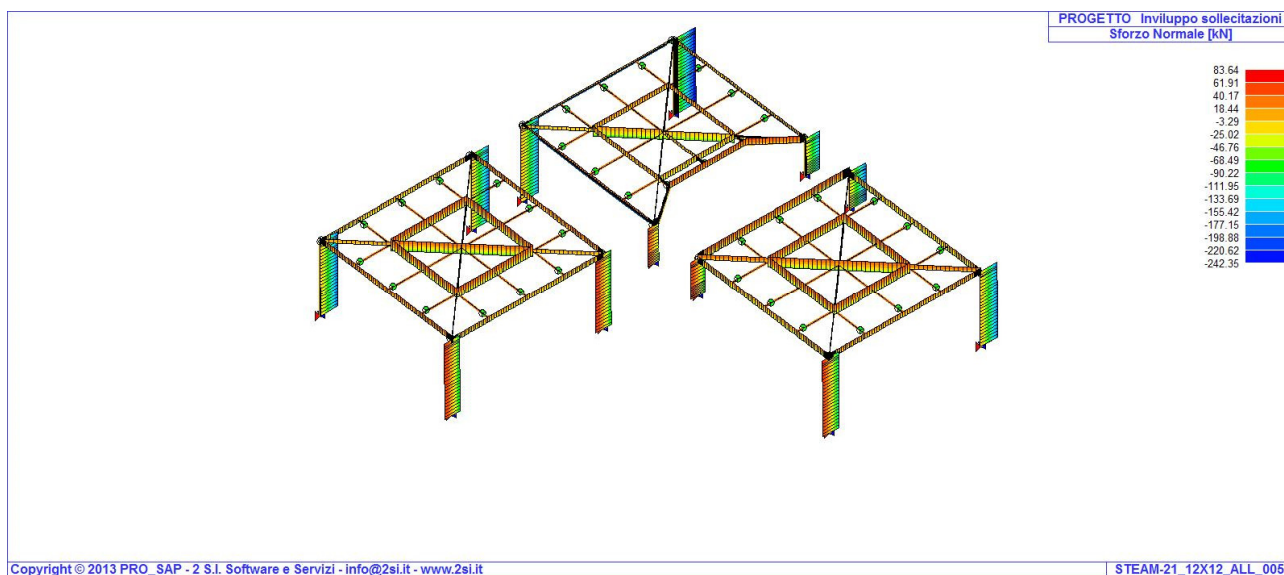


Fig. 18 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Sforzo normale

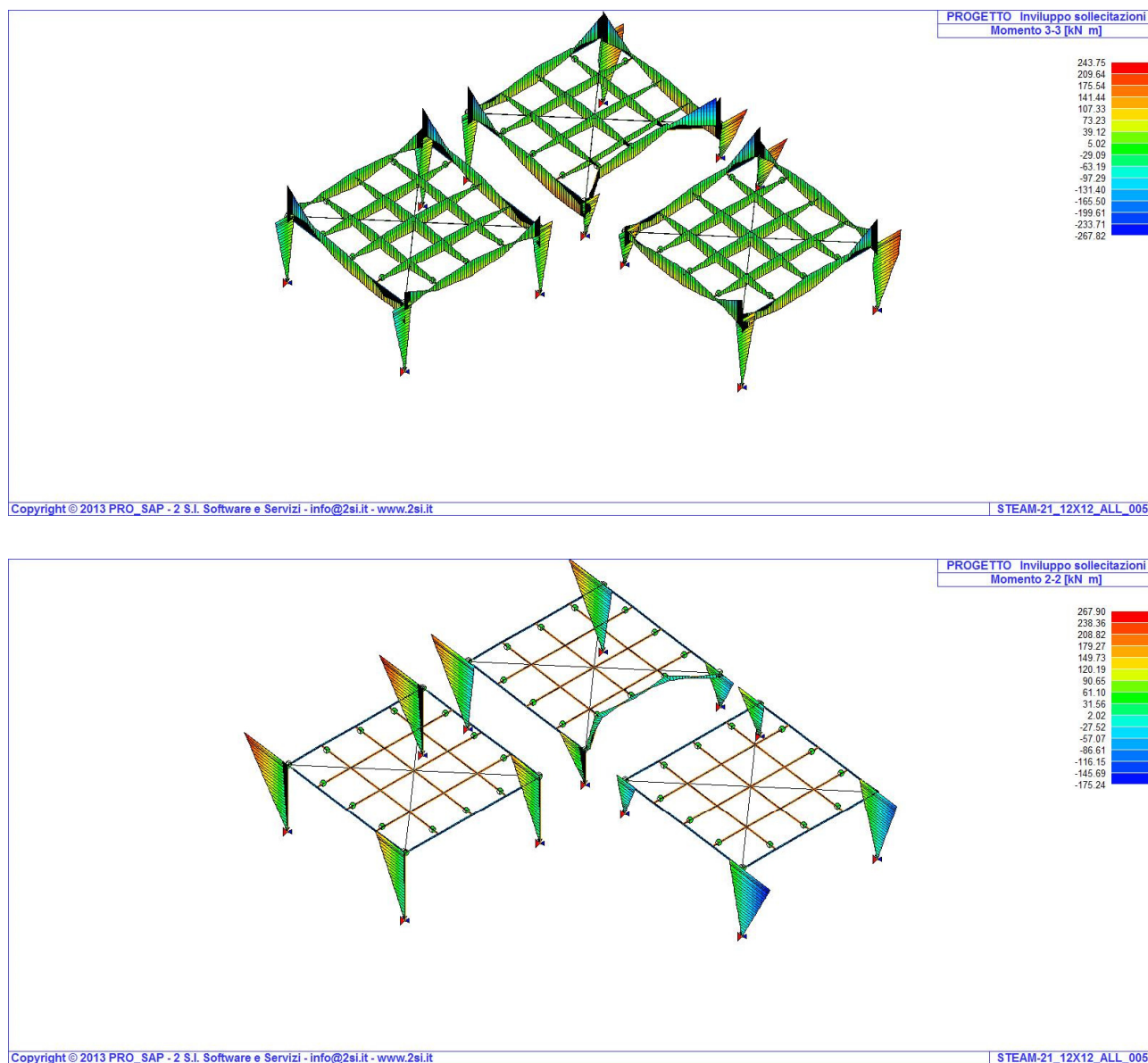


Fig. 19 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Momento flettente

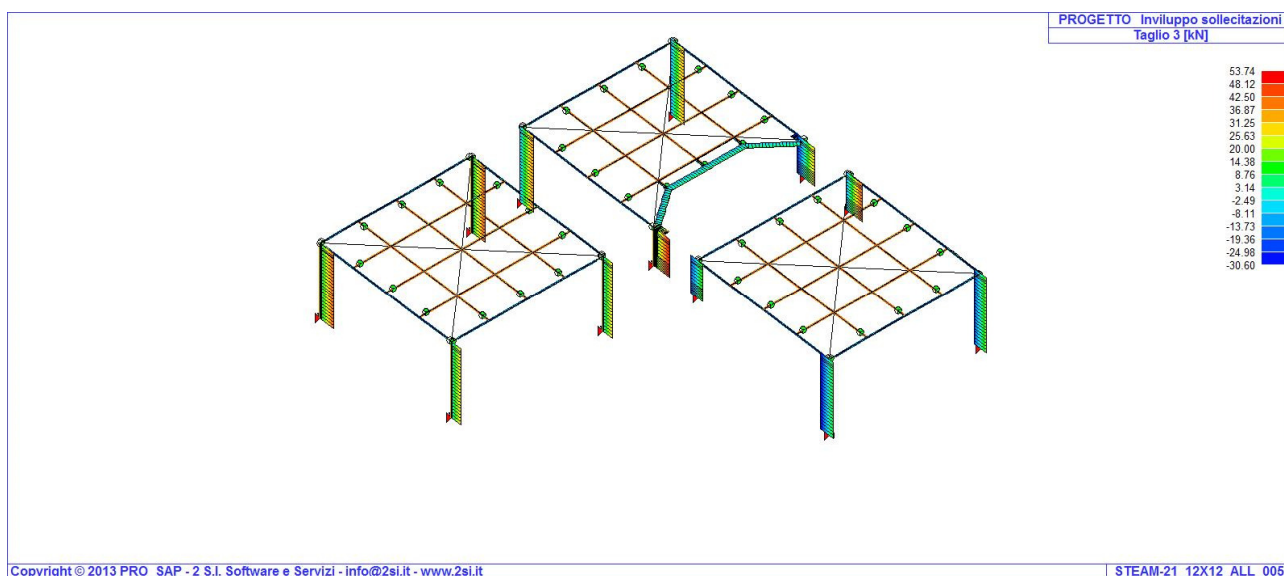
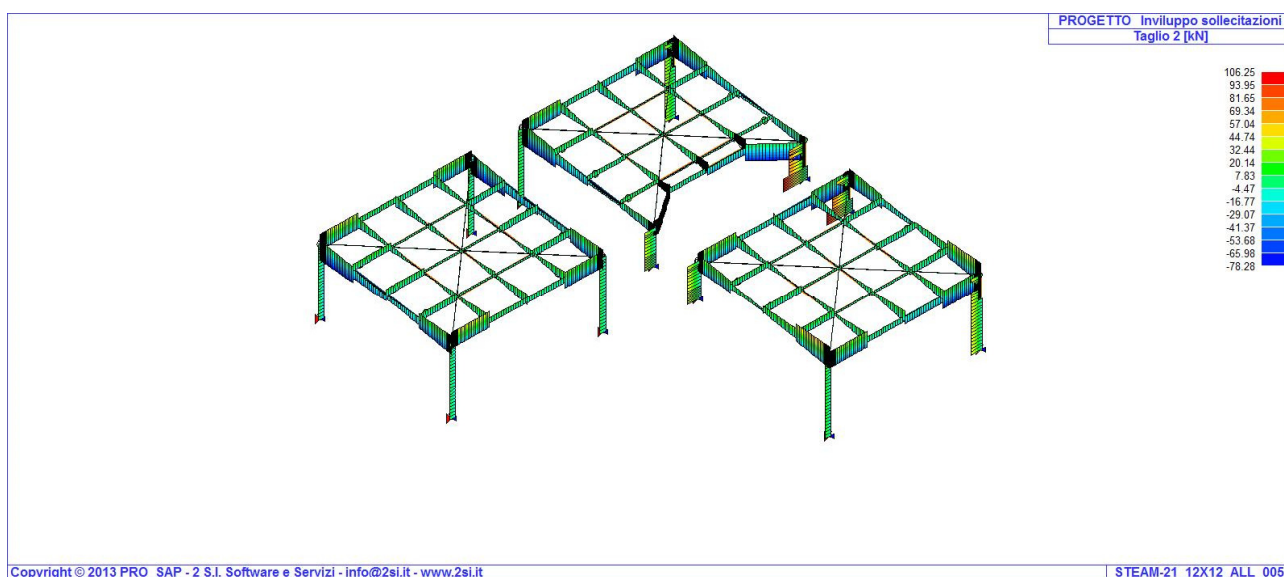


