

**Piano di interventi integrati per il miglioramento dell'efficienza energetica sull'aeroporto di Bari.
Opere complementari di efficientamento energetico dell'Aerostazione.**



MANDATARIA



Cofely Italia S.p.A.

Via Ostiense, 333 – 00146 Roma

PROGETTISTA INDICATO DALL'IMPRESA



Steam S.r.l.

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

STAZIONE APPALTANTE



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 2015

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 DOVRA' 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 2015	Prima emissione progetto esecutivo	M.M.	D.Ballis	R.Curci
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	1
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	2
2.1	<i>Realizzazione di una schermatura solare prospetto est del Corpo Centrale</i>	<i>2</i>
2.2	<i>Realizzazione di una schermatura solare con sagoma speciale (carlinga).....</i>	<i>2</i>
2.3	<i>Sistemazione delle finiture di alcune aree di copertura</i>	<i>2</i>
2.4	<i>Caratterizzazione strutturale dell'edificio dell'aerostazione</i>	<i>3</i>
2.4.1	Descrizione generale.....	3
2.4.2	Importanza e classe d'uso dell'opera	3
2.4.3	Geometria.....	4
2.4.4	Materiali	4
2.4.5	Caratterizzazione macroscopica della struttura	4
3	NORME E ALTRI RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE	6
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
5	DATI GENERALI DI PROGETTO	8
5.1	<i>Localizzazione</i>	<i>8</i>
5.2	<i>Sisma di progetto</i>	<i>8</i>
6	METODI E STRUMENTI DI ANALISI (CODICI DI CALCOLO)	10
7	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
8	AZIONI DI PROGETTO	13
8.1	<i>Pesi propri delle parti strutturali.....</i>	<i>13</i>
8.2	<i>Carichi permanenti</i>	<i>13</i>
8.3	<i>Sovraccarichi accidentali e azioni variabili.....</i>	<i>13</i>
8.4	<i>Neve.....</i>	<i>13</i>
8.5	<i>Vento</i>	<i>13</i>
8.5.1	Vento perpendicolare alle superfici verticali.....	14
8.5.2	Vento perpendicolare alle superfici sub-orizzontali	14
8.5.3	Vento parallelo alle superfici verticali e orizzontali	16
8.6	<i>Azioni termiche</i>	<i>17</i>
8.7	<i>Sisma</i>	<i>17</i>
9	COMBINAZIONI DI CARICO	18
10	ANALISI STRUTTURALE	20
10.1	<i>Strutture esistenti interconnesse</i>	<i>20</i>
10.1.1	Pareti verdi del piano superiore	20
10.1.2	Pareti verdi del piano inferiore.....	23
10.2	<i>Nuove strutture.....</i>	<i>25</i>
10.3	<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>	<i>32</i>

<i>10.4 Verifiche agli Stato Limite di Esercizio</i>	<i>37</i>
<i>10.5 Collegamenti alle strutture esistenti.....</i>	<i>39</i>
<i>10.6 Pareti verdi del piano superiore</i>	<i>39</i>
<i>10.7 Pareti verdi del piano inferiore.....</i>	<i>40</i>
<i>10.8 Collegamenti interni.....</i>	<i>41</i>
<i>10.9 Verifiche locali al piede dei pilastri sui solai</i>	<i>42</i>
10.9.1 Verifica ammissibilità del carico sui punti di appoggio	43
10.9.2 Verifica a punzonamento del piano di appoggio.....	43
10.9.3 Verifica del sistema di ancoraggio della base del pilastro.....	43
<i>10.10 Verifica collegamento a trave in c.a.</i>	<i>47</i>
11 CONCLUSIONI	52

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto di Efficientamento energetico dell'Aerostazione di Bari sono previste le opere in oggetto per le quali la classe d'uso, come definita dal D.M. 14 gennaio 2008 è la Classe II.

Quanto sopra indicato discende dalle seguenti valutazioni circa le conseguenze di un eventuale collasso delle strutture da realizzare in caso di sisma:

- ▼ Le aree ed i percorsi interessati sono secondari nella fruizione dell'aerostazione e non sono ipotizzabili affollamenti significativi;
- ▼ L'interazione delle nuove strutture con l'edificio esistente è tale da non influenzare negativamente la sicurezza strutturale dello stesso.
- ▼ L'incremento complessivo dei carichi in fondazione è trascurabile in quanto dell'ordine di 15 t a fronte di una massa dell'edificio di 36000 t. Con la realizzazione del progetto di efficientamento energetico era già stata apportata una variazione rispetto alla situazione di riferimento ma l'incremento era basso, pari a 0.7% dei carichi esistenti.
Pertanto l'incremento dei carichi si mantiene molto al di sotto del limite massimo del 10% previsto per l'applicabilità dell'iter di progettazione ed autorizzativo seguito.
- ▼ L'incremento di carico nel piano è dello stesso ordine di grandezza di quello definito nei confronti dell'edificio poiché tutti i quattro impalcati hanno pressoché la stessa massa.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nell'ambito di questa fase di completamento del progetto di Efficientamento energetico dell'Aerostazione di Bari sono previste le seguenti opere oggetto trattate nel presente progetto strutturale.

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

2.1 Realizzazione di una schermatura solare prospetto est del Corpo Centrale

Le strutture in oggetto sono dei portali, prevalentemente zoppi connessi alle schermature di recente realizzazione sul prospetto dell'edificio aerostazione o, in alcuni casi, al solaio del piano secondo.

La quasi totalità delle superfici verticali è prevista essere ricoperta da vegetazione appositamente piantumata.

Le superfici orizzontali sono per metà destinate ad essere ricoperte da vegetazione e per metà coperte con pannelli in polycarbonato orditi sui correnti della struttura in progetto.

2.2 Realizzazione di una schermatura solare con sagoma speciale (carlinga)

Le struttura in oggetto è realizzata con tipologia simile alla precedente, telai piani che si susseguono ma ha dimensioni decisamente inferiori.

Avendo scelto di realizzare la struttura dei telai con le stesse sezioni selezionate per la struttura maggiore si po' ritenere rappresentativa la verifica della struttura principale, più grande e quindi con maggiori aree esposte al vento e con geometria meno compatta di quella della "carlinga".

2.3 Sistemazione delle finiture di alcune aree di copertura

In alcune aree dei solai di copertura dell'edificio aerostazione e del suo ampliamento verranno realizzate coperture con finitura a verde o con prestazioni estetico-funzionali superiori all'esistente.

Le finiture in oggetto sostituiranno l'attuale finitura o verranno realizzate in sostituzione di finiture previste nel progetto dell'edificio ma mai realizzate.

Le finiture previste, se rapportate ai carichi permanentemente portati di progetto, non comportano variazioni in aumento dei carichi stessi. Il carico previsto in progetto per la sola pavimentazione era di 1.6 kN/m² mentre le finiture che si prevede di applicare non eccedono 1.5 kN/m².

2.4 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).

2.4.1 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 torrini scale ed i lucernai.

2.4.2 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.

2.4.3 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.

2.4.4 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.

2.4.5 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.

Terreno di fondazione

Il terreno di fondazione è costituito da rocce e la struttura non è stata e presumibilmente non sarà soggetta a cedimenti di rilievo. I margini di sicurezza rispetto alla portanza limite del terreno possono ritenersi buoni essendo la massima pressione sul terreno (definita nella valutazione pari a 1.8 kg/cm^2), inferiore del 15% rispetto alla pressione ammissibile sul terreno (stimata nella relazione geologica in circa 2 kg/m^2), .

A titolo illustrativo si riporta di seguito, estratta della relazione geologica redatta per la realizzazione della struttura, una stratigrafia rilevata in situ.

Sondaggio S1 (quota m 44.00) - Figg. 12-13:

da m 0,00 a m -0,90	terreno agrario e materiale di riporto;
da m -0,90 a m -4,50	calcari nocciola sottilmente stratificati, fratturati e carsificati;
da m -4,50 a m -5,00	calcari nocciola sottilmente stratificati, molto fratturati e carsificati con lenti di terre rosse e di limi sabbiosi giallastri;
da m -5,00 a m -5,80	terre rosse;
da m -5,80 a m -6,50	calcari nocciola stratificati, fratturati e carsificati con lenti di terre rosse e di limi sabbiosi giallastri;
da m -6,50 a m -6,70	terre rosse;
da m -6,70 a m -7,00	calcari nocciola fratturati e carsificati;
da m -7,00 a m -7,80	terre rosse;
da m -7,80 a m -8,10	calcari nocciola fratturati e carsificati;
da m -8,10 a m -8,70	calcari dolomitici grigiastri alternati con calcari nocciola mediamente stratificati e carsificati;
da m -8,70 a m -11,00	calcari bianchi e calcari nocciola fratturati con lenti di limi sabbiosi giallastri;
da m -11,00 a m -11,70	terre rosse;
da m -11,70 a m -12,40	calcari nocciola fratturati e carsificati;
da m -12,40 a m -13,30	calcari bianchi e calcari nocciola fratturati con lenti di limi sabbiosi giallastri;
da m -13,30 a m -15,50	calcari bianchi e calcari nocciola fratturati.

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. Tale interpretazione dei dati coincide con l'interpretazione adottata per la valutazione di sicurezza.

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

3 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).

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- ▼ Verifica della vulnerabilità sismica dell'aerostazione del luglio 2011;
- ▼ Relazione geologica allegata alla verifica di vulnerabilità di cui al primo punto;
- ▼ Rilievo strutturale eseguito in occasione della verifica di vulnerabilità di cui al primo punto;
- ▼ Elaborati grafici e descrittivi di progetto del corpo centrale e dell'ala est

5 DATI GENERALI DI PROGETTO

5.1 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.