Fig. 20 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Taglio

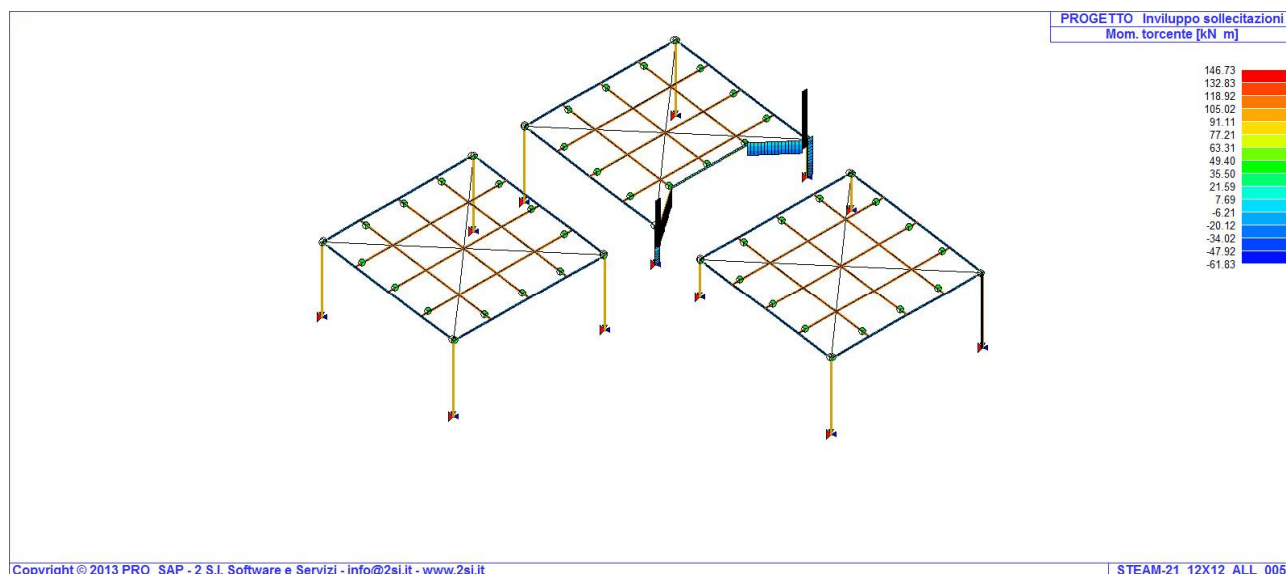


Fig. 21 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Torsione

9.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

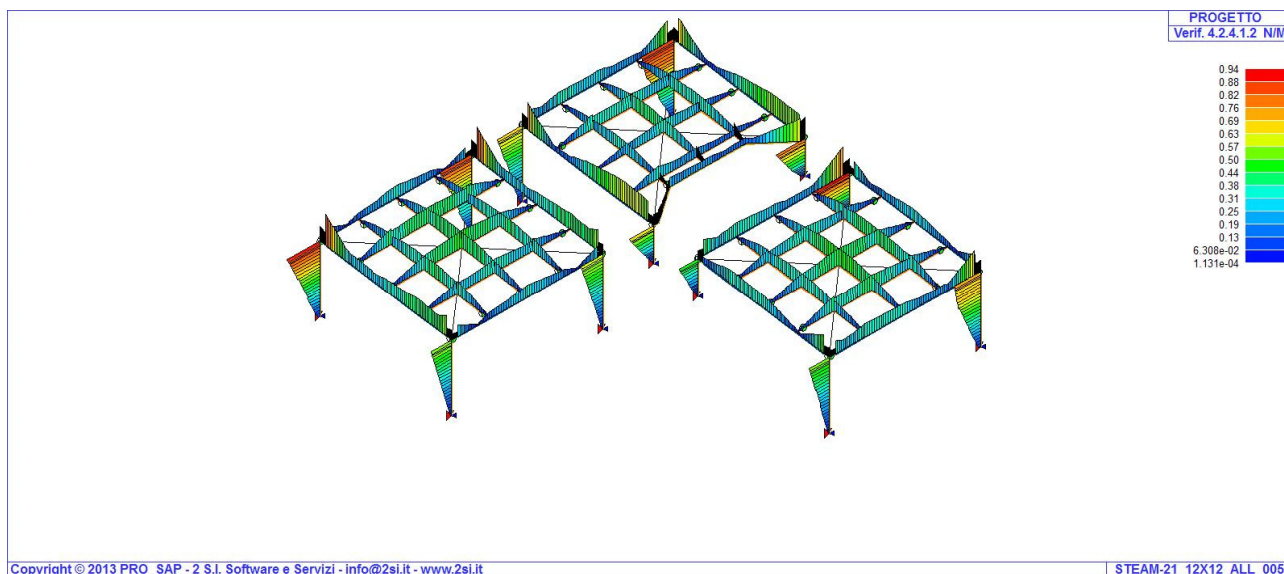


Fig. 22 Risultati delle verifiche di resistenza N/M

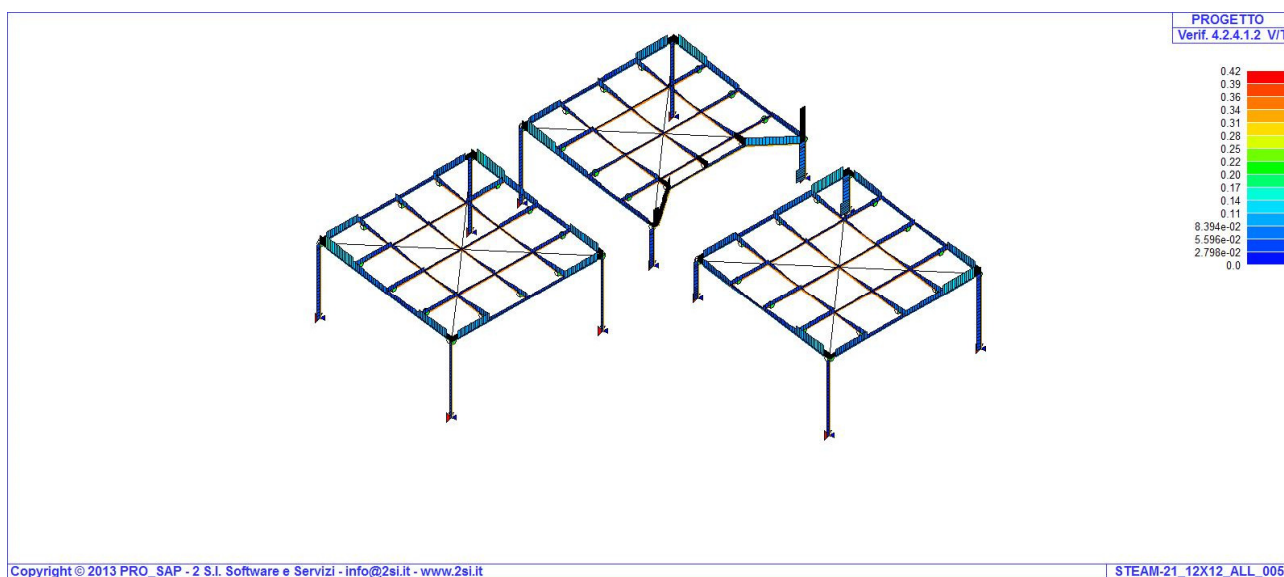


Fig. 23 Risultati delle verifiche di resistenza V/T

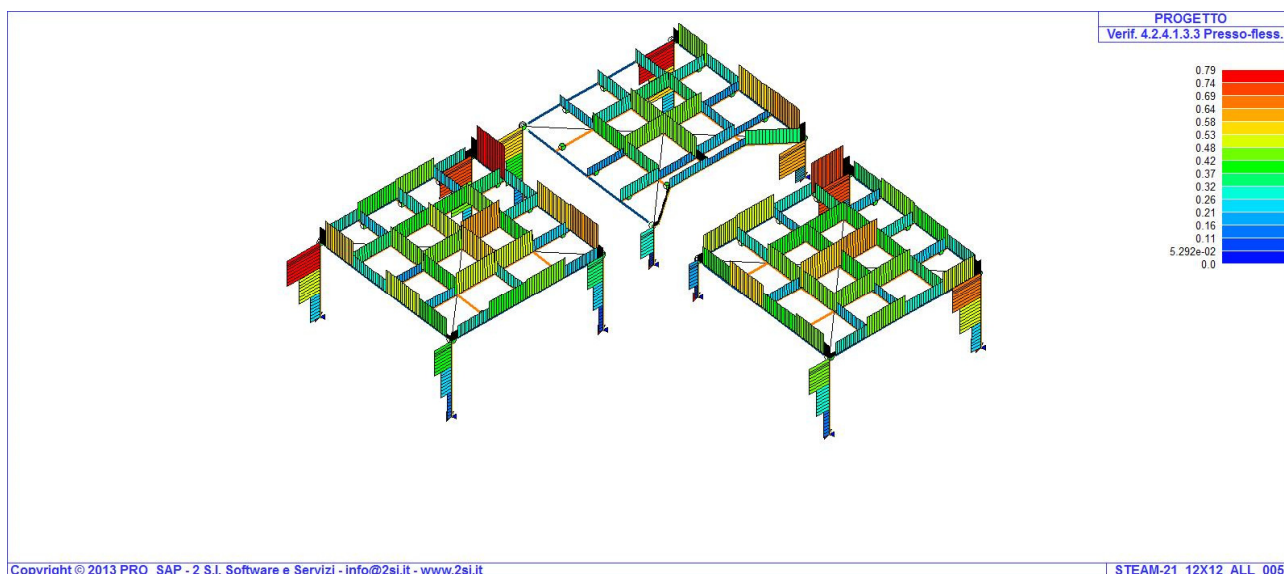


Fig. 24 Risultati delle verifiche di resistenza Pressoflessione

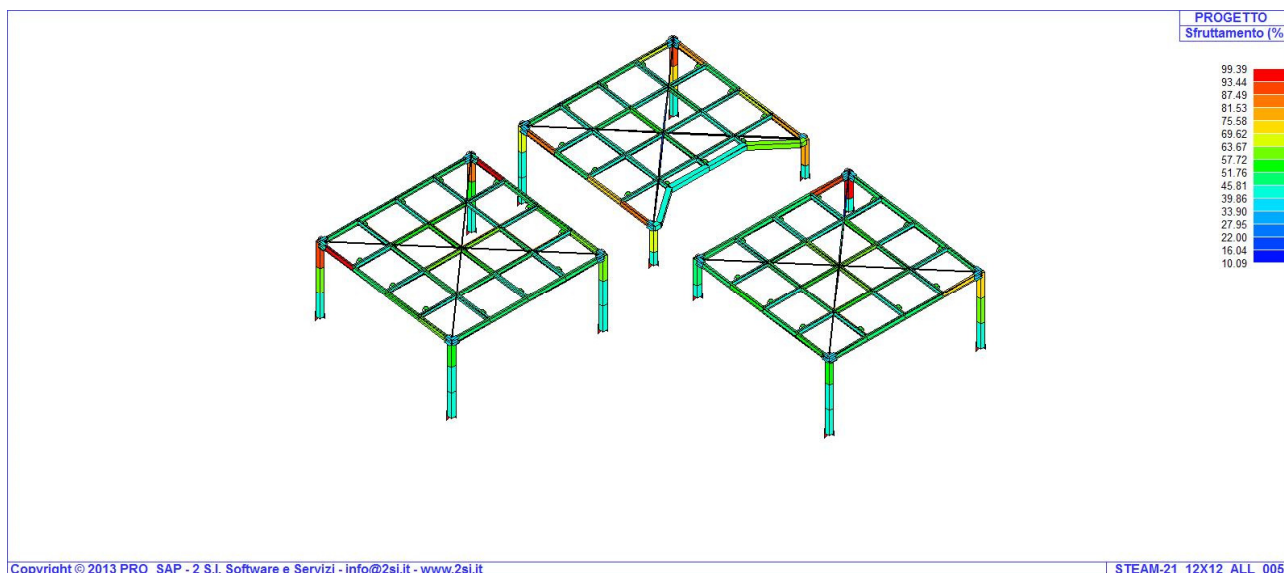


Fig. 25 Percentuale di sfruttamento della sezione

9.5 Verifiche agli Stato Limite di Esercizio

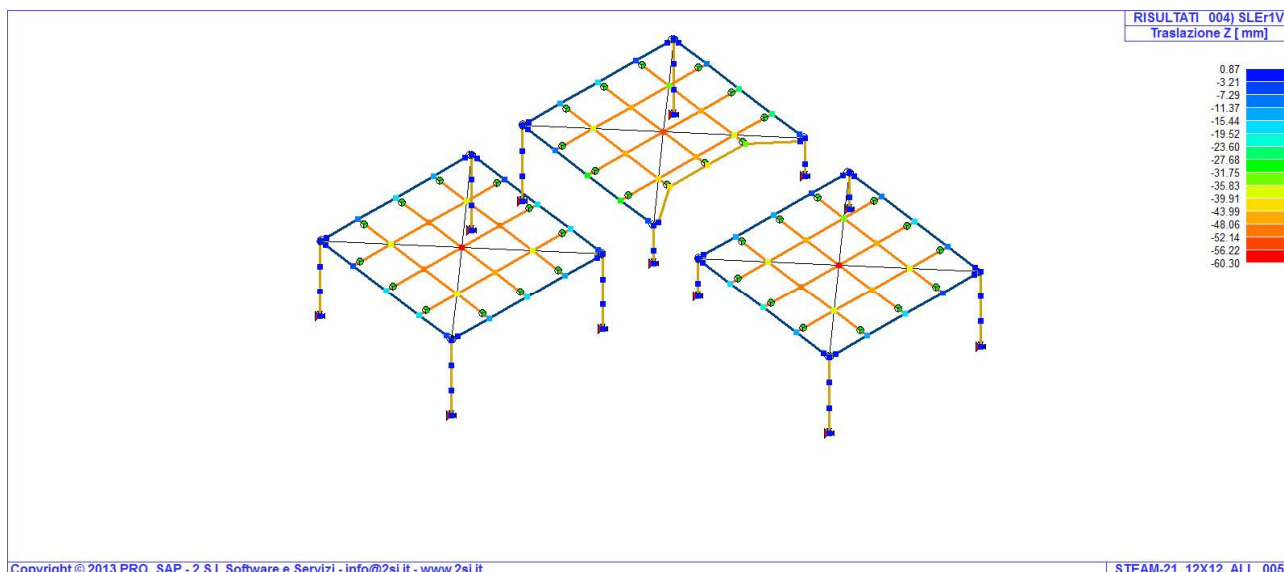


Fig. 26 Spostamenti verticali in corrispondenza della combinazione SLE rara

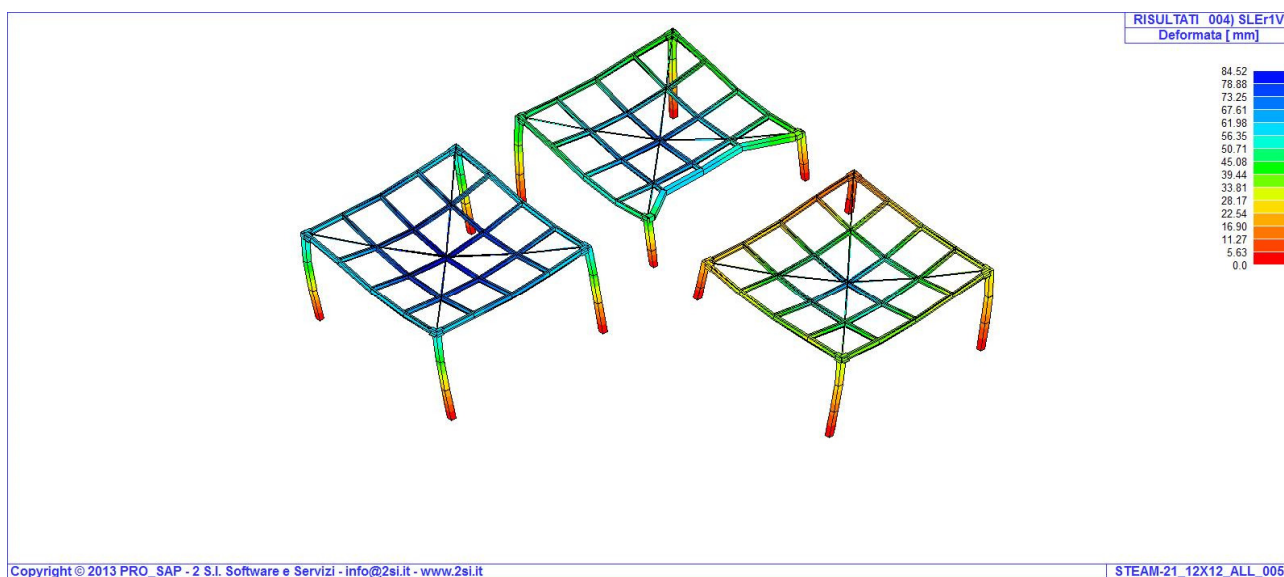


Fig. 27 Deformata in corrispondenza della combinazione SLE rara

9.7 Verifiche connessioni

La trasmissione delle reazioni di vincolo all'esterno è operata da collegamenti per i quali la corrispondente sollecitazione limite è superiore a trasmessa.

9.7.1 Collegamenti alla soletta dell'impalcato a quota +16.44

I collegamenti sono realizzati con 4 barre filettate M16 ancorate con ancorante chimico per circa 220 mm nella testa del pilastro (si trascura la restante parte annegata nella soletta).

Le barre avranno lunghezza tale a consentire l'interposizione di un blocco di cls preforato e completato con emaco (o gettato in opera) fra soletta strutturale e base del pilastro.

Il singolo collegamento è in grado di garantire, con i 4 ancoraggi nel loro insieme (tenuto conto dei fattori di riduzione della resistenza per interazione) sollecitazioni massime superiori alle azioni calcolate:

- ▼ Trazione: 80 kN
- ▼ Taglio: 50 kN
- ▼ Momento di trasporto del taglio: 45 kNm.

Di seguito la verifica eseguita.

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

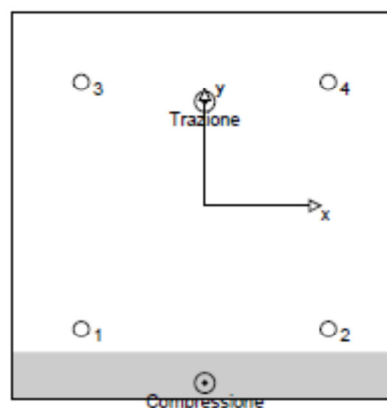
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	7.084	12.500	12.500	0.000
2	7.084	12.500	12.500	0.000
3	79.962	12.500	12.500	0.000
4	79.962	12.500	12.500	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.21 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 6.40 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/134): 174.113 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/-230): 94.113 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo ρ_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	79.962	123.571	65	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	174.113	197.147	89	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	174.113	188.737	93	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
173.000	1.400	123.571	79.982

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,uz,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
882217	256000	12.00	508	253	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,uz}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{s,Np}^0$	$\psi_{s,Np}$	
1.000	12.00	3.200	1.113	1.023	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{s,Np}$
0	1.000	134	0.854	1.000	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
165.876	295.721	1.500	197.147	174.113	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
960400	435600	330	660			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N}$	k_1
0	1.000	134	0.711	1.000	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
180.516	1.500	188.737	174.113			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	12.500	57.333	22	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	50.000	530.663	10	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
86.000	1.500	57.333	12.500

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1	
960400	435600	330	660	2.000	10.100	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N}$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	180.516
γ_{Mp}	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Ed} [kN]				
1.500	530.663	50.000				

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.923	0.218	1.000	98	OK

$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$

Gli elementi ricevuti sono capitelli solidali ai pilastri in c.a.p. di grandi dimensioni (nucleo Ø800). Verificato il buono stato degli elementi si ritiene superflua ogni ulteriore verifica potendo ritenere le sollecitazioni trasmesse trascurabili rispetto alle sollecitazioni attuali e limite dell'elemento.

La compressione risulta largamente ammissibile in quanto la pressione esercitata dalla piastra sul calcestruzzo è dell'ordine di 2 N/mm² di compressione uniforme.

9.7.2 Collegamenti sui locali tecnici

In corrispondenza dei locali tecnici per sfruttare appieno le risorse a trazione disponibili negli spigoli (profondità di ancoraggio notevole) e di resistenza al taglio data dalla soletta (anche se di spessore non adatto ad ancoraggi profondi), si è previsto un sistema misto.

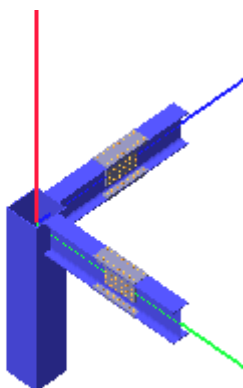
Cinque ancoranti chimici M20 con profondità di ingessaggio pari a 250 mm lungo lo spigolo e ancoranti meccanici M12 con profondità di foro di 120 mm verso l'interno.

Il collegamento risulta verificato come il precedente disponendo di un ancoraggio chimico in più a trazione ed altri (lontani dai bordi) dedicati al solo taglio.

Le strutture di ancoraggio risultano particolarmente solide per la presenza di una soletta piena in c.a. da 20 cm (che distribuisce uniformemente le azioni orizzontali) e di setti in c.a. da 25 cm di spessore.

9.7.3 Collegamenti interni

9.7.3.1 Nodi trave-colonna (giunto bullonato IPE360)



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Trave lato 2+

Tipo di profilo: IPE 360

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Classe sezione: 1

Coprighiunti:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Coprighiunto ala: 170 x 480 x 10 mm (piastra esterna) + 63 x 480 x 10 mm (due piastre interne)

Coprighiunto anima: 240 x 360 x 10 mm (due piastre)

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 14 \text{ mm}$ $A_{res} = 115.5 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 15 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala $n_{sl} = 2$, anima $n_{sn} = 2$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	0.0	0.0	50000.0	0.0	240000000.0	0.0
1.2	80000.0	0.0	0.0	0.0	78000000.0	0.0

Calcolo resistenze

Bulloni Ala

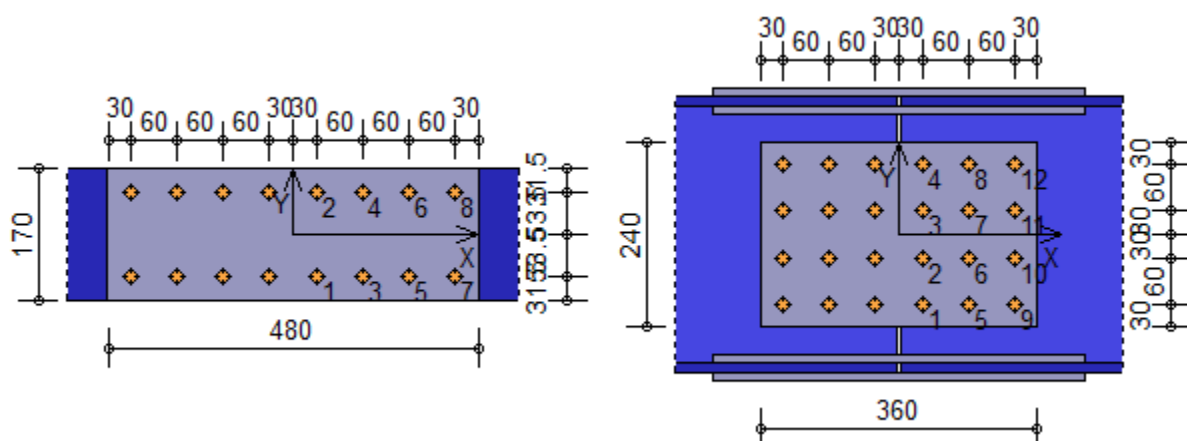
Resistenza a taglio dei bulloni							$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	88668.3 N
Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]		
1	240800.0	101938.7	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		
2	240800.0	101938.7	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		
3	240800.0	152908.0	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		
4	240800.0	152908.0	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		
5	240800.0	152908.0	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		
6	240800.0	152908.0	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		
7	160533.3	152908.0	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		
8	160533.3	152908.0	88668.3	168560.0	107035.6	88668.3		

Bulloni Anima

Resistenza a taglio dei bulloni							$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	88668.3 N
Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]		
1	240800.0	64213.3	64213.3	160533.3	96320.0	88668.3		
2	240800.0	64213.3	64213.3	240800.0	96320.0	88668.3		
3	240800.0	64213.3	64213.3	240800.0	96320.0	88668.3		
4	240800.0	64213.3	64213.3	160533.3	96320.0	88668.3		
5	240800.0	96320.0	88668.3	160533.3	96320.0	88668.3		
6	240800.0	96320.0	88668.3	240800.0	96320.0	88668.3		
7	240800.0	96320.0	88668.3	240800.0	96320.0	88668.3		
8	240800.0	96320.0	88668.3	160533.3	96320.0	88668.3		
9	160533.3	96320.0	88668.3	160533.3	96320.0	88668.3		
10	160533.3	96320.0	88668.3	240800.0	96320.0	88668.3		
11	160533.3	96320.0	88668.3	240800.0	96320.0	88668.3		
12	160533.3	96320.0	88668.3	160533.3	96320.0	88668.3		

Legenda

$F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x
 $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x
 $F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x
 $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y
 $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y
 $F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche a taglio sui bulloni

Bulloni Ala (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	30.00	-53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok
2	30.00	53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok
3	90.00	-53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok
4	90.00	53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok
5	150.00	-53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok
6	150.00	53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok
7	210.00	-53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok
8	210.00	53.50	71275.1	88668.3	0.803840	Ok

Bulloni Anima (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	30.00	-90.00	63586.1	64213.3	0.990231	Ok
2	30.00	-30.00	39356.4	88668.3	0.443861	Ok
3	30.00	30.00	38132.5	88668.3	0.430058	Ok
4	30.00	90.00	61307.9	64213.3	0.954754	Ok
5	90.00	-90.00	53324.3	88668.3	0.601391	Ok
6	90.00	-30.00	18687.5	88668.3	0.210757	Ok
7	90.00	30.00	15949.3	88668.3	0.179876	Ok
8	90.00	90.00	50586.1	88668.3	0.570509	Ok
9	150.00	-90.00	63586.1	88668.3	0.717123	Ok
10	150.00	-30.00	39356.4	88668.3	0.443861	Ok
11	150.00	30.00	38132.5	88668.3	0.430058	Ok
12	150.00	90.00	61307.9	88668.3	0.691430	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
 $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
 $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$
 $VER \rightarrow FV \leq 1$

Verifica a trazione sezione forata (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1904048.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1866269.0 N

Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	1866269.0 N
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	50000.0 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.026791 \quad \text{Ok}$		

Controllo influenza fori sul momento resistente

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	550468.8 N
Resistenza plastica della piattabanda lorda	$N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	565452.4 N
$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow 550468.8 < 565452.4 \quad \text{N.V. (OK non necessario 100\%)}$		

E' necessario considerare la presenza dei fori nel calcolo del momento resistente dell'elemento.

$$A_{eff.} = 60.28 \text{ cm}^2 \quad J_{r2-2} = 823.21 \text{ cm}^4 \quad J_{r3-3} = 13750.31 \text{ cm}^4$$

Verifica dei coprigiunti d'ala

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	775238.1 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	730656.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	730656.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	775238.1 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	447583.9 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	36577620.0 N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	570201.0 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.780396 \quad \text{Ok}$		

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	0.0 N
$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.000000 \quad \text{Ok}$		

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Riduzione per effetto dello sforzo normale:	$N_{Ed} = 570201.0 \text{ N}$	
	$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] =$	12898866.9 N mm
Riduzione per effetto del taglio:	$V_{Ed} = 0.0 \text{ N}$	
	$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$	
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} =$	0.0 N mm
$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.000000 \quad \text{Ok}$		

Verifica dei coprigiunti d'anima

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1257143.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1114560.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	1114560.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1257143.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	725811.8 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	75428580.0 N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	16429.2 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.014740 \quad \text{Ok}$		

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 2)

Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	80000.0 N
-----------------------------	------------	-----------

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.110221 \quad \text{Ok}$$

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Riduzione per effetto dello sforzo normale: $N_{Ed} = 16429.2 \text{ N}$

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 75428580.0 \text{ N mm}$$

Riduzione per effetto del taglio: $V_{Ed} = 0.0 \text{ N}$

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$$

Momento flettente di calcolo $M_{Ed} = 47798770.0 \text{ N mm}$

$$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.633696 \quad \text{Ok}$$

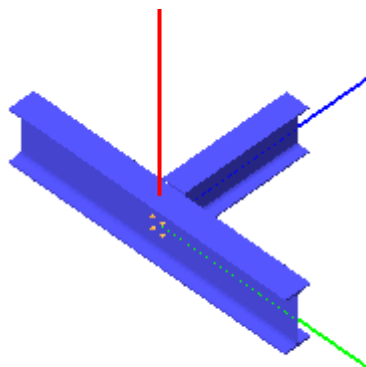
Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 246356000.0 \text{ N mm}$

Momento di progetto $M_{j,Ed} = 240000000.0 \text{ N mm}$

$$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.974200 \quad \text{Ok}$$

9.7.3.2 Nodo trave-trave IPE300 su IPE360



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Trave lato 3+

Tipo di profilo: IPE 300

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Classe sezione: 1

Squadrette:

Tipo di profilo: 2 LU 60x6 a dist.= 7.1 mm

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Altezza: 243.6 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 14 \text{ mm}$ $A_{res} = 115.5 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 15 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	35000.0	0.0	65000.0	0.0	140000.0	0.0
1.1	0.0	5000.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni	$F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	66501.2 N
Resistenza a punzonamento squadretta	$B_{ps,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_s \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	85592.1 N
Resistenza a punzonamento anima passante	$B_{pa,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_a \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	114122.8 N
Resistenza a trazione di progetto	$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{ps,Rd} , F_{pa,Rd}] =$	66501.2 N

Bulloni sistema principale

Resistenza a taglio dei bulloni				$F_{vb,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$		44334.2 N
Bull.	$F_{bs,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bs,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	48160.0	96320.0	44334.2	68868.8	96320.0	44334.2
2	48160.0	96320.0	44334.2	72240.0	96320.0	44334.2
3	48160.0	96320.0	44334.2	69189.9	96320.0	44334.2
4	48160.0	96320.0	44334.2	68868.8	96320.0	44334.2
5	48160.0	96320.0	44334.2	72240.0	96320.0	44334.2
6	48160.0	96320.0	44334.2	69189.9	96320.0	44334.2

Legenda

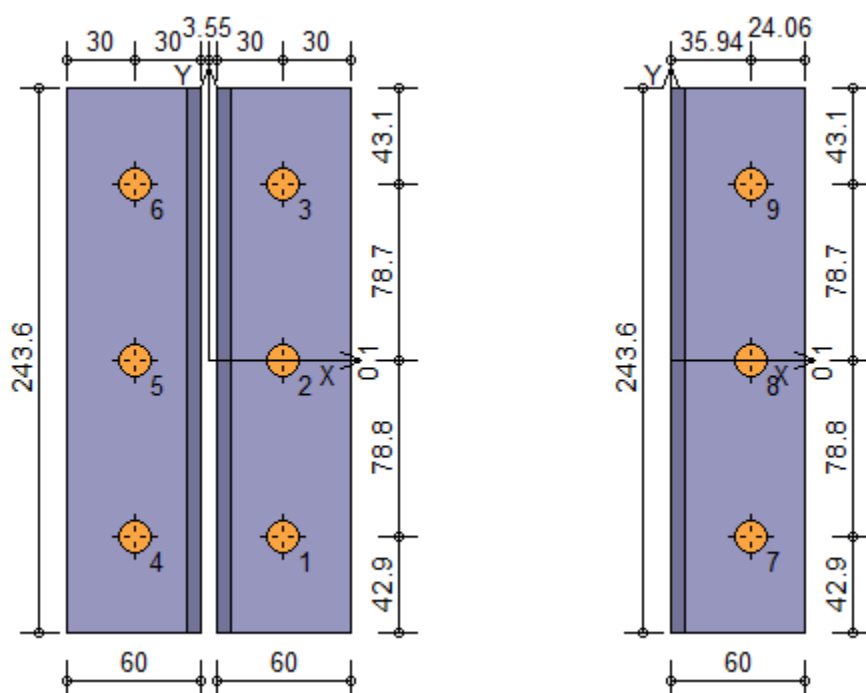
$F_{bs,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_s / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento squadretta in direzione x
 $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento anima passante in direzione x
 $F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bs,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x
 $F_{bs,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_s / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento squadretta in direzione y
 $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento anima passante in direzione y
 $F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bs,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Bulloni sistema secondario