5.2 Sisma di progetto

Come illustrato in premessa, tutti gli interventi in progetto sono appartenenti alla classe d'uso II. Ciò non di meno, al fine elevare le prestazioni delle nuove strutture a quelle target delle esistenti, tutte le strutture nuove sono progettate per sismi definiti in accordo ai parametri caratteristici dell'edificio esistente e non delle opere in 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 esistente 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	$T_c^* [sec]$
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
31462 (16.75; 41.19)	5583	2%
31463 (16.81; 41.19)	6353	-6%
31684 (16.74; 41.14)	1999	4%
31685 (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	$T_c^* [sec]$	Ss	Cc
SLO	8% in 100 anni	60	0.036	2.46	0.30	1200	1399
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	1.74
SLD	0.052	0.131	0.16	0.48	1.77
SLVe	0.121	0.320	0.23	0.68	2.00
SLVd	"	0.320	"	"	"
SLCe	0.154	0.416	0.23	0.68	2.11
SLCd	"	0.416	"	"	"

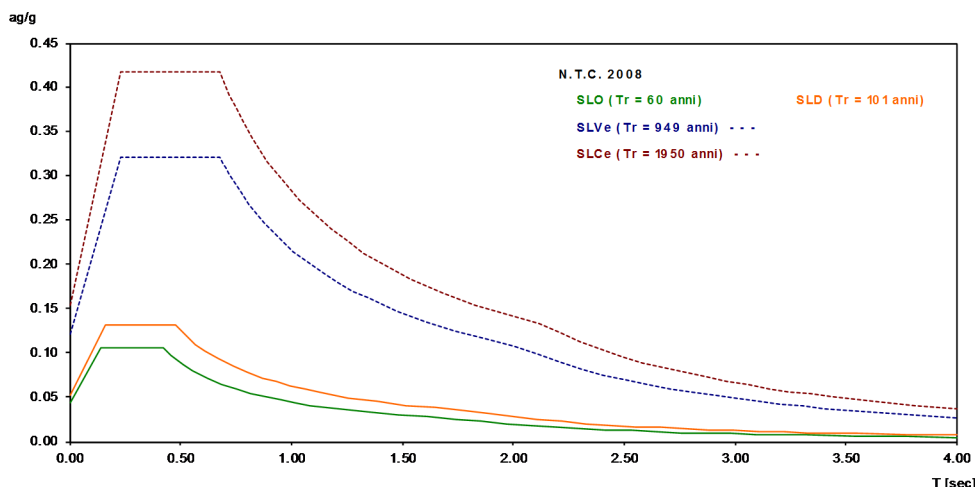


Fig. 1 Spettri elastici di riferimento per azione sismica orizzontale

6 METODI E STRUMENTI DI ANALISI (CODICI DI CALCOLO)

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, oltre che dalla dichiarazione riportata di seguito.

Di seguito i riferimenti del software di calcolo utilizzato:

- ▼ *denominazione e release: PRO_SAP build 2015.07.0170 - RY2015(b);*
- ▼ *produttore e distributore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.*
- ▼ *licenza: e-time.*

La dichiarazione riportata di seguito e maggiori dettagli circa le valutazioni affidabilità eseguite dal produttore del software sono reperibili al seguente indirizzo web:

<http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm>.

La correttezza dei risultati forniti dalle elaborazioni mediante codici di calcolo è stata verificata mediante confronto dei risultati ottenuti con i corrispondenti valori attesi, determinati attraverso processi manuali con modelli semplificati e di immediata interpretazione.

L'importanza delle opere è tale da non richiedere analisi ripetute con altri codici o modellazioni indipendenti di confronto.

Dichiarazione affidabilità

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice
(D.M. 14/01/2008 - Paragrafo 10.2)

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

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

Elemento tipo TRUSS (asta)*

Elemento tipo BEAM (trave)*

Elemento tipo MEMBRANE (membrana)*

Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)*

Elemento tipo BRICK (solido)

Elemento tipo BOUNDARY (molla)*

Elemento tipo STIFFNESS

(matrice di rigidità)

* anche non lineare

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità

2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:

<http://www.2s.i.it/affidabilità.php>

- Filtri di autodiagnostica

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali.

Garanzia di qualità

Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.

Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;

- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;

- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore fem 2S.I. implementa componenti sviluppati da CM2 - Computing Objects SARL spin-off dell'Ecole Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:

http://www.2s.i.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilità/benchmarks_e_sap.zip

PRO_SAP
PROfessional Structural Analysis Program

Rev. del 05/06/2013

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

8 AZIONI DI PROGETTO

8.1 *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**.

8.2 *Carichi permanenti*

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

Il peso delle schermature in polycarbonato è stimato in **0.1 kN/m²**.

8.3 *Sovraccarichi accidentali e azioni variabili*

Non si considera sovraccarico da manutenzione (0.5 kN/m²) in quanto la copertura non risulta praticabile.

8.4 *Neve*

Per la determinazione del carico da neve si è assunto:

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

Il carico da neve è assunto pari a **0.8 kN/m²**.

8.5 *Vento*

Per la determinazione del carico da vento si è assunto:

- Zona vento = 3
($V_{b.o}=27$ m/s; $A_o=500$ m; $K_a=0.002$ 1/s);
- Classe di rugosità del terreno: D;
- Categoria esposizione: tipo II
($K_r=0.19$; $Z_o=0.05$ 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 del coefficiente di esposizione, variabili in funzione della geometria analizzata è **$q_k^0 = 0.46$ kN/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 sempre pari a 1.

Il fattore di forma è quindi le azioni da vento relative sono definiti di seguito a seconda della geometria considerata. Si evidenzia che per le superfici sub-orizzontali l'inclinazione in progetto, pari al 5%, risulta equiparata dal riferimento normativo seguito alla inclinazione di 20°.

8.5.1 Vento perpendicolare alle superfici verticali

Il vento agente in direzione perpendicolare alle pareti del camminamento è valutata con riferimento allo schema in figura considerando le pareti del camminamento come pareti, cautelativamente assunte cieche, sopravvento o sottovento del fabbricato aerostazione.

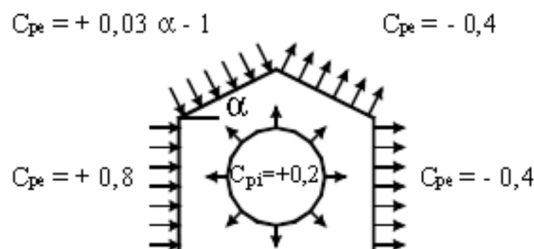


Fig. 2 Estratto fig. C3.3.3 Circ. NTC

A seconda dell'esposizione le superfici verticali sono state considerate soggette alle seguenti azioni da vento, definite in accordo al diverso coefficiente di forma (C_{pe}) che le caratterizza:

- **pareti sopravvento** $q_+ = 0,46 \times 2,7 \times (+0,8-0,0) = \mathbf{1,0 \text{ kN/m}^2}$;
- **pareti sottovento** $q_- = 0,46 \times 2,7 \times (-0,4-0,2) = \mathbf{-0,75 \text{ kN/m}^2}$.

8.5.2 Vento perpendicolare alle superfici sub-orizzontali

Le superfici sub-orizzontali in progetto costituiscono in alcuni casi la copertura della costruzione aerostazione in quanto non schermate da elevazioni superiori della costruzione stessa. In quelle zone che rispondo alla configurazione descritta le azioni da vento sono determinate in accordo ai riferimenti di norma considerando, cautelativamente, le pareti verdi prive di vegetazione e quindi aperte.

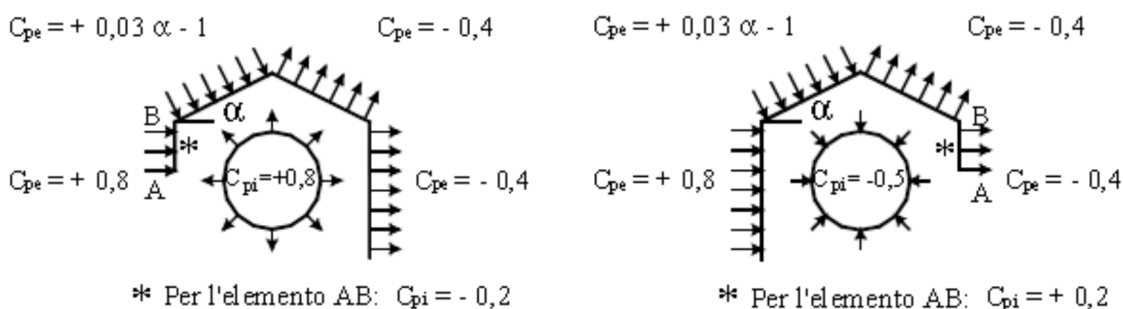


Fig. 3 Estratto fig. C3.3.3 Circ. NTC

A seconda dell'esposizione le superfici sub-orizzontali assimilabili alla copertura del fabbricato sono considerate soggette alle seguenti azioni da vento, definite in accordo al diverso coefficiente di forma (C_{pe}) che le caratterizza:

- **superfici sopravvento** $q_+ = 0,46 \times 2,7 \times (-0,8-0,4) = \mathbf{-1,5 \text{ kN/m}^2}$;
- **superfici sottovento** $q_- = 0,46 \times 2,7 \times (-0,4-0,8) = \mathbf{-1,5 \text{ kN/m}^2}$.

Altre superfici sub-orizzontali in progetto risultano non essere schermate da pareti dell'aerostazione pertanto. In quelle zone che rispondo alla configurazione descritta le azioni da vento sono determinate in accordo ai coefficienti propri delle pensiline isolate.

Applicando i fattori di forma delle pensiline aperte si ha:

- **azione diretta verso il basso** $q_+ = 0.46 \times 2.7 \times 1.2 = \mathbf{1.5 \text{ kN/m}^2}$;
- **azione diretta verso l'alto** $q_- = 0.46 \times 2.7 \times -1.2 = \mathbf{-1.5 \text{ kN/m}^2}$.

Poiché tale geometria risulta legata alla presenza di una superficie orizzontale impermeabile al vento, non coerente con l'origine vegetale della schermatura, ed alla contemporanea assenza delle schermature verticali, assicurate dalla medesima piantumazione, si ritiene essere un caso di carico da applicare alle sole superfici di schermatura in policarbonato.

Per determinare la massima azione verticale agente sulla superficie complessiva coperta (inclusa la superficie vegetale) si considera il caso di pensilina aggettante da prospetto.

In accordo alle indicazioni delle NTC, in mancanza di riferimenti nazionali ed europei per questa specifica tipologia di struttura, 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.

NET PRESSURE COEFFICIENTS ($C_{p,n}$) FOR CANOPIES AND AWNINGS ATTACHED TO BUILDINGS FOR $\theta = 0^\circ$ (see Figure D6(a))

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, -0.2
	0.5	0.4, -0.2
$h_c/h \geq 0.5$	0.5	0.5, -0.3
	0.75	0.4, $[-0.3 - 0.2(h_c/w_c)]$ or -1.5 (see Note 2)
	1.0	0.2, $[-0.3 - 0.6(h_c/w_c)]$ or -1.5 (see Note 2)

NOTES:

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

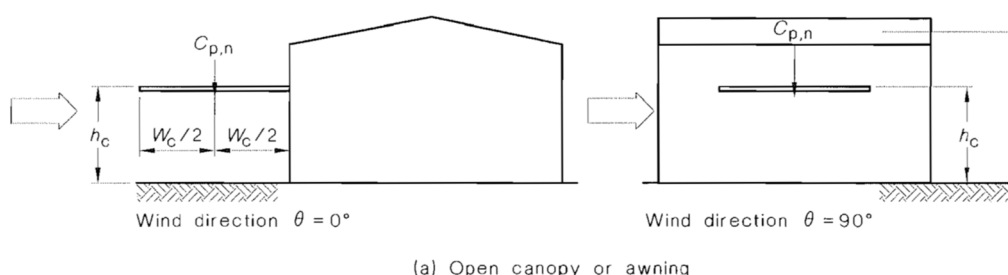


Fig. 4 [tab. D8 / fig. D6a - AS/NZS 1170.2:2011] Coefficienti di pressione netta per elementi quali quelli descritti nell'immagine in basso nel caso $\theta = 0^\circ$

Considerando che le pareti verdi del piano superiore 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 $hc/h = 0.5$. Dalle dimensioni della struttura in progetto si ricava $hc/wc < 1.5$.

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	$\varphi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$

Fig. 5 [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 da assumere è quindi $\varphi = 0$ e l'inclinazione equivalente è $\alpha = 20^\circ$.

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

- **azione diretta verso il basso** $q_+ = 0.46 \times 2.7 \times 0.5 = \mathbf{0.62 \text{ kN/m}^2}$;
- **azione diretta verso l'alto** $q_- = 0.46 \times 2.7 \times -0.3 = \mathbf{-0.37 \text{ kN/m}^2}$.

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

- **azione diretta verso il basso** $q_+ = 0.46 \times 2.7 \times 0.5 = \mathbf{0.87 \text{ kN/m}^2}$;
- **azione diretta verso l'alto** $q_- = 0.46 \times 2.7 \times -1.4 = \mathbf{-1.74 \text{ kN/m}^2}$.

Poiché quest'ultima configurazione risulta legata alla presenza di una superficie orizzontale impermeabile al vento, non coerente con l'origine vegetale della schermatura, ed alla contemporanea assenza delle schermature verticali, assicurate dalla medesima piantumazione, si ritiene essere un caso di carico da applicare alle sole superfici di schermatura in polycarbonato.

Valutati i diversi valori dell'azione del vento in funzione della geometria considerata, si sceglie di applicare i seguenti valori di carico:

- **azione verso il basso su superficie complessiva** $q_+ = \mathbf{0.62 \text{ kN/m}^2}$;
- **azione verso l'alto su superficie complessiva** $q_- = \mathbf{-1.50 \text{ kN/m}^2}$;
- **azione verso il basso su superficie in polycarbonato** $q_+ = \mathbf{0.87 \text{ kN/m}^2}$;
- **azione verso l'alto su superficie in polycarbonato** $q_- = \mathbf{-1.74 \text{ kN/m}^2}$.

8.5.3 Vento parallelo alle superfici verticali e orizzontali

Il vento agente in direzione parallela allo sviluppo del camminamento produce un'azione tangenziale sulle superfici di copertura e di schermatura verticale.

Le superfici piane esposte al vento sono caratterizzate da spiccata irregolarità soprattutto per quanto riguarda le porzioni ricoperte da vegetazione. Si applica un coefficiente di rugosità pari a **0.04**, il maggiore fra quelli indicati dalle Istruzioni CNR in G.12, in modo da essere rappresentativo anche delle condizioni più gravose.

Per quanto esposto l'azione del vento da luogo ad un'azione di trascinamento per unità di superficie pari a:

- **azione di trascinamento** $q_+ = 0.46 \times 2.7 \times 0.04 = \mathbf{0.05 \text{ kN/m}^2}$.

8.6 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.

8.7 Sisma

Le strutture devono essere trattate come elementi non strutturali, e quindi secondo quanto indicato al punto 7.2.4 del DM, ai fini della determinazione delle azioni sismiche agenti su di esse. Le strutture vengono progettate in modo da garantire stabilità in caso di sisma, non contribuiscono in nessun modo alla resistenza della struttura principale cui si collegano e non ne modificano il comportamento introducendo rigidità e carichi trascurabili rispetto a quelle della struttura principale.

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 sui supporti in oggetto si considera:

- periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale (T_a) pari a 0.1 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:

$$\blacktriangledown F_a / A = 0.5 = 0.12 \times 4.15 / 1$$

Sulla base della geometria delle masse e degli elementi di vincolo del sistema il sisma agente sulle strutture in oggetto è da ritenersi trascurabile in quanto le masse del sistema sono tali che, anche accelerate di 0.5 g genererebbero una spinta orizzontale inferiore a quella derivante dalle azioni da vento.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

In base alle azioni definite come non trascurabili ed alla geometria dell'opera è definito il set di combinazioni più adeguato per massimizzare li effetti dei carichi stessi sulla costruzione.

Per ridurre i set di carichi applicati si é scelto di separare i casi di carico delle azioni da vento agenti in direzione verticale da quelle agenti in direzione orizzontale e comporre il se di azioni da vento di combinazione attraverso al combinazione di carichi "unitari".

Per quanto detto i coefficienti di combinazione per le azioni da vento risultano includere un fattore necessario alla ricostituzione del carico effettivo a partire da carichi unitari proporzionali alle superfici di pertinenza dei singoli elementi.

I fattori di combinazione come carichi variabili secondari valgono, per i carichi di interesse: 0.5 per l'azione neve e 0.6 per l'azione vento.

In linea di principio le azioni da considerare sono le seguenti:

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

Tenendo conto del livello trascurabile dell'azione sismica, delle ipotesi di concomitanza dei carichi e della necessità di distinguere i diversi comportamenti delle superfici aperte o chiuse da vegetazione, le combinazioni analizzate sono le seguenti:

			G1	G2	Sbase	Wbase	Wagg	Wx	Wy	Sagg
SLU1	Complessiva_neve	1	1.3	1.5	1.5	0.75	0.75	0.75	0.00	1.5
SLU2	Complessiva_vento_x+_+	1	1.3	1.5	0.9	1.50	1.50	1.50	0.90	0.9
SLU3	Complessiva_vento_x-_+	1	1.3	1.5	0.9	1.50	1.50	-1.50	-0.90	0.9
SLU4	Complessiva_vento_y+_+	1	1.3	1.5	0.9	1.50	1.50	0.90	1.50	0.9
SLU5	Complessiva_vento_y-_+	1	1.3	1.5	0.9	1.50	1.50	-0.90	-1.50	0.9
SLU6	Complessiva_vento_x+_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	-1.50	1.50	0.90	0.0
SLU7	Complessiva_vento_x-_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	-1.50	-1.50	-0.90	0.0
SLU8	Complessiva_vento_y+_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	-1.50	0.90	1.50	0.0
SLU9	Complessiva_vento_y-_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	-1.50	-0.90	-1.50	0.0
SLU10	Policarbonato_vento_x+_ +	1	1.3	1.5	0.9	1.50	0.00	1.50	0.90	0.9
SLU11	Policarbonato_vento_x-_ +	1	1.3	1.5	0.9	1.50	0.00	-1.50	-0.90	0.9
SLU12	Policarbonato_vento_y+_ +	1	1.3	1.5	0.9	1.50	0.00	0.90	1.50	0.9
SLU13	Policarbonato_vento_y-_ +	1	1.3	1.5	0.9	1.50	0.00	-0.90	-1.50	0.9
SLU14	Policarbonato_vento_x+_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	0.00	1.50	0.90	0.0
SLU15	Policarbonato_vento_x-_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	0.00	-1.50	-0.90	0.0
SLU16	Policarbonato_vento_y+_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	0.00	0.90	1.50	0.0
SLU17	Policarbonato_vento_y-_ -	1	0.9	0.9	0	-1.50	0.00	-0.90	-1.50	0.0
SLE1	Complessiva_neve	2	1	1	1	0.50	0.50	0.50	0.50	1.0
SLE2	Complessiva_vento	2	1	1	0.6	1.00	1.00	1.00	0.50	0.6