Resistenza a taglio dei bulloni				$F_{vb,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot 2 \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$		88668.3 N
Bull.	$F_{bs,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bs,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
7	77255.9	45709.7	45709.7	137737.6	85484.0	85484.0
8	77255.9	45709.7	45709.7	144480.0	85484.0	85484.0
9	77255.9	45709.7	45709.7	138379.7	85484.0	85484.0

Legenda

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento anima elemento in direzione x
 $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento anima elemento in direzione y



Verifiche sui bulloni

Sistema principale

1-Taglio e trazione (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	33.55	-78.90	6921.5	44334.2	21324.8	66501.2	0.385168	Ok
2	33.55	-0.10	5833.3	44334.2	21256.1	66501.2	0.359887	Ok
3	33.55	78.70	6921.5	44334.2	21187.4	66501.2	0.383693	Ok
4	-33.55	-78.90	6921.5	44334.2	21324.8	66501.2	0.385168	Ok
5	-33.55	-0.10	5833.3	44334.2	21256.1	66501.2	0.359887	Ok
6	-33.55	78.70	6921.5	44334.2	21187.4	66501.2	0.383693	Ok

2-Trazione (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	33.55	-78.90	21324.8	66501.2	0.320667	Ok
2	33.55	-0.10	21256.1	66501.2	0.319635	Ok
3	33.55	78.70	21187.4	66501.2	0.318602	Ok
4	-33.55	-78.90	21324.8	66501.2	0.320667	Ok
5	-33.55	-0.10	21256.1	66501.2	0.319635	Ok
6	-33.55	78.70	21187.4	66501.2	0.318602	Ok

Sistema secondario

3-Taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV_3	VER
7	35.94	-78.90	32688.9	45709.7	0.715141	Ok
8	35.94	-0.10	24608.0	45709.7	0.538354	Ok
9	35.94	78.70	17317.1	45709.7	0.378848	Ok

Legenda

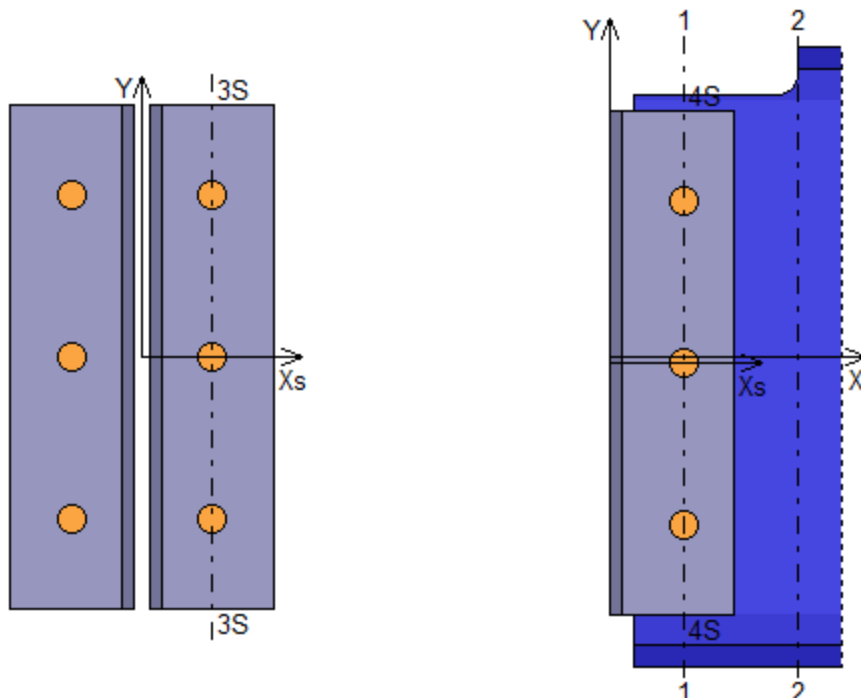
- $F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
- $F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone
- $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$$

$$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$$

$$FV_3 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$$

$$VER \rightarrow FV_i \leq 1$$



Verifiche sezioni ridotte

Caratteristiche sezioni ridotte elemento

Sez.	X [mm]	Y _G [mm]	A [mm ²]	A _T [mm ²]	J _X [mm ⁴]	W _X [mm ³]
1	35.94	-76.36	3178.4	1573.4	25021400	122861
2	91.00	-65.60	3568.9	1963.9	30761140	151605

Caratteristiche sezioni ridotte squadrette

Sez.	X [mm]	Y _G [mm]	A [mm ²]	A _T [mm ²]	J _X [mm ⁴]	W _X [mm ³]	J _Y [mm ⁴]	W _Y [mm ³]
3S	33.55	0.02	1191.6	1191.6	6110027	50155	3575	1192
4S	35.94	0.02	2383.2	2383.2	12220050	100310	-	-

Sollecitazioni massime

Sez.	Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]
1	1.1	35000.0	-	65000.0	-	1397821.0
2	1.1	35000.0	-	65000.0	-	3325000.0
3S	1.1	17500.0	32500.0	0.0	97500.0	587125.0
4S	1.1	35000.0	-	65000.0	-	1397821.0

Tensioni massime

Sez.	τ _{MED} [N/mm ²]	σ _{MAX} [N/mm ²]	σ _{ID} [N/mm ²]	FV	VER
1	22.25	31.83	49.98	0.19	Ok
2	17.82	40.15	50.64	0.19	Ok
3S	30.98	93.53	107.83	0.41	Ok
4S	14.69	41.21	48.43	0.18	Ok

Legenda

$$FV = \sigma_{ID} / f_d$$

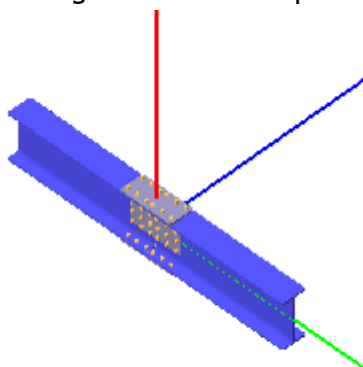
$$VER \rightarrow FV \leq 1$$

$$f_d = f_y / \gamma_{M0} \rightarrow f_d = 261.90 \text{ N/mm}^2 \text{ sia per l'elemento, sia per le squadrette}$$

9.7.3.3 Trave-trave IPE300 su IPE300

Il collegamento è realizzato mantenendo la continuità di una delle due ali e trasferendo il taglio per appoggio diretto.

Per la flangia interrotta si riporta le verifica del nodo flangia flangia.



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Trave 2

Tipo di profilo: IPE 300

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Classe sezione: 1

Coprigiunti:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Coprigiunto ala: 150 x 330 x 11 mm (piastra esterna)

Coprigiunto anima: 165 x 330 x 7 mm (due piastre)

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 14 \text{ mm}$ $A_{res} = 115.5 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 15 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala $n_{sl} = 1$, anima $n_{sn} = 2$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	35000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.1	0.0	0.0	65000.0	0.0	75000000.0	0.0

Calcolo resistenze

Bulloni Ala

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 44334.2 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	99330.0	64414.0	44334.2	82995.7	80732.2	44334.2
2	99330.0	64414.0	44334.2	82995.7	80732.2	44334.2
3	132440.0	128828.0	44334.2	82995.7	80732.2	44334.2
4	132440.0	128828.0	44334.2	82995.7	80732.2	44334.2
5	66220.0	128828.0	44334.2	82995.7	80732.2	44334.2
6	66220.0	128828.0	44334.2	82995.7	80732.2	44334.2

Bulloni Anima

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88668.3 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	126420.0	42742.0	42742.0	84280.0	85484.0	84280.0
2	126420.0	42742.0	42742.0	168560.0	85484.0	85484.0
3	126420.0	42742.0	42742.0	84280.0	85484.0	84280.0
4	168560.0	85484.0	85484.0	84280.0	85484.0	84280.0
5	168560.0	85484.0	85484.0	168560.0	85484.0	85484.0
6	168560.0	85484.0	85484.0	84280.0	85484.0	84280.0
7	84280.0	85484.0	84280.0	84280.0	85484.0	84280.0
8	84280.0	85484.0	84280.0	168560.0	85484.0	85484.0
9	84280.0	85484.0	84280.0	84280.0	85484.0	84280.0

Legenda

$F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x

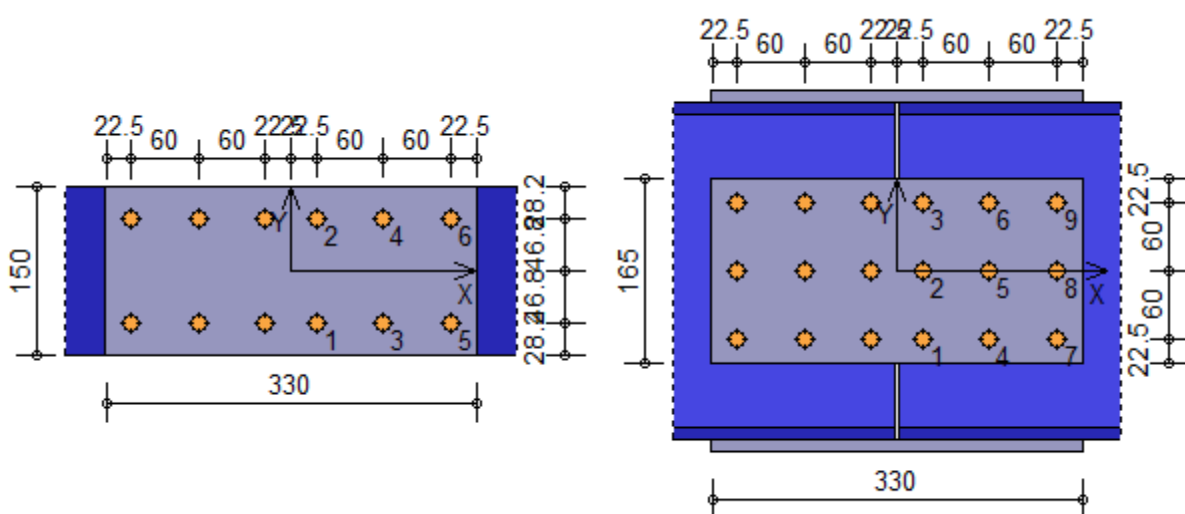
$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche a taglio sui bulloni

Bulloni Ala (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	22.50	-46.80	38385.4	44334.2	0.865821	Ok
2	22.50	46.80	38385.4	44334.2	0.865821	Ok
3	82.50	-46.80	38385.4	44334.2	0.865821	Ok
4	82.50	46.80	38385.4	44334.2	0.865821	Ok
5	142.50	-46.80	38385.4	44334.2	0.865821	Ok
6	142.50	46.80	38385.4	44334.2	0.865821	Ok

Bulloni Anima (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	22.50	-60.00	30571.7	42742.0	0.715260	Ok
2	22.50	0.00	20537.4	85484.0	0.240248	Ok
3	22.50	60.00	27226.4	84280.0	0.323047	Ok
4	82.50	-60.00	22769.7	85484.0	0.266362	Ok
5	82.50	0.00	2369.5	85484.0	0.027718	Ok
6	82.50	60.00	18030.8	85484.0	0.210925	Ok
7	142.50	-60.00	30571.7	84280.0	0.362739	Ok
8	142.50	0.00	20537.4	85484.0	0.240248	Ok
9	142.50	60.00	27226.4	84280.0	0.323047	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
 $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
 $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$
 $VER \rightarrow FV \leq 1$

Verifica a trazione sezione forata (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1409048.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1367968.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	1367968.0 N
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	65000.0 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.047516 \quad Ok$		

Controllo influenza fori sul momento resistente

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	397526.4 N
Resistenza plastica della piattabanda lorda	$N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	420357.2 N
$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow 397526.4 < 420357.2 \quad \text{N.V. (OK non necessario 100\%)}$		

Verifica dei copri giunti d'ala

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	432142.9 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	408672.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	408672.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	432142.9 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	249497.8 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	16205360.0 N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	230312.6 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.563563 \quad Ok$		

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo $V_{Ed} = 0.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.000000 \text{ Ok}$

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Riduzione per effetto dello sforzo normale: $N_{Ed} = 0.0 \text{ N}$
 $M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 16205360.0 \text{ N mm}$
 Riduzione per effetto del taglio: $V_{Ed} = 0.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$
 Momento flettente di calcolo $M_{Ed} = 0.0 \text{ N mm}$
 $M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.000000 \text{ Ok}$

Verifica dei coprigiunti d'anima

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 605000.0 \text{ N}$
 Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 520128.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] = 520128.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 605000.0 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 349296.9 \text{ N}$
 Resistenza di calcolo a flessione retta $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 24956250.0 \text{ N mm}$

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo $N_{Ed} = 21325.1 \text{ N}$
 $N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.041000 \text{ Ok}$

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo $V_{Ed} = 35000.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.100201 \text{ Ok}$

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Riduzione per effetto dello sforzo normale: $N_{Ed} = 21325.1 \text{ N}$
 $M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 24956250.0 \text{ N mm}$
 Riduzione per effetto del taglio: $V_{Ed} = 0.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$
 Momento flettente di calcolo $M_{Ed} = 14688150.0 \text{ N mm}$
 $M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.588556 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 1)

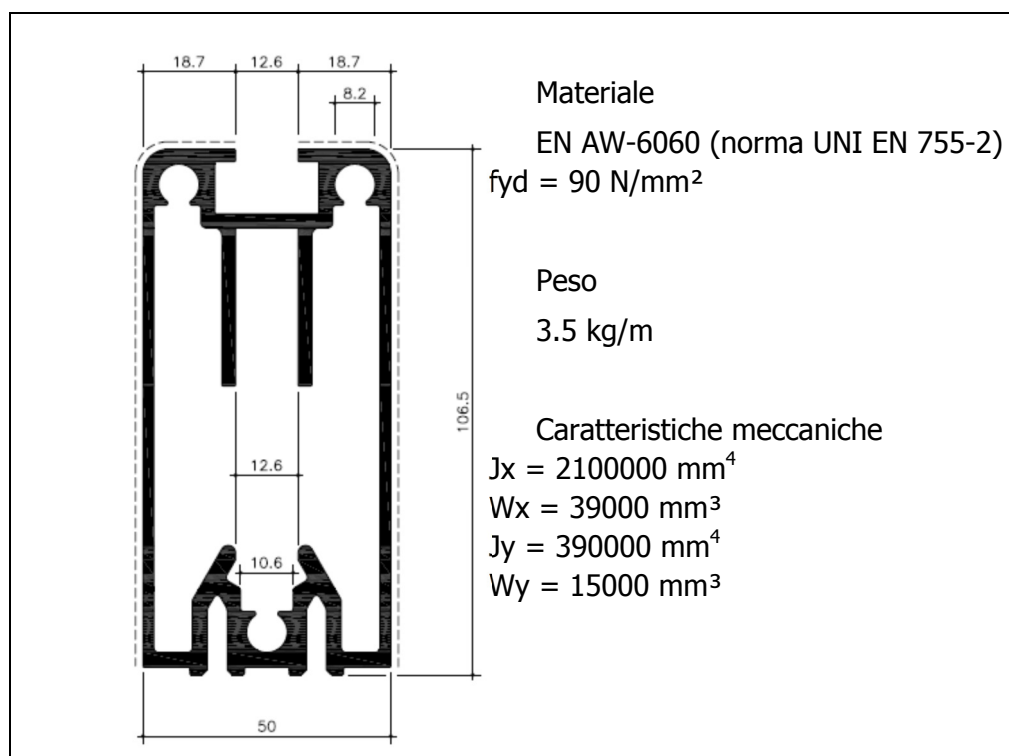
Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 79801480.0 \text{ N mm}$
 Momento di progetto $M_{j,Ed} = 75000000.0 \text{ N mm}$
 $M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.939832 \text{ Ok}$

10 STRUTTURE DI SUPPORTO FRANGISOLE FOTOVOLTAICI

Le strutture, disposte lungo il prospetto sud in corrispondenza dell'impalcato di copertura a quota +15.5 m, supportano elementi frangisole fotovoltaici sino ad una distanza di 2.5 m dal punto di attacco.