Introducendo fattori di scalaggio delle azioni da vento i coefficienti di combinazioni applicati diventano:

			G1	G2	Sbase	Wbase	Wagg	Wx	Wy	Sagg
SLU1	Complessiva_neve	1	1.3	1.5	1.5	0.47	0.47	0.47	0.00	1.5
SLU2	Complessiva_vento_x+_+	1	1.3	1.5	0.9	0.93	0.93	0.93	0.56	0.9
SLU3	Complessiva_vento_x-_+	1	1.3	1.5	0.9	0.93	0.93	-0.93	-0.56	0.9
SLU4	Complessiva_vento_y+_+	1	1.3	1.5	0.9	0.93	0.93	0.56	0.93	0.9
SLU5	Complessiva_vento_y-_+	1	1.3	1.5	0.9	0.93	0.93	-0.56	-0.93	0.9
SLU6	Complessiva_vento_x+_ -	1	0.9	0.9	0	-2.25	-2.25	0.93	0.56	0.0
SLU7	Complessiva_vento_x-_ -	1	0.9	0.9	0	-2.25	-2.25	-0.93	-0.56	0.0
SLU8	Complessiva_vento_y+_ -	1	0.9	0.9	0	-2.25	-2.25	0.56	0.93	0.0
SLU9	Complessiva_vento_y-_ -	1	0.9	0.9	0	-2.25	-2.25	-0.56	-0.93	0.0
SLU10	Policarbonato_vento_x+_+	1	1.3	1.5	0.9	1.31	0.00	0.93	0.56	0.0
SLU11	Policarbonato_vento_x-_+	1	1.3	1.5	0.9	1.31	0.00	-0.93	-0.56	0.0
SLU12	Policarbonato_vento_y+_+	1	1.3	1.5	0.9	1.31	0.00	0.56	0.93	0.0
SLU13	Policarbonato_vento_y-_+	1	1.3	1.5	0.9	1.31	0.00	-0.56	-0.93	0.0
SLU14	Policarbonato_vento_x+_ -	1	0.9	0.9	0	-2.61	0.00	0.93	0.56	0.0
SLU15	Policarbonato_vento_x-_ -	1	0.9	0.9	0	-2.61	0.00	-0.93	-0.56	0.0
SLU16	Policarbonato_vento_y+_ -	1	0.9	0.9	0	-2.61	0.00	0.56	0.93	0.0
SLU17	Policarbonato_vento_y-_ -	1	0.9	0.9	0	-2.61	0.00	-0.56	-0.93	0.0
SLE1	Complessiva_neve	2	1	1	1	0.31	0.31	0.31	0.31	1.0
SLE2	Complessiva_vento	2	1	1	0.6	1.00	1.00	1.00	0.31	0.6

10 ANALISI STRUTTURALE

Per eseguire una corretta valutazione delle interazioni delle nuove strutture con le esistenti, sia in termini di capacità di queste ultime di sopporre le azioni trasmesse quanto in termini di interazione delle rispettive rigidezze, è stata eseguita anche una analisi ad elementi finiti di caratterizzazione sulle strutture esistenti in oggetto.

10.1 *Strutture esistenti interconnesse*

Si riporta di seguito un riepilogo delle analisi condotte sulle strutture delle pareti verdi esistenti al livello superiore ed inferiore a quello di installazione delle coperture in oggetto.

10.1.1 Pareti verdi del piano superiore

Il modello della struttura utilizzato è quello sfruttato per la progettazione della stessa.

Per valutare in modo corretto la distribuzione delle sollecitazioni fra i diversi elementi esistenti e nuovi si è definita una rigidezza apparente dei vincoli della nuova struttura basata sulla riposta deformativa delle strutture esistenti sotto azioni di entità simile a quelle effettivamente scambiate.

Per non introdurre variazioni alle basi di progetto della struttura esistente si è scelto di trattare le sollecitazioni trasmesse dalle nuove strutture come sollecitazioni aggiuntive rispetto a tutti i casi di carico analizzati.

Dopo una prima analisi della struttura volta a definire le rigidezze apparenti da attribuire ai vincoli della struttura nuova, si è valutata la resistenza della struttura esistente applicando ad essa, come si trattasse di azione permanente non strutturale (cautelativamente aggiunta ad ogni azione virabile), le massime sollecitazioni sui vincoli determinate dal modello in corrispondenza delle combinazioni SLU.

Si evidenzia come, in accordo alle risultanze delle analisi condotte, sia stato introdotto un elemento strutturale di transizione fra elementi delle strutture nuove e esistenti, costituito da una trave UPN300, con il compito di trasferire le sollecitazioni in modo più efficace verso i tiranti delle strutture esistenti.

Di seguito alcuni dati ed immagini riepilogativi dell'analisi svolta e dei risultati ottenuti.

In accordo alle massime azioni attese è stata verificata la struttura della parete verde superiore per le seguenti azioni caratteristiche assegnate come permanenti non strutturali.

- carico verticale sui nodi di contatto alle estremità: 11 kN;
- carico verticale sugli altri nodi di contatto: 5 kN.

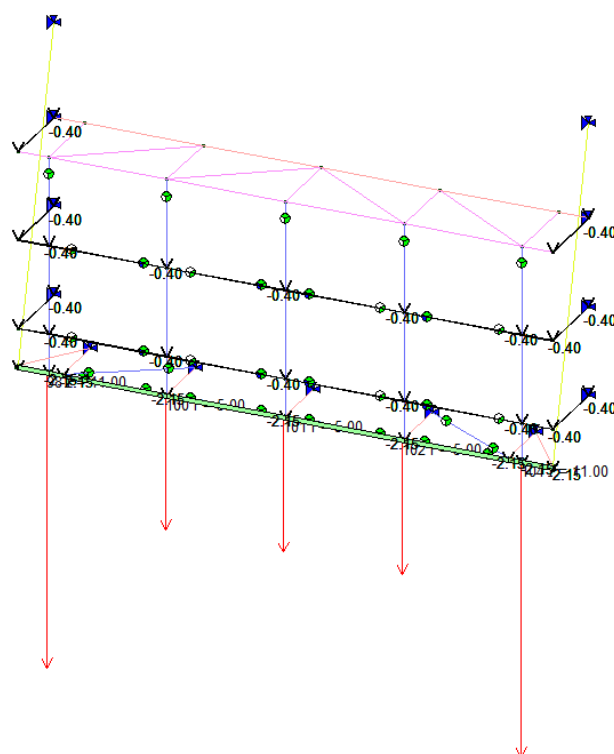


Fig. 6 Azioni applicate

Al fine di evidenziare l'impatto dei nuovi carichi sulla struttura si riporta a sinistra il risultato dell'analisi nelle condizioni attuali e a destra nelle condizioni future.

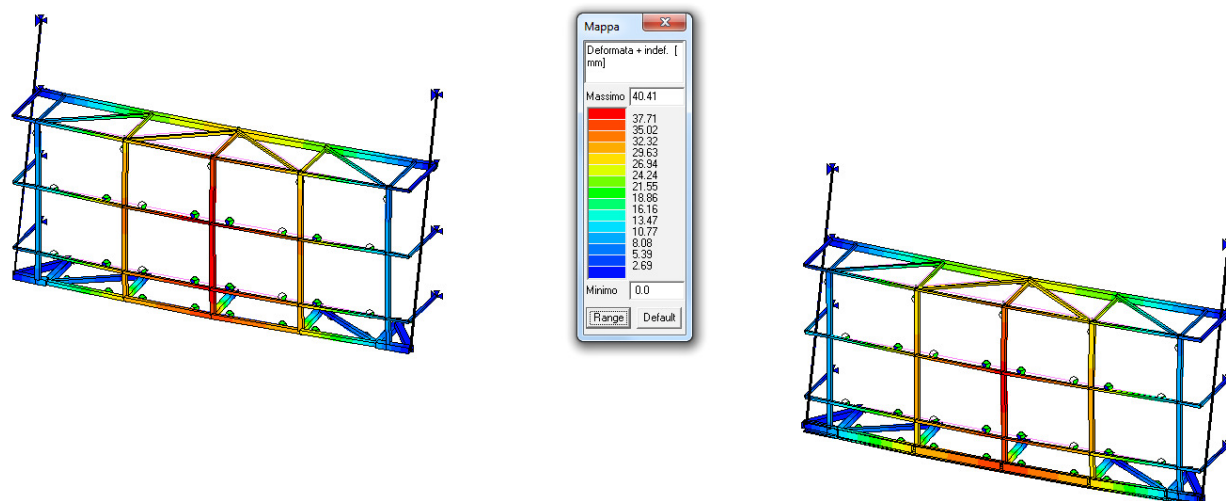


Fig. 7 Deformata per combinazione SLE (val. max c.ca 1/300 luce)

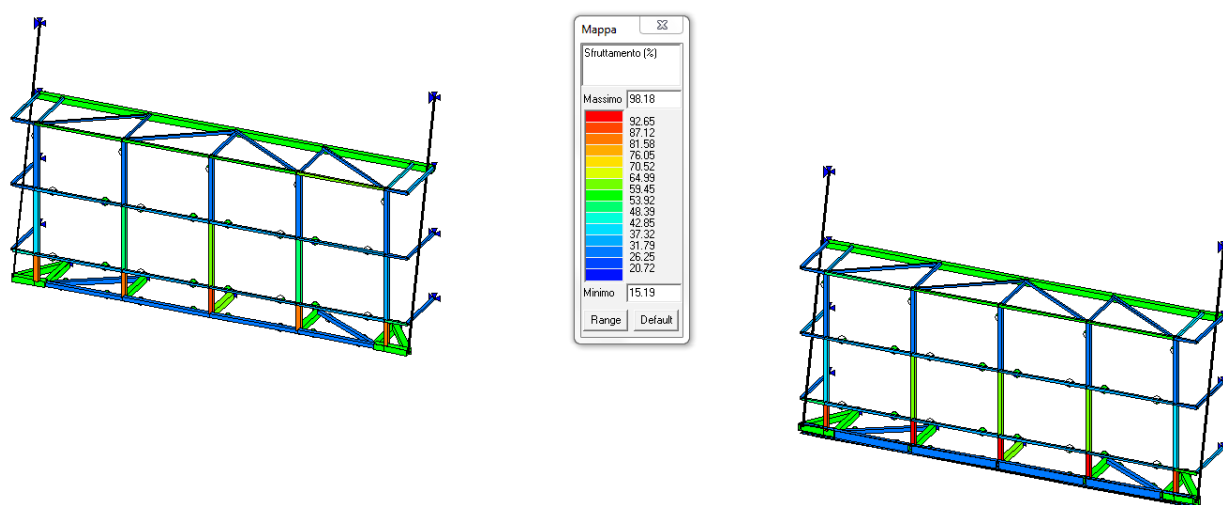


Fig. 8 Sfruttamento del materiale (incremento contenuto nei limiti di accettabilità)

Dai risultati ottenuti si evidenzia l'ammissibilità di azioni massime non superiori a quelle adottate per le verifiche.

Si tralasciano le verifiche per le azioni orizzontali in quanto per la geometria del sistema hanno impatto trascurabile sulle strutture in acciaio.

Gli incrementi di carico sui vincoli sono tali da non destare preoccupazione soprattutto in ragione dell'originario sovradimensionamento.

10.1.2 Pareti verdi del piano inferiore

Il medesimo iter di analisi e verifica descritto per le pareti del piano superiore è stato applicato anche alle pareti del piano inferiore.

Il modello della struttura utilizzato è quello sfruttato per la progettazione della stessa.

Di seguito alcuni dati ed immagini riepilogativi dell'analisi svolta e dei risultati ottenuti.

In accordo alle massime azioni attese è stata verificata la struttura della parete verde superiore per le seguenti azioni caratteristiche assegnate come permanenti non strutturali.

- carico verticale sui nodi di contatto alle estremità: 15 kN;
- carico verticale sugli altri nodi di contatto: 10 kN.

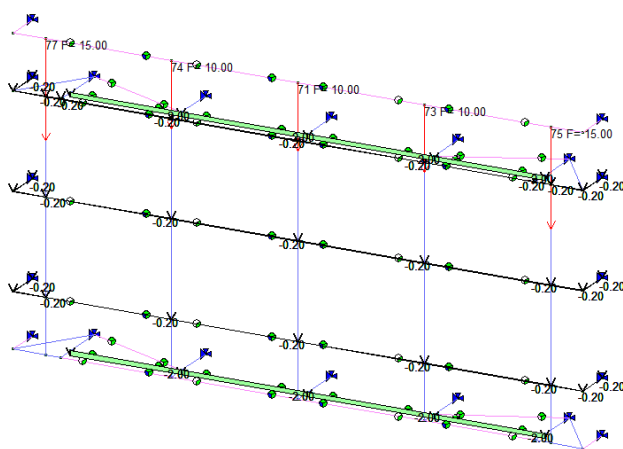


Fig. 9 Azioni applicate

Al fine di evidenziare l'impatto dei nuovi carichi sulla struttura si riporta a sinistra il risultato dell'analisi nelle condizioni attuali e a destra nelle condizioni future.

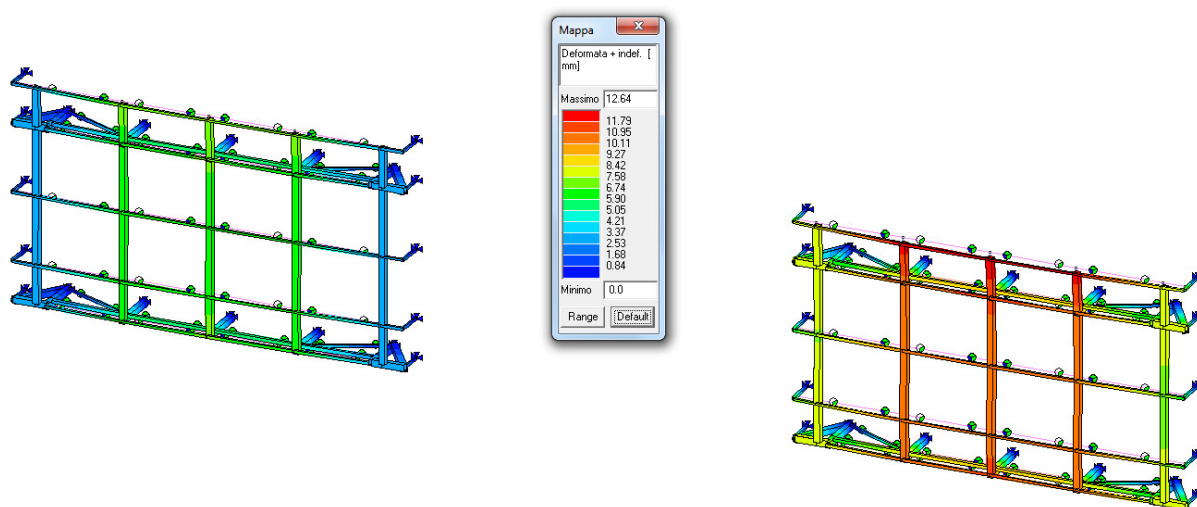


Fig. 10 Deformata per combinazione SLE (val. max c.ca 1/1000 luce)

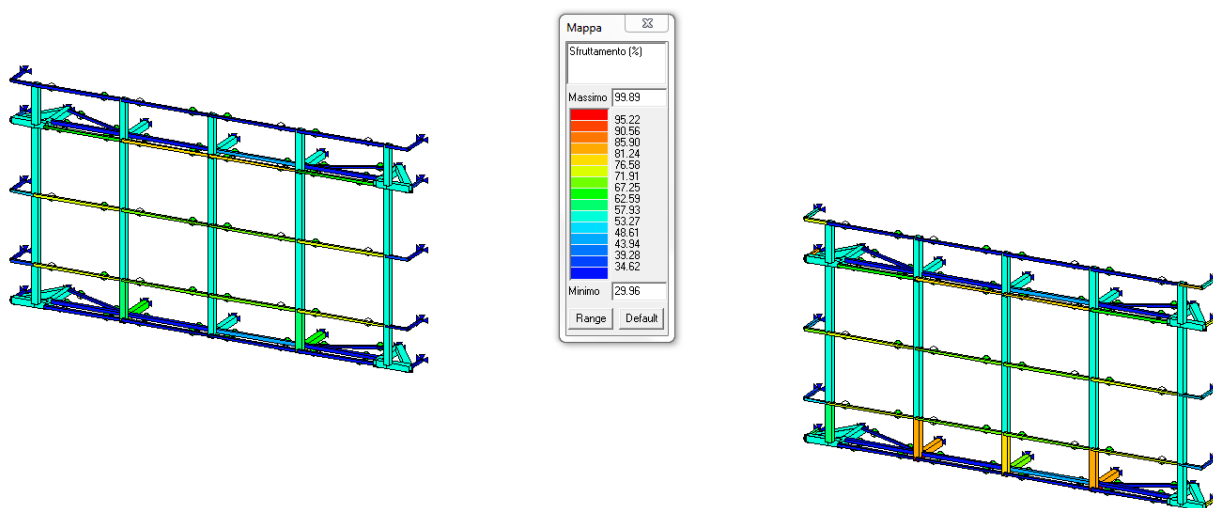


Fig. 11 Sfruttamento del materiale (incremento contenuto nei limiti di accettabilità)

Dai risultati ottenuti si evidenzia l'ammissibilità di azioni massime non superiori a quelle adottate per le verifiche.

Si tralasciano le verifiche per le azioni orizzontali in quanto per la geometria del sistema hanno impatto trascurabile sulle strutture in acciaio.

Gli incrementi di carico sui vincoli sono tali da non destare preoccupazione soprattutto in ragione dell'originario sovradimensionamento.

10.2 Nuove strutture

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

Per quanto concerne i vincoli esterni corrispondenti a nodi delle strutture esistenti si è determinata la rigidità del vincolo in base alla risposta deformativa della struttura esistente, anch'essa studiata con analisi ad elementi finiti.

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.