L'interasse degli elementi, rispettando le specifiche degli elementi portati, è di 2.66 m circa, valore adeguato considerando un carico da vento sino a 1.2 kN/m²,.

L'elemento di supporto principale è costituito da un profilo estruso in alluminio di sezione adatta a consentire l'installazione dei frangisole stessi e degli organi di movimento. Di seguito alcuni dati caratteristici del profilo considerato.



Per garantire adeguata robustezza nei confronti delle azioni verticali dirette verso il basso è disposto, ad una distanza di 100 cm dall'incastro della mensola, un tirante diagonale in alluminio di sezione 20 mm².

10.1 Azioni di progetto

10.1.1 Pesì propri delle parti strutturali

Tutti i pesi relativi agli elementi in acciaio presenti nel modello di calcolo sono stati computati in automatico sulla base di un peso specifico del materiale di **78.5 kN/m³**.

10.1.2 Carichi permanenti

Il peso degli elementi frangisole fotovoltaici è stimato in **0.15 kN/m²**.

10.1.3 Sovraccarichi accidentali e azioni variabili

Non si considera sovraccarico da manutenzione (0.5 kN/m²) in quanto inferiore al sovraccarico da neve e mai simultaneo con quest'ultimo.

10.1.4 Neve

Il carico da neve, determinato nella parte generale, è pari a 0.8 kN/m².

Le superfici esposte sono pari al 60% della superficie lorda quindi il carico su questa è pari a **0.5 kN/m² = 0.8 × 0.6**.

10.1.5 Vento

Il valore dell'azione statica equivalente q_k^0 è definito per l'intero progetto nella parte generale della presente relazione mentre i coefficienti di forza da applicare sono definiti di seguito.

10.1.5.1 Pressione del vento per dimensionamento elementi fotovoltaici

L'altezza di riferimento è assunta pari a 15.5 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.6.

La pressione equivalente da considerare è:

$$q_k^{15.5} = 1.2 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.6$$

10.1.5.2 Vento sulle superfici inclinate a 45° sull'orizzontale

Le superfici esposte al vento posso avere inclinazione variabile fra 0° e 90° sull'orizzontale, la posizione intermedia a 45° sull'orizzontale risulta essere la più gravosa per lo sche ma strutturale in oggetto.

Applicando quanto riportato, per elementi di carpenteria metallica, nel paragrafo G.10.5 delle Istruzioni CNR si definisce un coefficiente di forza pari a 1.5 (direzione dell'azione perpendicolare alla superficie investita).

L'altezza di riferimento è assunta pari a 15.5 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.6.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

La pressione equivalente da applicare alla superficie lorda è:

$$\nabla q_k \downarrow = 0.6 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.6 \times 1 \times 1.5 / \sqrt{2} \times (4 \times 0.3 / 2.5)$$

La risultante della spinta viene applicata a 1.7 m dal collegamento al prospetto dell'edificio.

10.1.5.3 Vento sulle superfici orizzontali

Le superfici esposte al vento posso avere inclinazione variabile fra 0° e 90° sull'orizzontale, la posizione intermedia a 0° sull'orizzontale potrebbe indurre un'azione diretta verso l'alto.

In analogia a quanto definito per le pensiline verdi, si assume un carico da vento diretto verso l'alto:

$$\nabla q_k \uparrow = 0.4 \text{ kN/m}^2$$

10.1.6 Azioni termiche

La variazione termica dal montaggio secondo la tab. 3.5.II delle NTC è pari a $\pm 25^\circ \text{ C}$. La geometria della struttura consente deformazioni libere agli elementi di maggior lunghezza rendendo trascurabili gli effetti delle variazioni termiche.

10.1.7 Sisma

La struttura in oggetto si configura come un elemento strutturale "secondario" quindi andrebbe trattata secondo quanto previsto al punto 7.2.3 delle NTC.

Tuttavia, l'azione sismica viene trascurata in quanto, a fronte di una massa del sistema molto ridotta, la superficie esposta al vento è grande e rende dimensionante l'azione del vento.

10.2 Combinazioni di carico

$$\text{SLU1 PP+Q+V}\downarrow \text{ (max soll. vert. per verif. di resistenza) } \mathbf{1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 + 1.5 \cdot V}\downarrow;$$

$$\text{SLU2 PP+Q+V}\uparrow \text{ (min soll. vert. per verif. di resistenza) } \mathbf{1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.5 \cdot V}\uparrow;$$

$$\text{SLV1 PP+Q+E}^{+x} \text{ (sisma per verif. di resist.) } \mathbf{1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q + E}^{+x};$$

$$\text{SLEr PP+Q+V}^+ \text{ (max def. per verifiche deformabilità) } \mathbf{1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot V}\downarrow.$$

Il carico verticale distribuito sull'elemento tipo ($i = 2.65 \text{ m}$) vale, per le diverse combinazioni:

$$\nabla \text{ SLU1 } q_{SL}\downarrow = 3.10 \text{ kN/m} = 1.3 \times 0.05 + 1.5 \times 0.15 \times 2.65 + 1.5 \times 0.6 \times 2.65;$$

$$\nabla \text{ SLU2 } q_{SL}\uparrow = 1.15 \text{ kN/m} = 1.0 \times 0.05 + 1.0 \times 0.15 \times 2.65 - 1.5 \times 0.4 \times 2.65;$$

$$\nabla \text{ SLEr } q_{SL}\downarrow = 1.5 \text{ kN/m} = 1.0 \times 0.05 + 1.0 \times 0.15 \times 2.65 + 1.0 \times 0.4 \times 2.65.$$

10.3 Analisi strutturale

Lo schema semplice consente di valutare le sollecitazioni in modo diretto.

10.3.1 Sollecitazioni di progetto mensola principale

- ▼ Massimo momento flettente positivo all'incastro
 $M_{x+} = 3.3 \text{ kNm} = 1.15 \times 2.4^2 / 2$
- ▼ Massimo momento flettente negativo al tirante
 $M_{x-} = 3.0 \text{ kNm} = 3.10 \times 1.4^2 / 2$
- ▼ Massimo taglio all'incastro
 $V_y = 2.8 \text{ kN} = 1.15 \times 2.4$
- ▼ Massimo taglio al tirante
 $V_y = 4.4 \text{ kN} = 3.10 \times 1.4$

10.3.2 Sollecitazioni di progetto diagonale

- ▼ Trazione massima
 $N = 16 \text{ kN} = \sqrt{(0.7^2 + 1^2)} / 0.7 \times 3.10 \times 2.4 \times 1.2 / 1$

10.4 Verifiche

10.4.1 Resistenze di progetto mensola principale

- ▼ Momento flettente resistente intorno all'asse x
 $M_{rx} = 3.5 \text{ kNm} = 90 \times 39000$
 $M_{rx} > M_{x-}$
 $M_{rx} > M_{x+}$
- ▼ Massimo taglio resistente parallelo all'asse y
 $V_{ry} = 10 \text{ kN} = 2 \times 1 \times 100 \times 90 / \sqrt{3}$
 $V_{ry} > V_y$

10.4.2 Resistenze di progetto diagonale

- ▼ Trazione massima diagonale $A_t = 200 \text{ mm}^2$
 $N_r = 18 \text{ kNm} = 90 \times 150$
 $N_r > N$
- ▼ Deformazione massima
- ▼ Abbassamento all'estremità
 $f = 5 \text{ mm} = 1.5 \times 1.4^4 \times 10^{12} / (8 \times 66 \times 10^3 \times 210 \times 10^4)$
 $f < 1/250$

10.5 Collegamento esterno

La resistenza d'incastro nei confronti delle azione dirette verso l'alto è garantita da due coppie di ancoranti meccanici M12X120 in grado di garantire una resistenza a trazione di 15kN cadauno.

Considerando un braccio di 200 mm il Momento resistente risulta essere pari a 6 kNm e quindi adeguato.

Per garantire la resistenza a trazione di 16kN si dispongono due ancoranti meccanici M212X120 in grado di sostenere una trazione di 12 kN cadauno.

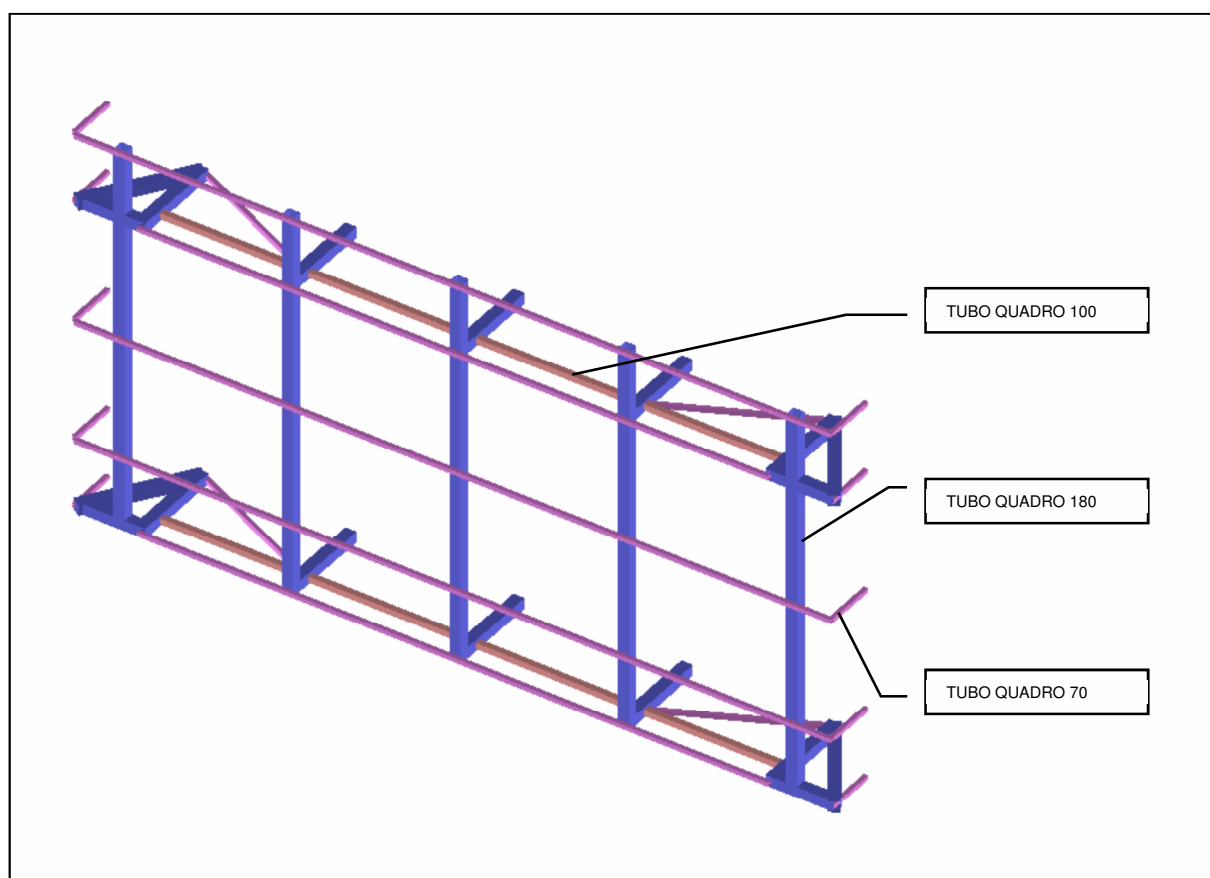
10.6 Conclusioni

Come si evince dalle verifiche condotte, tutti gli elementi risultano verificati e le deformazione risultano accettabili.

11 STRUTTURE DI SUPPORTO PARETI VERDI

Le strutture in acciaio, disposte lungo i prospetti est, nord ed ovest fra gli impalcati a +11 m e a +6 m c.ca (con estensione sino a quota 0 m in alcuni tratti) supportano vasi ed elementi grigliati per lo sviluppo di superfici verdi verticali distanti 1.5 m c.ca dai punti di attacco sul prospetto.

Lo schema strutturale prevede 5 elementi a C ancorati fra i due impalcati ed in grado di supportare i pesi installati. Il collegamento fra i 5 elementi portanti è garantito di correnti disposti orizzontalmente.



11.1 Azioni di progetto

11.1.1 Pesì propri delle parti strutturali

Tutti i pesi relativi agli elementi in acciaio presenti nel modello di calcolo sono stati computati in automatico sulla base di un peso specifico del materiale di **78.5 kN/m³**.

11.1.2 Carichi permanenti

Il peso della vegetazione e della rete metallica è stimato in **0.1 kN/m²**.

Il peso dei vasi è stimato in **11 kN/m²**, di cui 2.5 kN/m² rappresentano il peso del contenitore e 8.5 kN/m² il peso del terreno vegetale contenuto. Il carico è applicato all'intera superficie orizzontale disponibile così da rappresentare anche il peso degli elementi di finitura esterni.