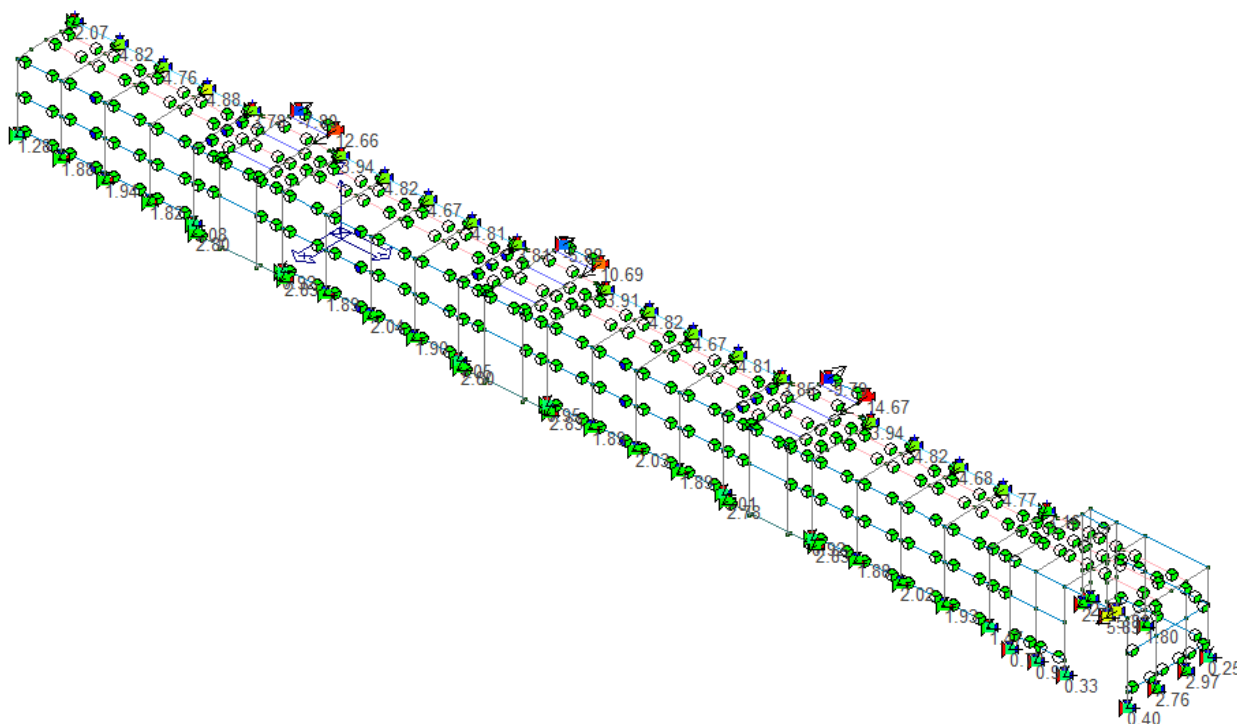


Fig. 12 Schema struttura 3D con vincoli esterni e interni

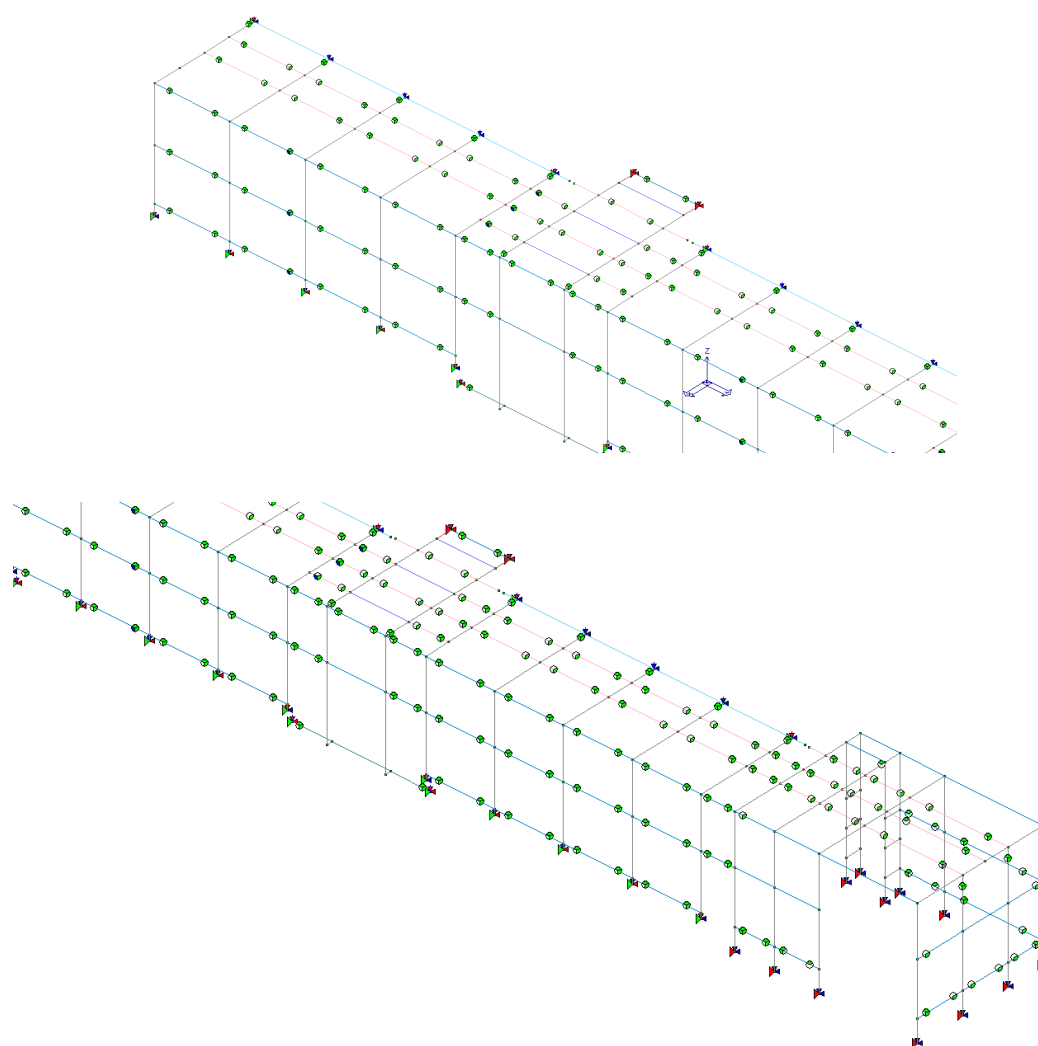


Fig. 13 Schema struttura 3D con vincoli esterni e interni

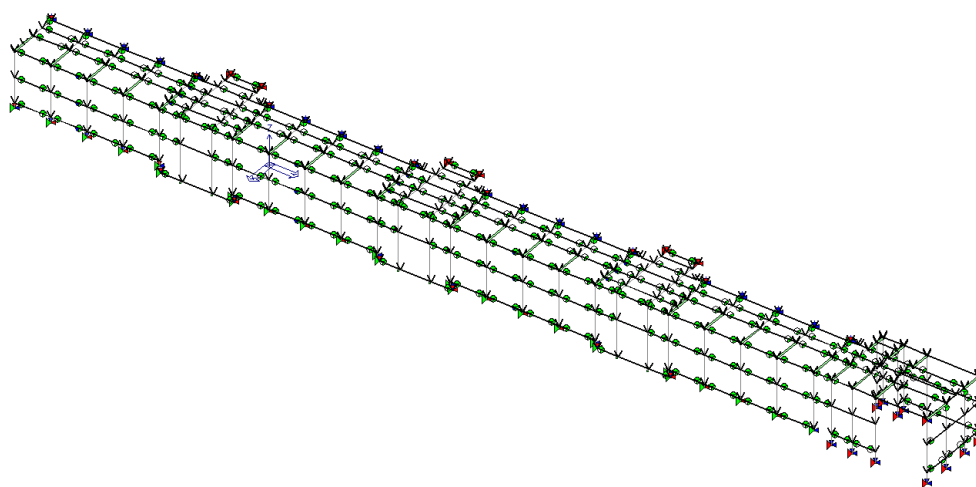


Fig. 14 Carichi applicati – permanente generico G2

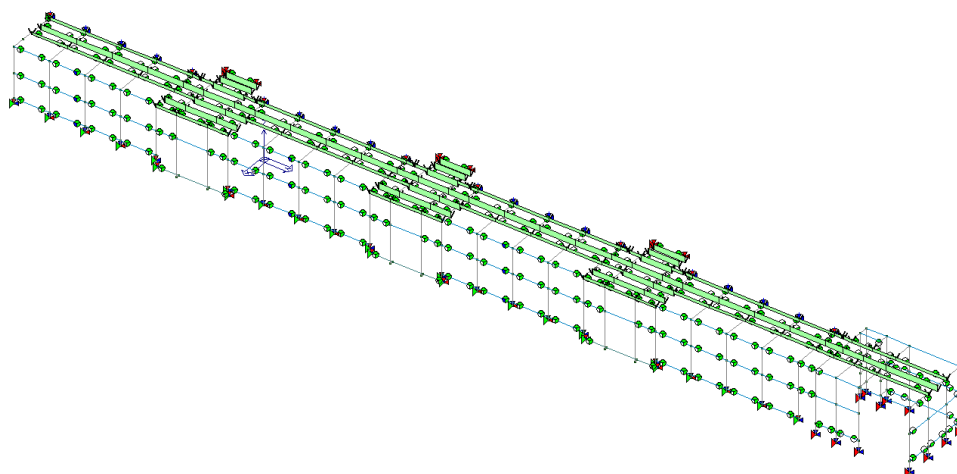


Fig. 15 Carichi applicati – neve zona policarbonato

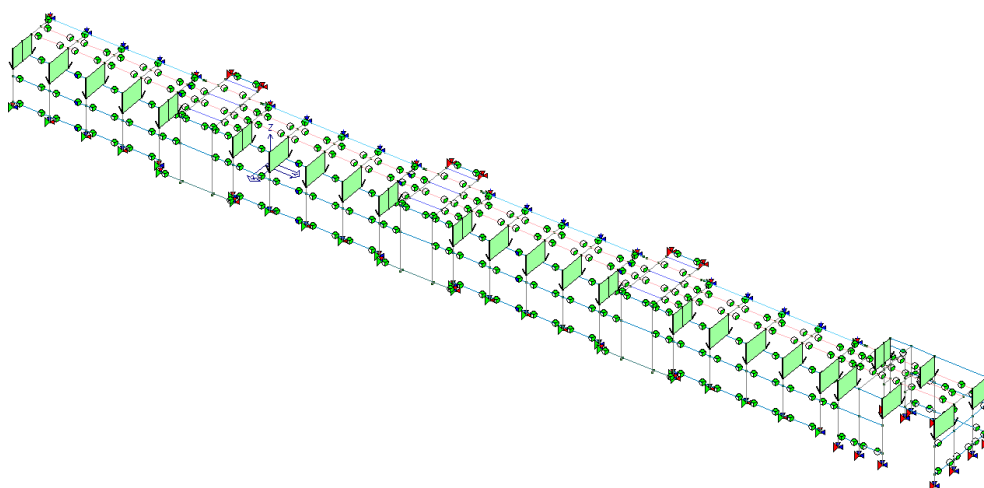


Fig. 16 Carichi applicati – neve zona copertura vegetale

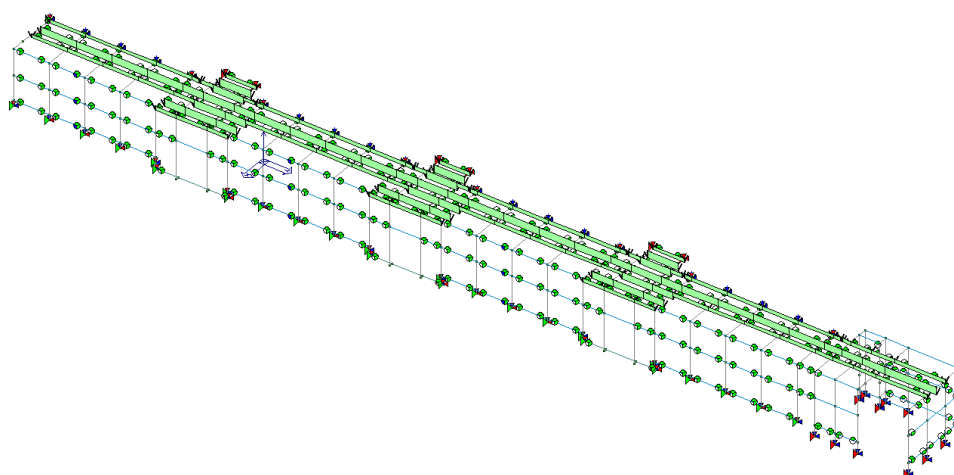


Fig. 17 Carichi applicati – vento zona policarbonato

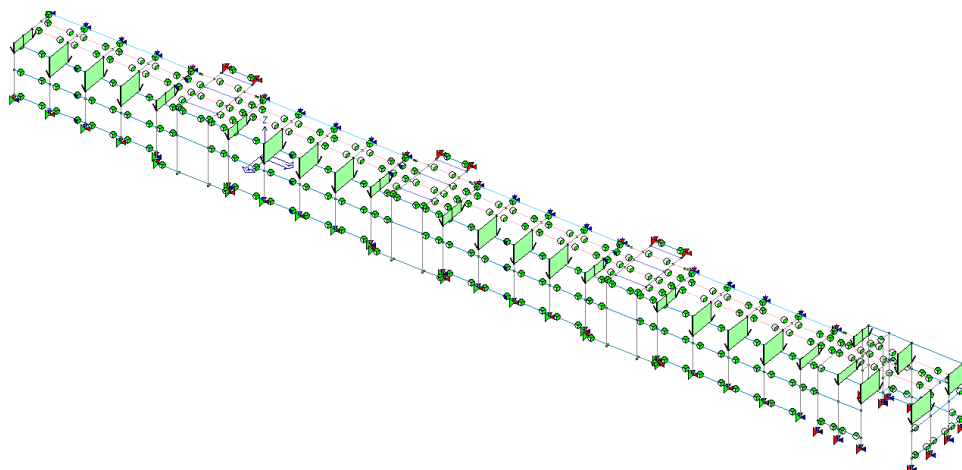


Fig. 18 Carichi applicati – vento zona copertura vegetale

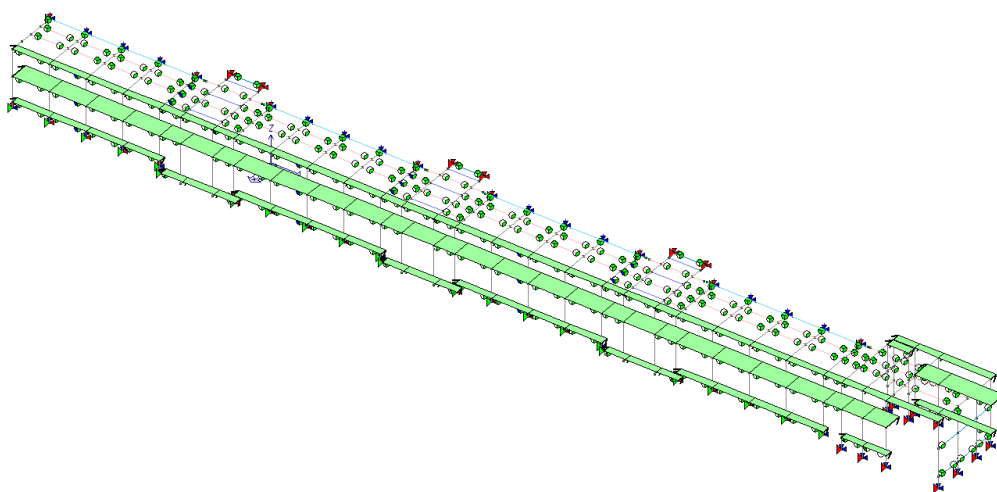


Fig. 19 Carichi applicati – vento pareti verticali dir. X

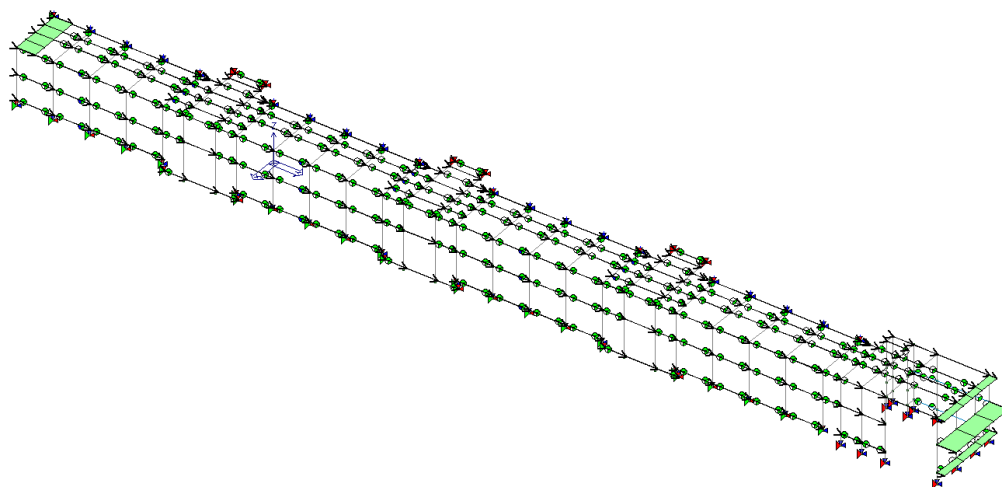


Fig. 20 Carichi applicati – vento pareti verticali dir. Y

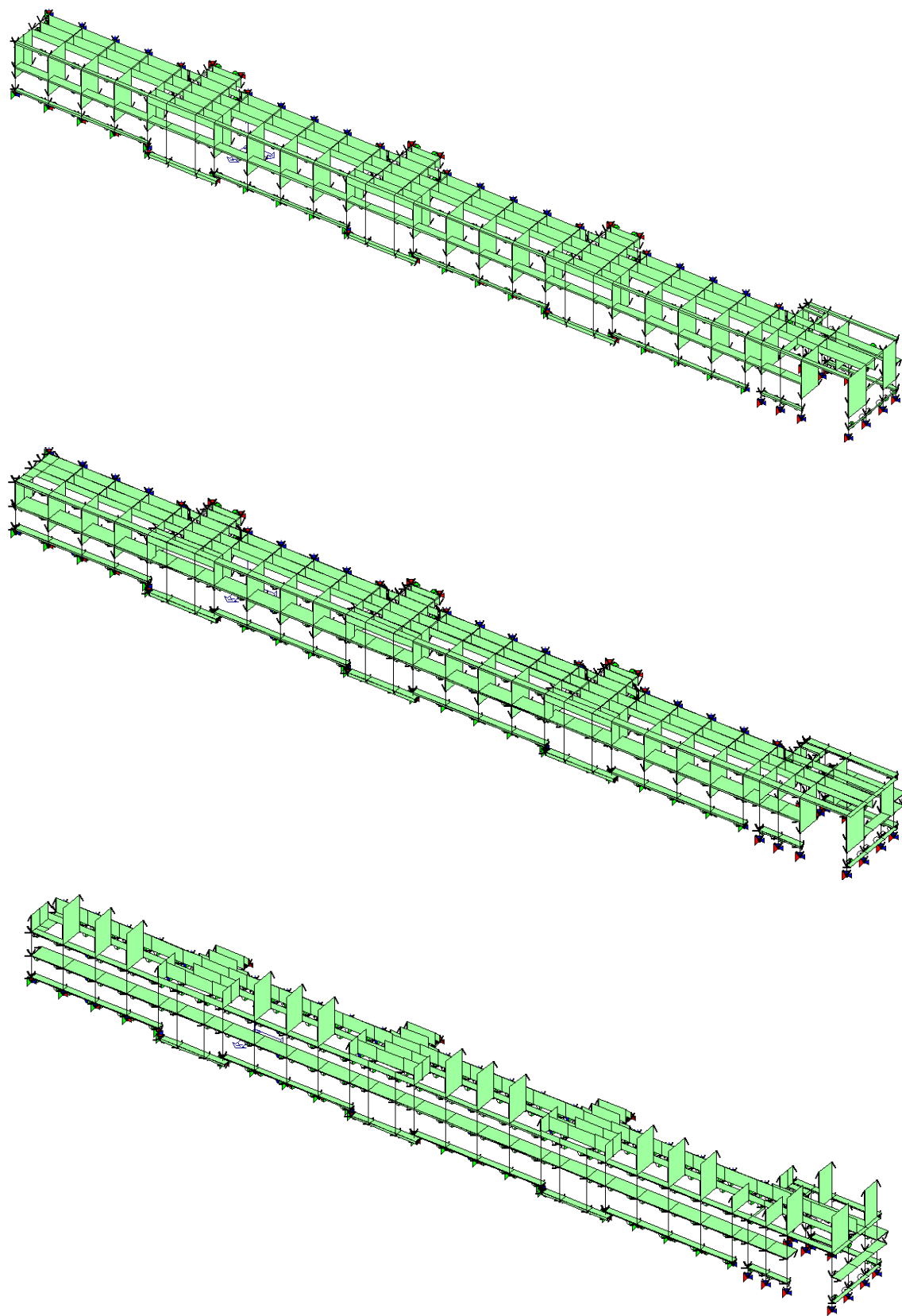


Fig. 21 Combinazioni di carico applicate (esempi) – SLU neve princ. su tutta la sup. (polic. e vegetale), SLU vento x verso il basso, SLU vento x verso il basso