11.1.3 Sovraccarichi accidentali e azioni variabili

Non si considera sovraccarico da manutenzione (0.5 kN/m²) in quanto inferiore al sovraccarico da neve e mai simultaneo con quest'ultimo.

11.1.4 Neve

Il carico da neve, determinato nella parte generale, è pari a **0.8 kN/m²**.

11.1.5 Vento

Il valore dell'azione statica equivalente q_k^0 è definito per l'intero progetto nella parte generale della presente relazione mentre i coefficienti di forza da applicare sono definiti di seguito.

11.1.5.1 Vento perpendicolare alle superfici laterali e parallelo alle verticali

Il vento agente in direzione parallela al prospetto dell'edificio produce un effetto tangenziale sulla superficie piana ed una spinta sulle superfici verticali.

Le superfici piane esposte al vento sono caratterizzate (vegetazione) da spiccata irregolarità quindi si applica un coefficiente di rugosità pari a **0.04**, il maggiore fra quelli indicati dalle Istruzioni CNR in G.12. La superfici orizzontali, interna ed esterna, esposte ad azione di trascinamento hanno una estensione pari a **96 m²** = $2 \times 12 \times 4$

Le superfici verticali possono considerarsi caratterizzate da un coefficiente di forma pari a **0.8** ed hanno una estensione di **3.5 m²**.

L'altezza di riferimento è assunta pari a 10 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.4.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

Entrambi gli effetti sommati danno luogo ad una spinta orizzontale pari a:

$$\blacktriangledown S \rightarrow = 7.2 \text{ kN} = 0.46 \times 2.4 \times 0.04 \times 96 + 0.46 \times 2.4 \times 0.8 \times 3.5$$

L'entità dell'azione e la presenza dei consueti elementi di controventamento di piano rendono trascurabile il caso di carico. È stato, comunque, verificato il caso di superfici laterali verdi quindi la resistenza della struttura alla spinta del vento nella direzione parallela alla facciata è stata valutata.

11.1.5.2 Vento perpendicolare alle superfici verticali frontali

Le superfici verticali, realizzate con grigliati metallici e riempimento a verde per non più dell'80% della superficie.

Ipotizzando cautelativamente una percentuale di vuoti superiore al 20%, coerentemente con quanto indicato nelle Istruzioni CNR al punto G.5, si applicano le prescrizioni riportate, per le strutture reticolari, nel paragrafo G.9 dello stesso documento.

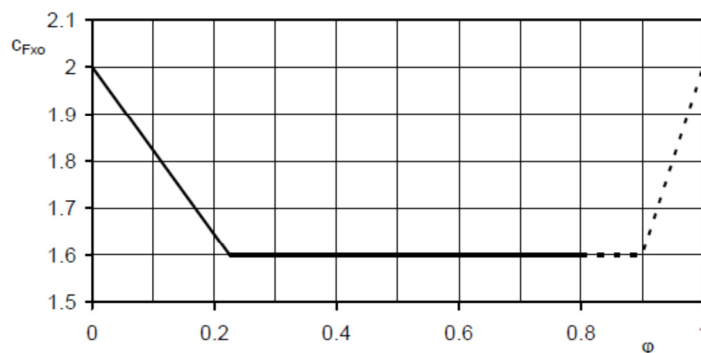


Fig. 28 [fig. G.39 Istr. CNR] - Coefficiente di forza per travi reticolari piane con elementi a spigoli vivi (da applicare all'area netta)

L'altezza di riferimento è assunta pari a 10 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.4.

Il coefficiente dinamico (C_d) è assunto pari a 1.

La pressione equivalente da applicare alla superficie lorda è:

$$q_k^p = 1.65 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.4 \times 1 \times 1.6 \times 0.8$$

11.1.6 Azioni termiche

La variazione termica dal montaggio secondo la tab. 3.5.II delle NTC è pari a $\pm 25^\circ \text{C}$.

La geometria della struttura consente libere deformazioni nelle direzioni di maggior lunghezza degli elementi rendendo trascurabili gli effetti delle variazioni termiche.

11.1.7 Sisma

La struttura in oggetto si configura come un elemento strutturale "secondario" quindi viene trattata secondo quanto previsto al punto 7.2.3 delle NTC.

La spinta sismica equivalente da applicare alla massa dell'elemento è quindi:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

Il valore di accelerazione al suolo da considerare per le verifiche allo SLV ($\alpha \cdot S$) è, come definito nella parte generale della presente relazione, pari a **0.12 g**.

Per la determinazione dell'azione sismica sul traliccio in oggetto si considera:

- periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale (T_a) pari a 0.01 sec;
- periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (T_1) pari a 0.3 sec;
- quota elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (Z) pari a 10 m;
- altezza dell'edificio (H) pari a 16 m;

- fattore di struttura dell'elemento secondario pari a 1.

L'azione sismica in termini di accelerazione orizzontale da applicare alle masse costituenti la struttura risulta:

▼ $F_a / W_a = 0.23 = 0.12 \times 1.9 / 1$

Sulla base della geometria delle masse e degli elementi di vincolo del sistema il sisma agente in direzione parallela al propetto dell'edificio è da ritenersi trascurabile.

Il sisma in direzione perpendicolare al propetto dell'edificio diretto verso l'interno è anch'esso trascurabile per le caratteristiche del vincolo è dell'impalcato dell'edificio.

11.2 Combinazioni di carico

SLU1 PP+Q+V ^X +V ^Y (max soll. az. vert.)	$1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 + 1.5 \cdot Q_{neve} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (V^X + V^Y);$
SLU2 PP+Q+V ^X +V ^Y (max soll. az. orizz.)	$1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 + 1.5 \cdot V^X + 1.5 \cdot 0.6 \cdot V^Y + 1.5 \cdot 0.5 \cdot Q_{neve};$
SLU3 PP+Q+V ^X +V ^Y (max soll. az. orizz.)	$1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 + 1.5 \cdot V^Y + 1.5 \cdot 0.6 \cdot V^X + 1.5 \cdot 0.5 \cdot Q_{neve};$
SLV_x PP+Q+E ^X +E ^Y (sisma x)	$1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot E^X + 0.3 \cdot E^Y;$
SLV_y PP+Q+E ^X +E ^Y (sisma y)	$1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot E^Y + 1.0 \cdot E^X;$
SLErV PP+Q (max def. az. vert.)	$1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q_{neve};$
SLErH_y PP+Q+V ^Y (max def. az. orizz.)	$1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot V^Y;$

11.3 Analisi strutturale

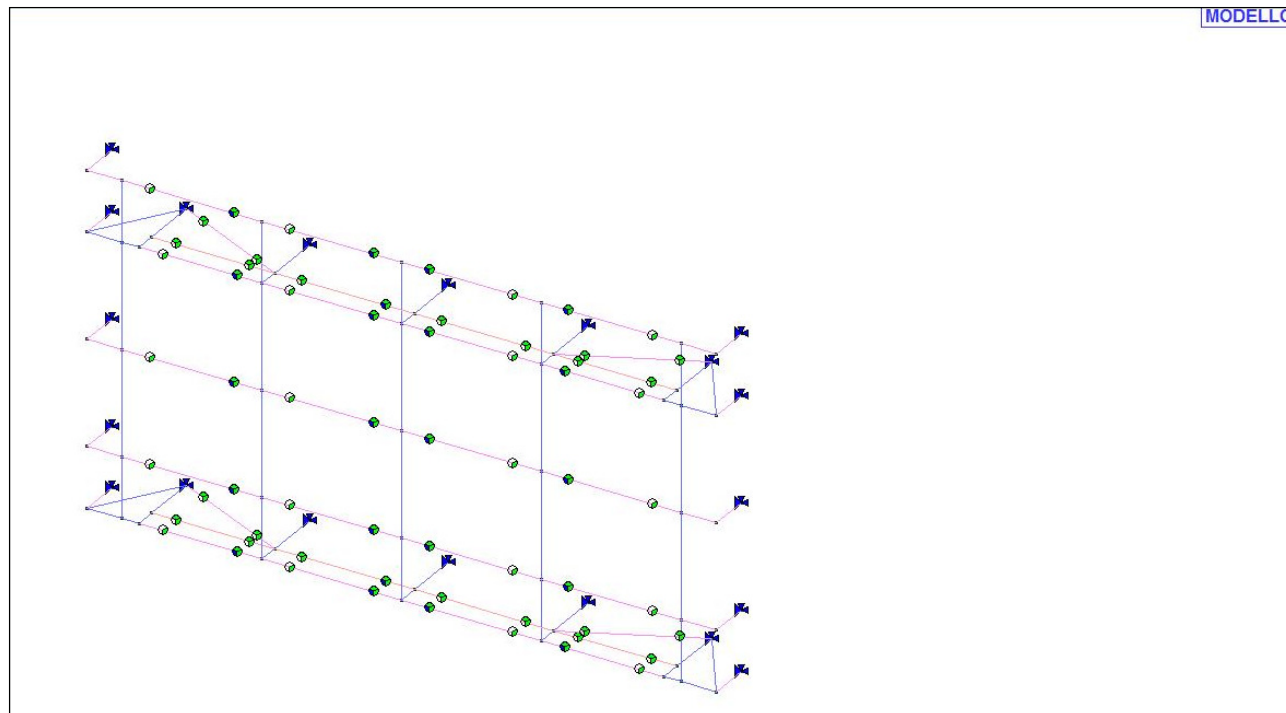


Fig. 29 Shema struttura 3D con vincoli esterni e interni

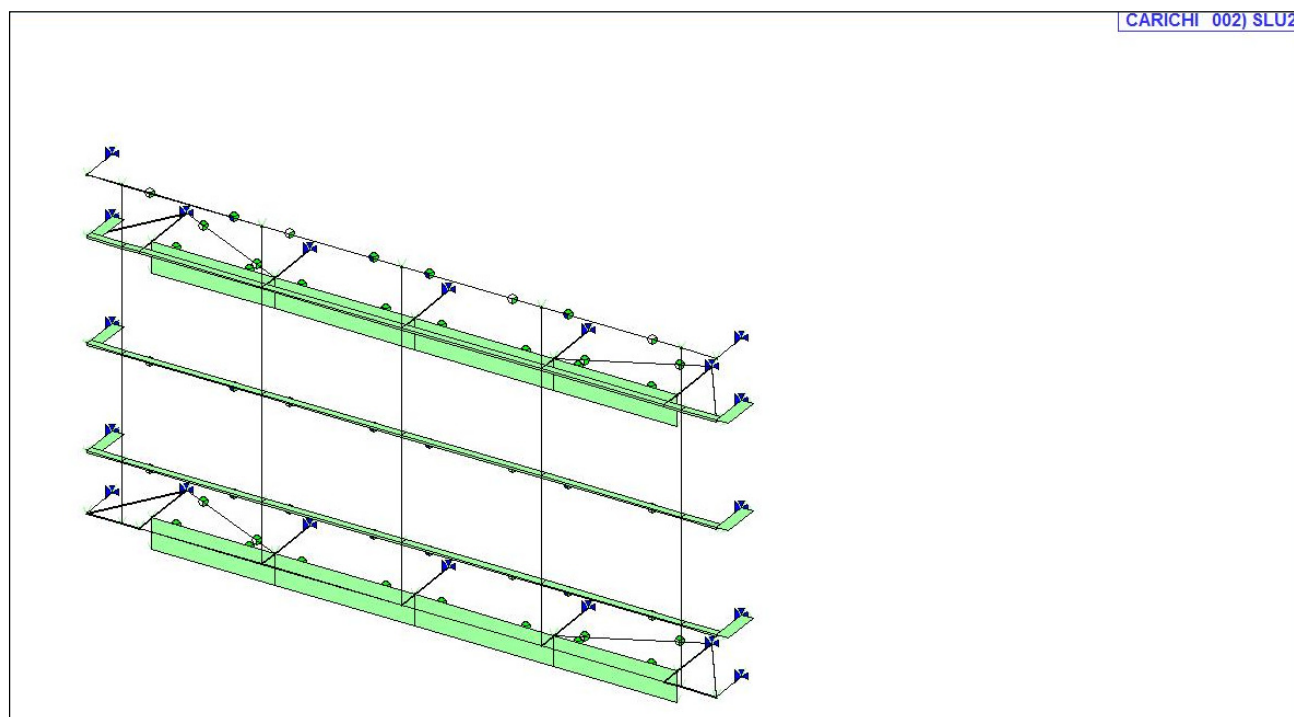


Fig. 30 Carichi applicati nella combinazione di massimo carico verso il basso

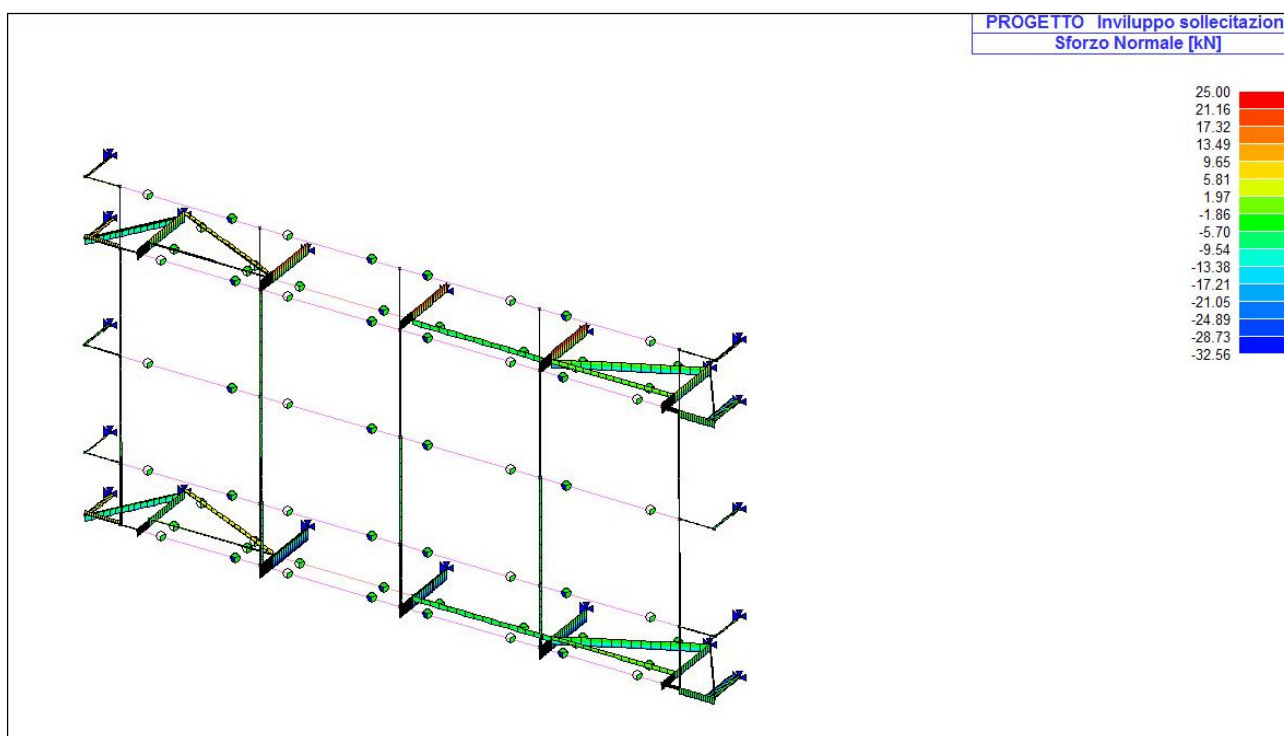


Fig. 31 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Sforzo normale

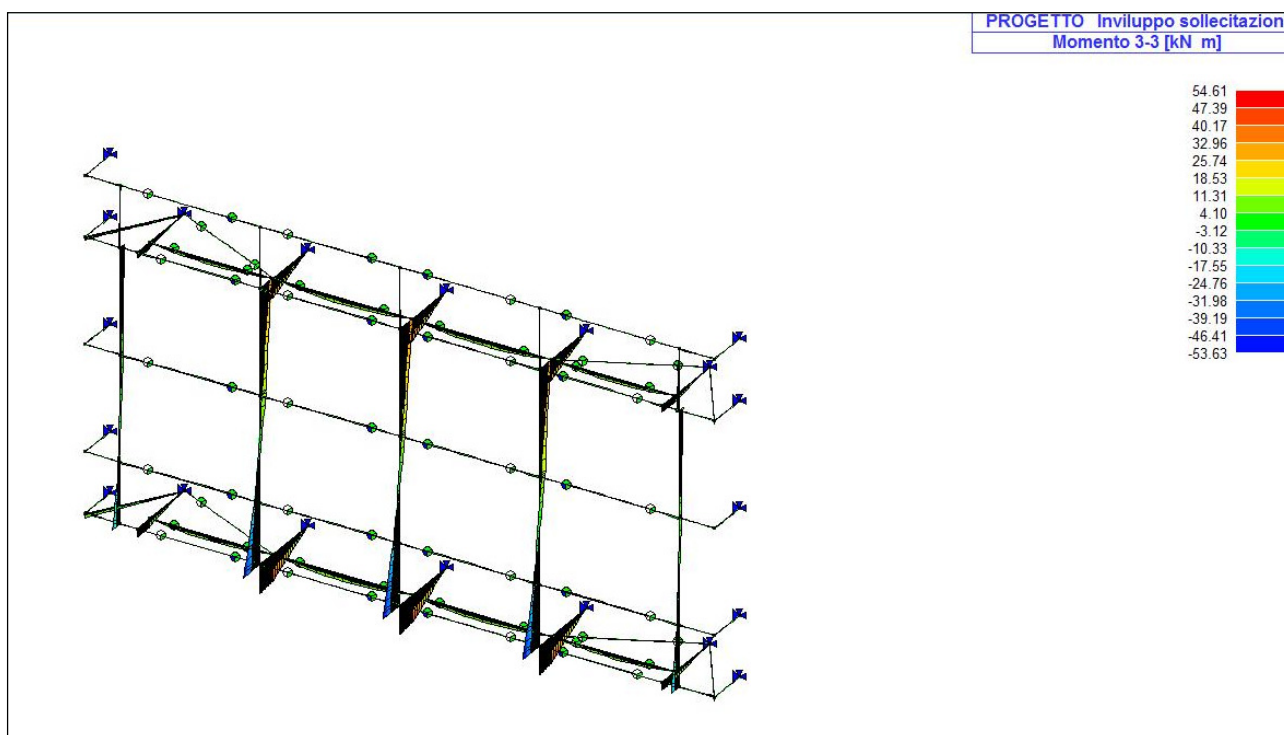


Fig. 32 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Momento flettente

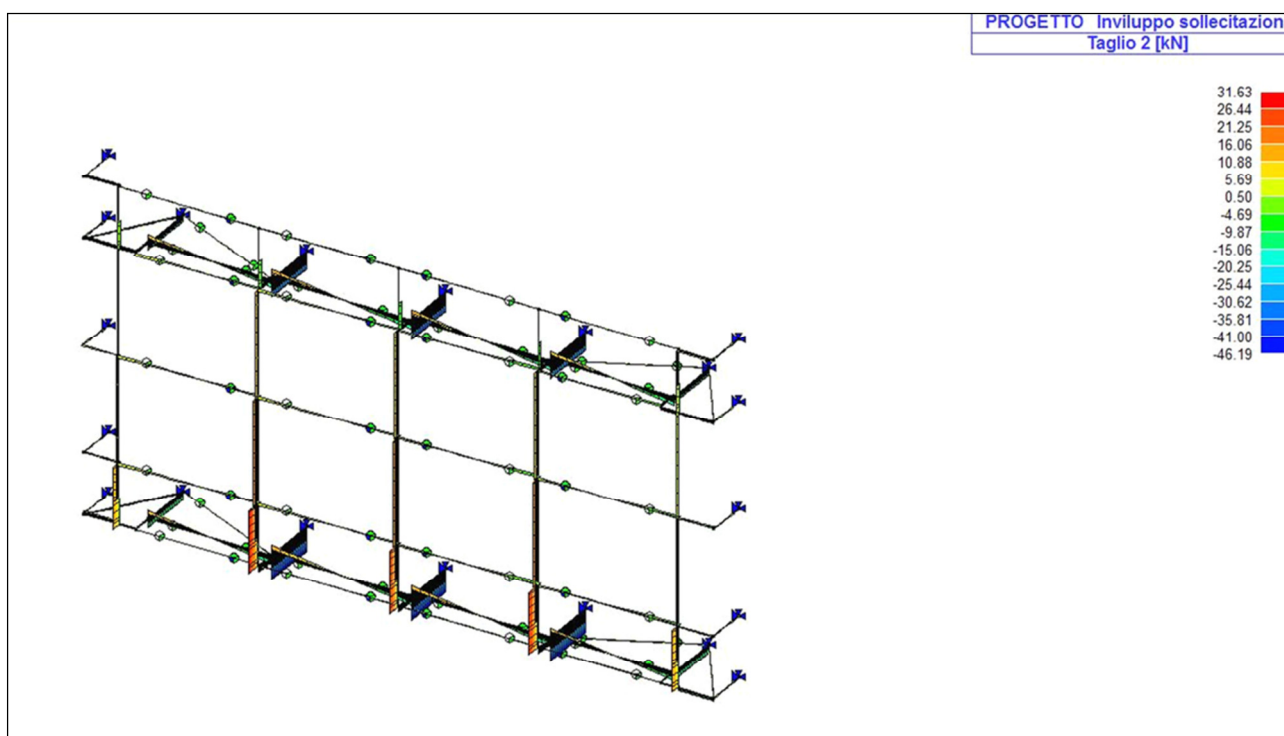


Fig. 33 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Taglio

11.4 Verifiche agli Stati limite ultimi

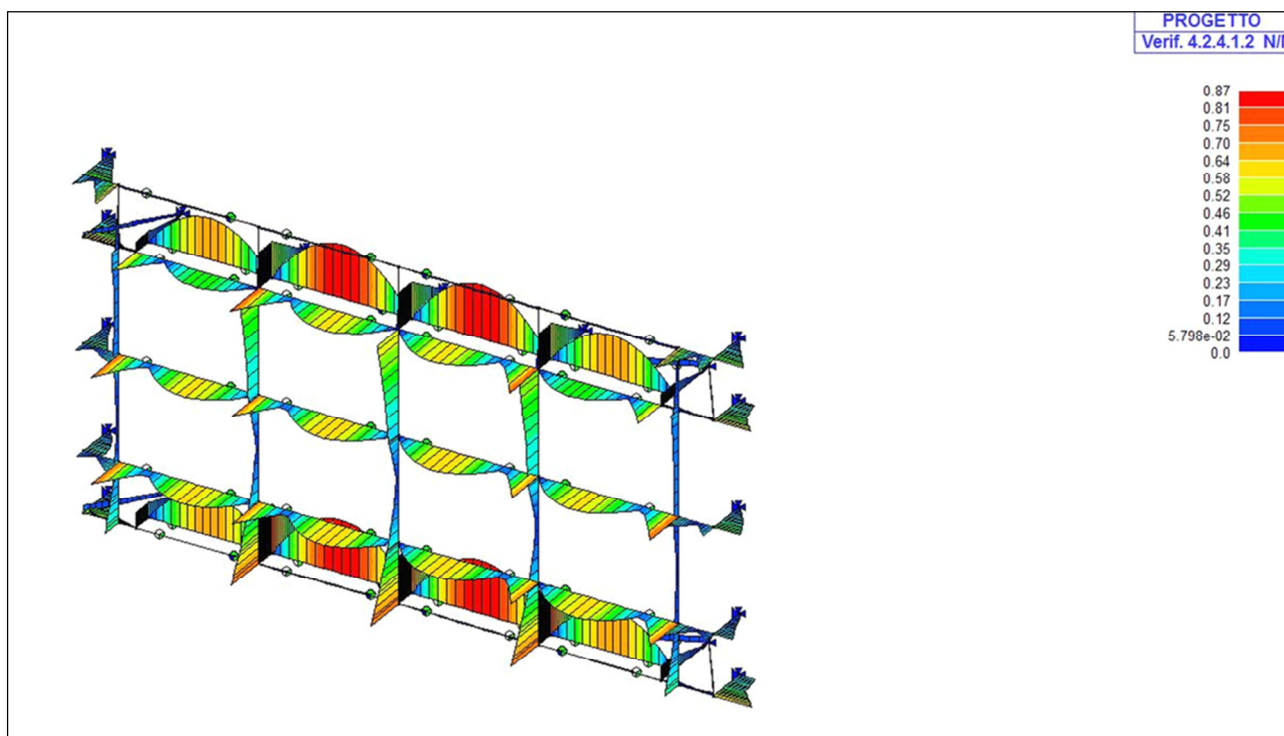


Fig. 34 Risultati delle verifiche di resistenza N/M

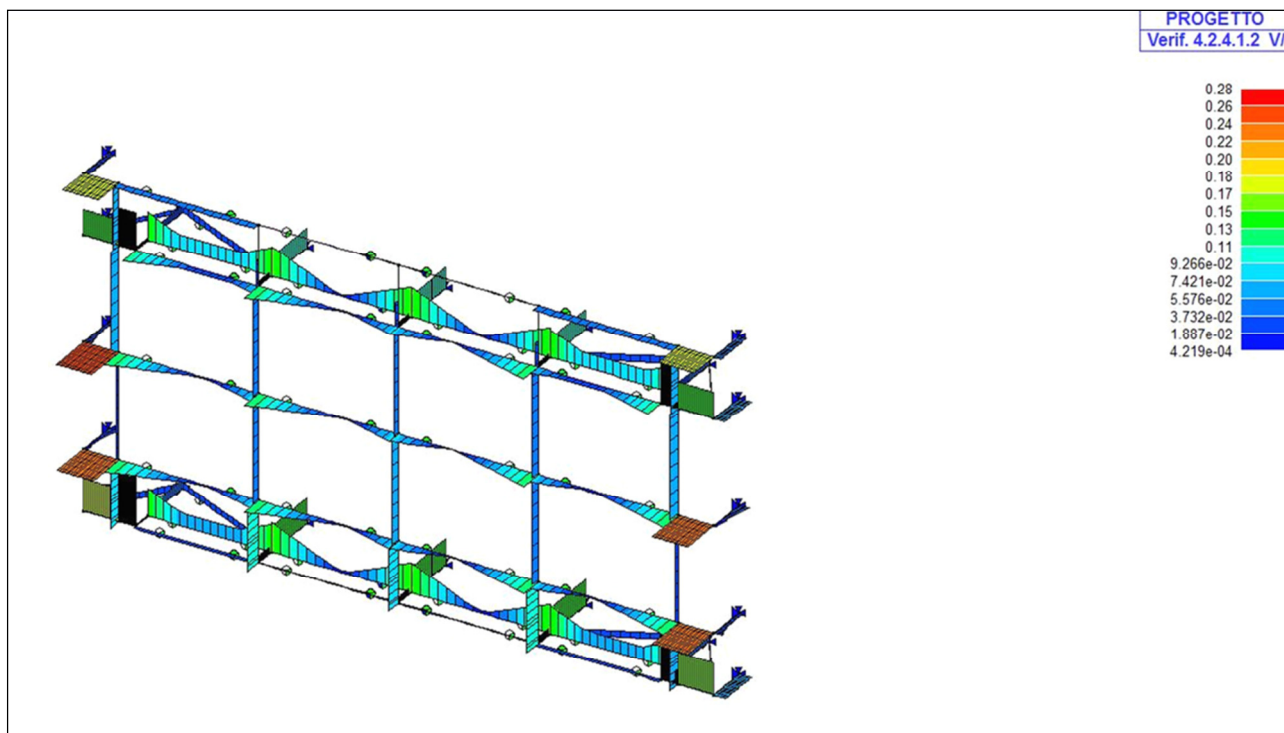


Fig. 35 Risultati delle verifiche di resistenza V/T

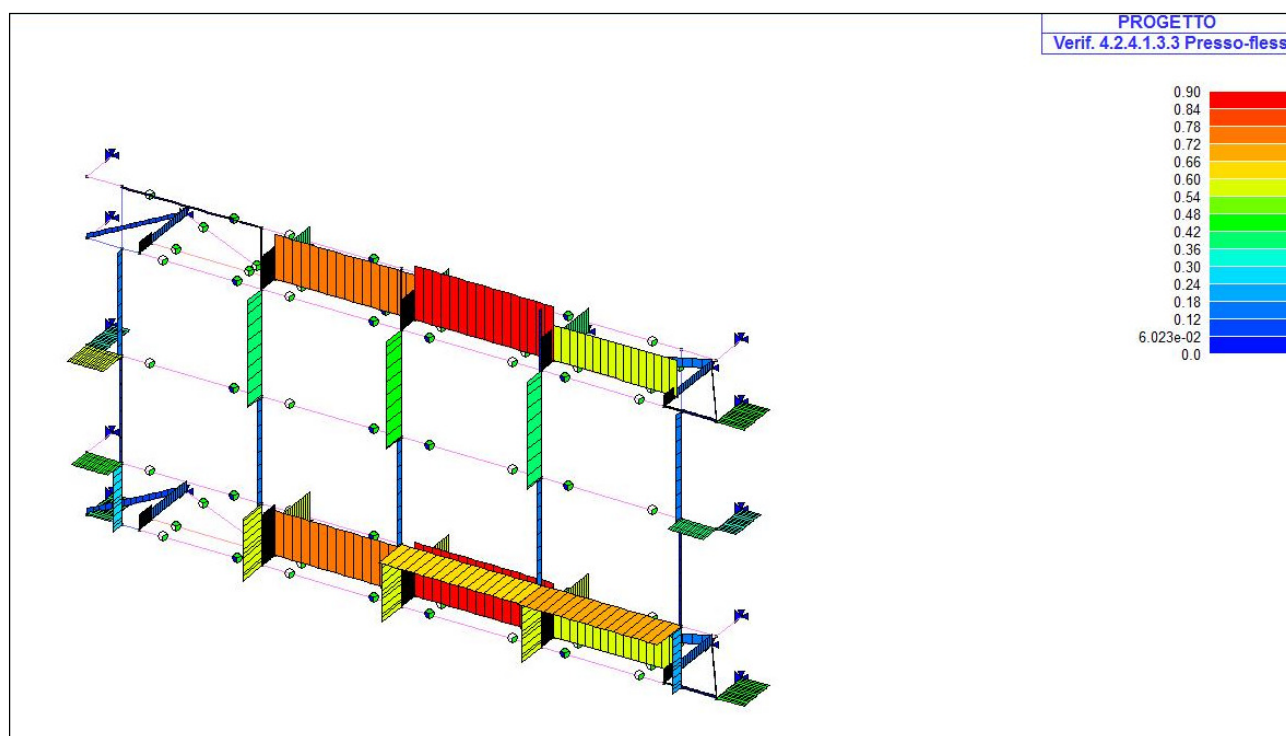


Fig. 36 Risultati delle verifiche di resistenza Pressoflessione

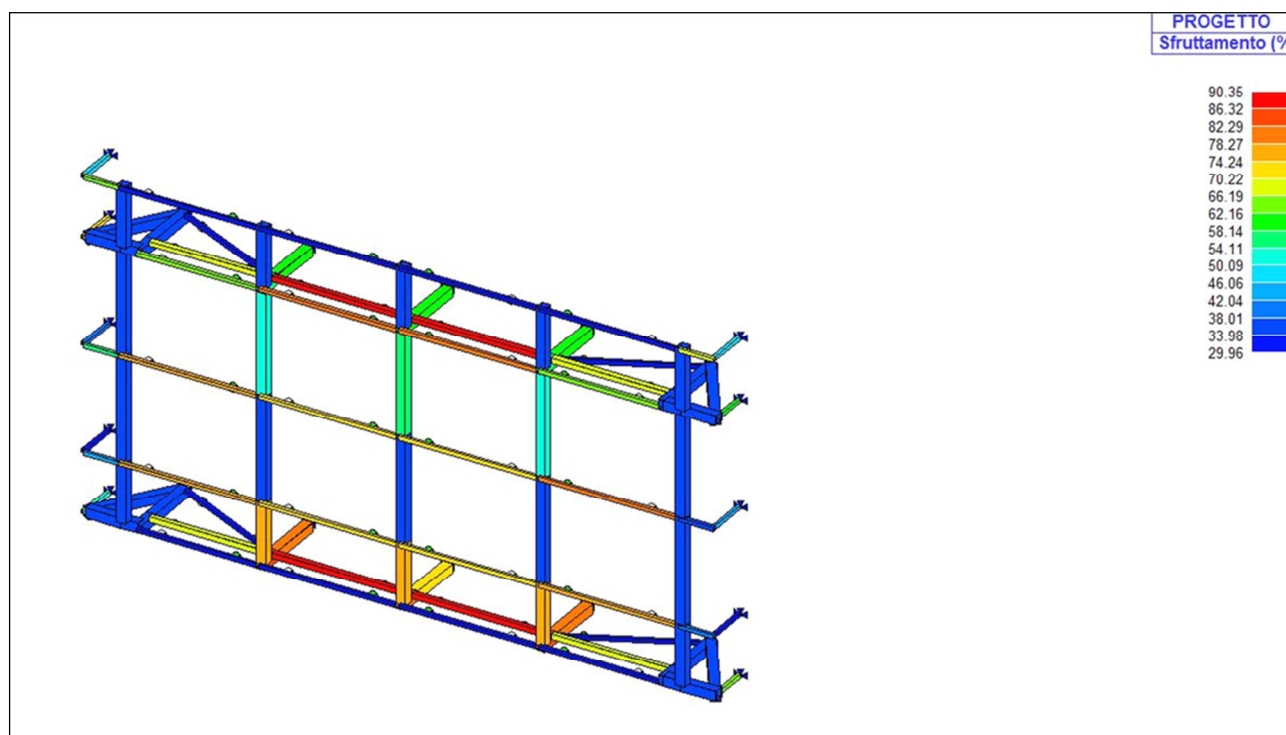


Fig. 37 Percentuale di sfruttamento della sezione

11.5 Verifiche agli Stati limite di esercizio

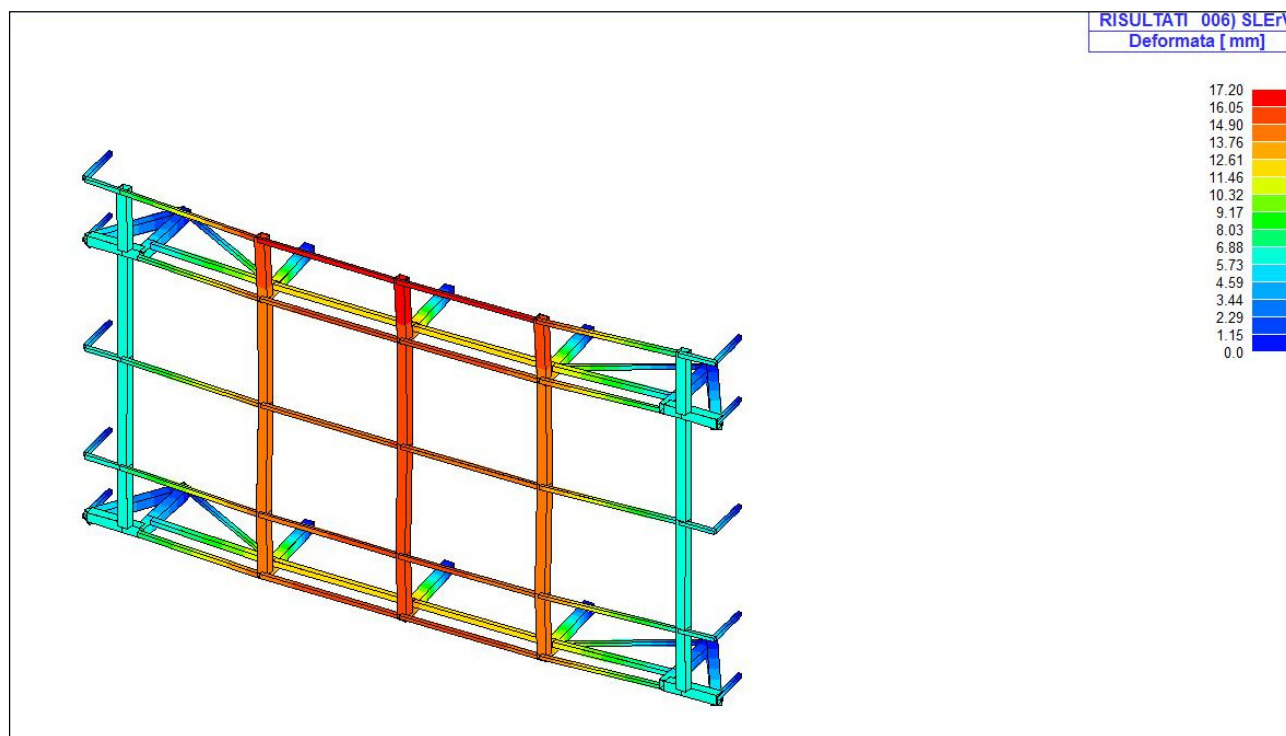


Fig. 38 Deformata verticale in corrispondenza della combinazione SLE rara

11.6 Verifiche connessioni

La trasmissione delle reazioni di vincolo all'esterno è operata da collegamenti per i quali la corrispondente sollecitazione limite è superiore a quella trasmessa.

11.6.1 Collegamenti alla trave di piano

I collegamenti sono realizzati con 4 ancoranti meccanici ad espansione M12X120 inseriti nel finaco della trave in c.a.p.

Il singolo collegamento è in grado di garantire, con i 4 tasselli nel loro insieme (tenuto conto dei fattori di riduzione della resistenza per interazione) le seguenti sollecitazioni massime:

- ▼ Trazione: 60kN
- ▼ Taglio: 60kN

Le massime azioni calcolate sono:

- ▼ Trazione: 40kN
- ▼ Taglio: 45kN.

Gli elementi riceventi sono travi in c.a.p. di grandi dimensioni (100X50 cm c.ca). Verificato il buono stato degli elementi si ritiene superflua ogni ulteriore verifica potendo ritenere le sollecitazioni trasmesse trascurabili rispetto alle sollecitazioni attuali e limite dell'elemento.

11.6.2 Collegamenti interni

Tutti i nodi interni trasmettono essenzialmente le sollecitazioni attraverso il taglio applicato ai bulloni di collegamento e le saldature di continuità o delle flange.

I criteri di scelta delle geometrie sono tali da disporre sempre di saldature in grado di ripristinare la resistenza dei due elementi connessi e di un adeguato numero di bulloni rispetto al minimo necessario.

Il numero dei bulloni per i diversi accoppiamenti è definito in funzione dell'azione trasmessa considerando come riferimento per ciascun bullone la resistenza limite di un singolo M12 su flangia di 5 mm di spessore, quale esposta di seguito.

Resistenza a trazione dei bulloni	$F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	48858.1 N
Resistenza a punzonamento flangia	$B_{pf,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	61600.4 N
Bull.	$F_{f,Rd} [N]$ $F_{t,Rd} [N]$	
1	6921.8 6921.8	

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni	$F_{vb,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$	32572.0 N
Bull.	$F_{bf,x,Rd} [N]$ $F_{v,x,Rd} [N]$ $F_{bf,y,Rd} [N]$ $F_{v,y,Rd} [N]$	
1	13705.0 13705.0 13705.0 13705.0	

Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

12 INSTALLAZIONE NUOVE UTA IN COPERTURA DELL'AEROSTAZIONE

Sulla copertura dell'edificio dell'aerostazione esistente verranno installate 4 nuove unità di trattamento aria.

12.1 Descrizione apparecchiature

12.1.1 UTA 20

▼ Posizione	campo solaio 10-11/D-E (parallela orditura)
▼ Peso	25 kN
▼ Impronta a terra	1.6 X 8 m
▼ Altezza baricentro	1.3 m

12.1.2 UTA 21

▼ Posizione	campo solaio 22-23/L-M (parallela orditura)
▼ Peso	25 kN
▼ Impronta a terra	1.6 X 8 m
▼ Altezza baricentro	1.2

12.2 Descrizione solai

I solai interessati dall'installazione sono realizzati con tegoli TG06 e TG09. I tegoli in c.a.p. sono inframmezzati da tavelle e finiti con soletta collaborante da 10 cm.

I sovraccarichi di progetto di questi solai sono:

▼ Permanente	3.0 kN/m ² ;
▼ Variabile	2.5 kN/m ² .

12.3 Valutazione capacità resistente solaio

Sulla base delle indicazioni disponibili ogni tavella a doppio T è in grado di sostenere le sollecitazioni derivanti dall'applicazione di un sovraccarico variabile di 2.5 kN/m² applicato ad una striscia di solaio di larghezza pari a 3.2m.

L'incremento di momento flettente applicabile è quindi:

▼ $\Delta M = 2.5 \text{ kNm} = 2.5 \times 3.2 \times 12^2 / 8 = 144 \text{ kNm}$

L'incremento di taglio applicabile è quindi:

▼ $\Delta V = 2.5 \text{ kNm} = 2.5 \times 3.2 \times 12 / 2 = 48 \text{ kN}.$

12.4 Verifica dell'installazione

12.4.1 Sovraccarico solaio

L'installazione, in virtù del carico stimato e delle evidenze circa la capacità resistente dei solai, è possibile senza che le strutture vengano sollecitate fuori dal loro ambito di progettazione.

Ad ulteriore conferma l'incremento di carico distribuito è pari a circa 2 kN/m², inferiore a quello di progetto per lo stesso campo.

12.4.2 Ribaltamento

L'apparecchiatura per il rapporto fra peso e superficie esposta al vento risulta soggetta al pericolo di ribaltamento e deve essere vincolata alla soletta, oltre che per ragioni di normativa antisismica, per evitare traslazioni.

Come si evince di seguito la spinta del vento supera il valore della massa sismica, di conseguenza è superiore a quella di un sisma superiore ad 1 g.

12.4.3 Spinta Vento

Il valore dell'azione statica equivalente q_k^0 è definito per l'intero progetto nella parte generale della presente relazione mentre i coefficienti di forza da applicare sono definiti di seguito.

12.4.3.1 Vento perpendicolare alla chiusura orizzontale

Coerentemente con quanto indicato nelle Istruzioni CNR il fattore di forza è assunto pari ad 1.2.

L'altezza di riferimento è assunta pari a 16 m quindi il coefficiente di esposizione (C_e) vale 2.7.

La pressione equivalente da applicare alla superficie lorda è:

▼ $q_k^C = 1.7 \text{ kN/m}^2 = 0.46 \times 2.7 \times 1 \times 1.4$

La spinta dovuta al vento risulta quindi:

▼ $S_k = 35 \text{ kN} = 8 \times 2.6 \times 1 \times 1.7.$

12.5 Basamento

Al fine di garantire l'applicazione del carico su due delle anime dei tegoli e realizzare un corretto piano di vincolo per le apparecchiature più ampie si installerà un basamento metallico fra queste ed il solaio.

Il basamento dimensionato sulla base delle indicazioni ad oggi disponibili, circa le UTA, sarà realizzato da un telaio in acciaio.

12.6 Collegamenti

Il collegamento del telaio al solaio sarà installato su cordoli da 3 m in c.a prefabbricati. I cordoli saranno collegati al solaio con barre ed ancoranti chimici, come per le strutture di copertura ma con ancoranti di lunghezza inghiessata massima di 90 mm.

Il collegamento del basamento ai cordoli sarà fatto con ancoranti meccanici leggeri.