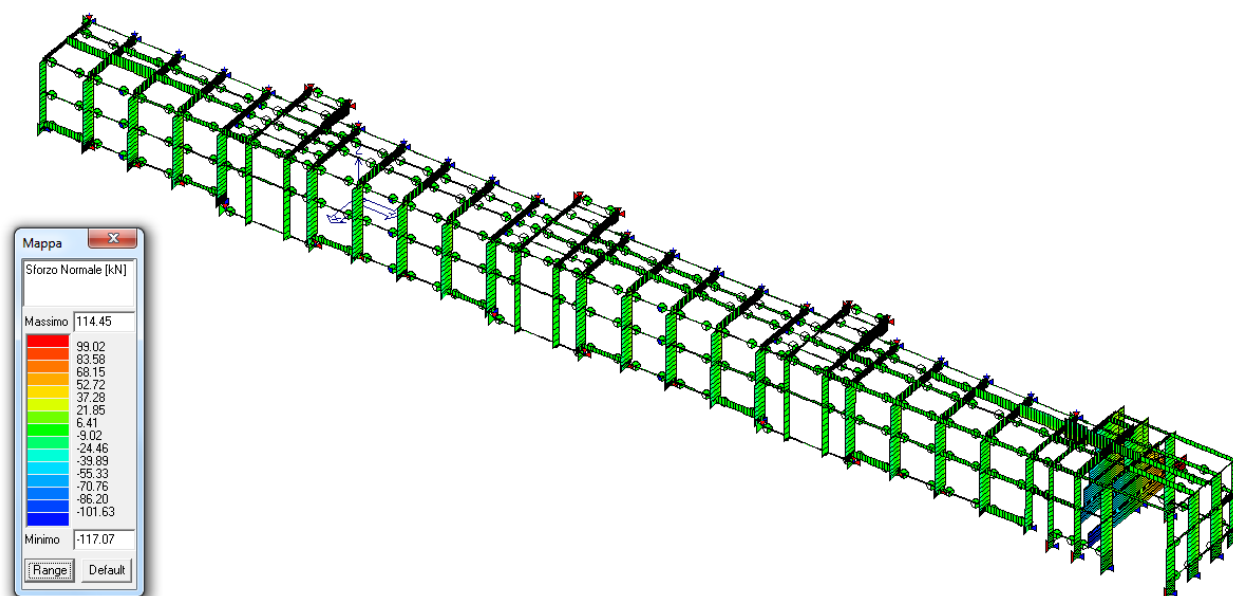


Fig. 22 Sollecitazioni di progetto (inviluppo di tutte le combinazioni) Sforzo normale

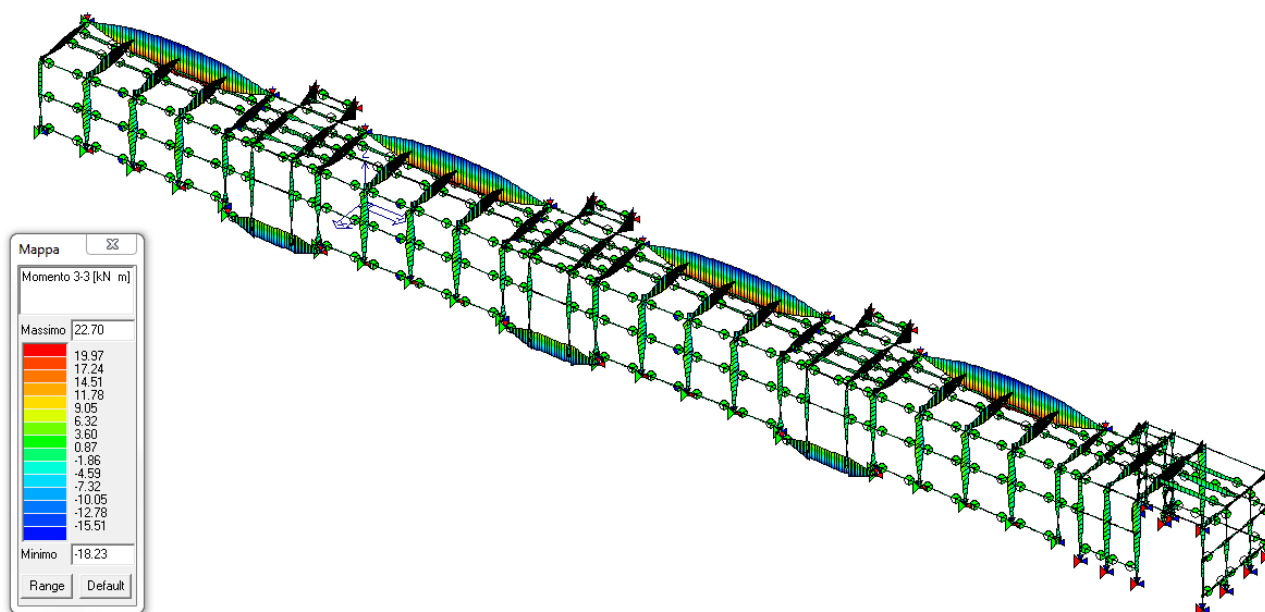


Fig. 23 Sollecitazioni di progetto (inviluppo di tutte le combinazioni) Momento flettente

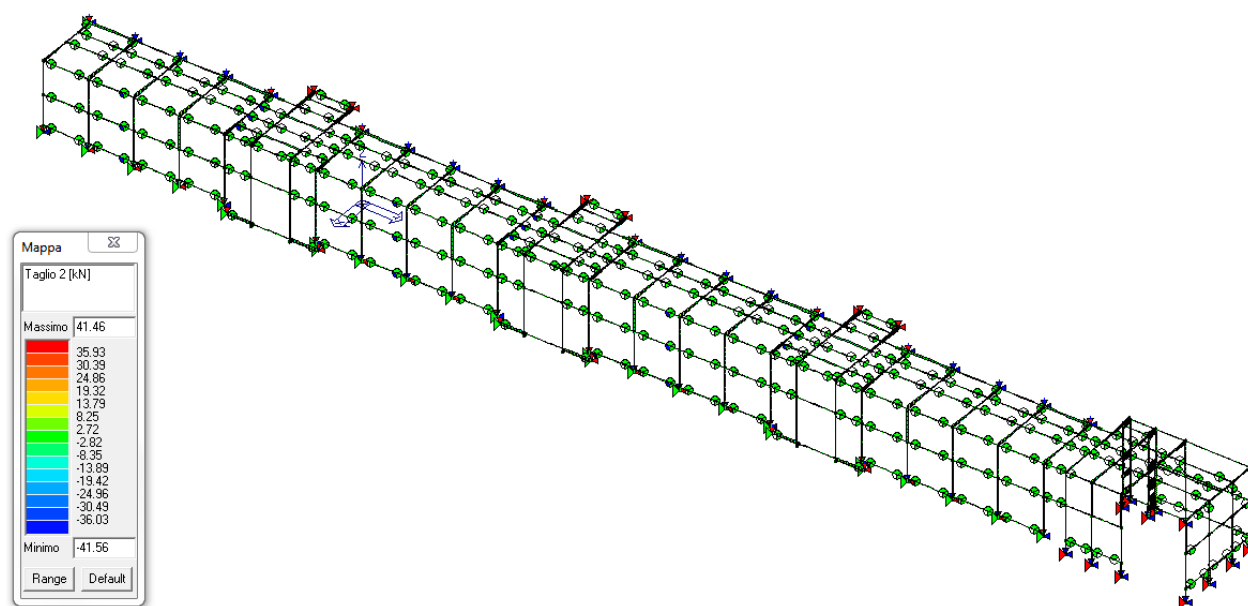


Fig. 24 Sollecitazioni di progetto (involuppo di tutte le combinazioni) Taglio

10.3 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.

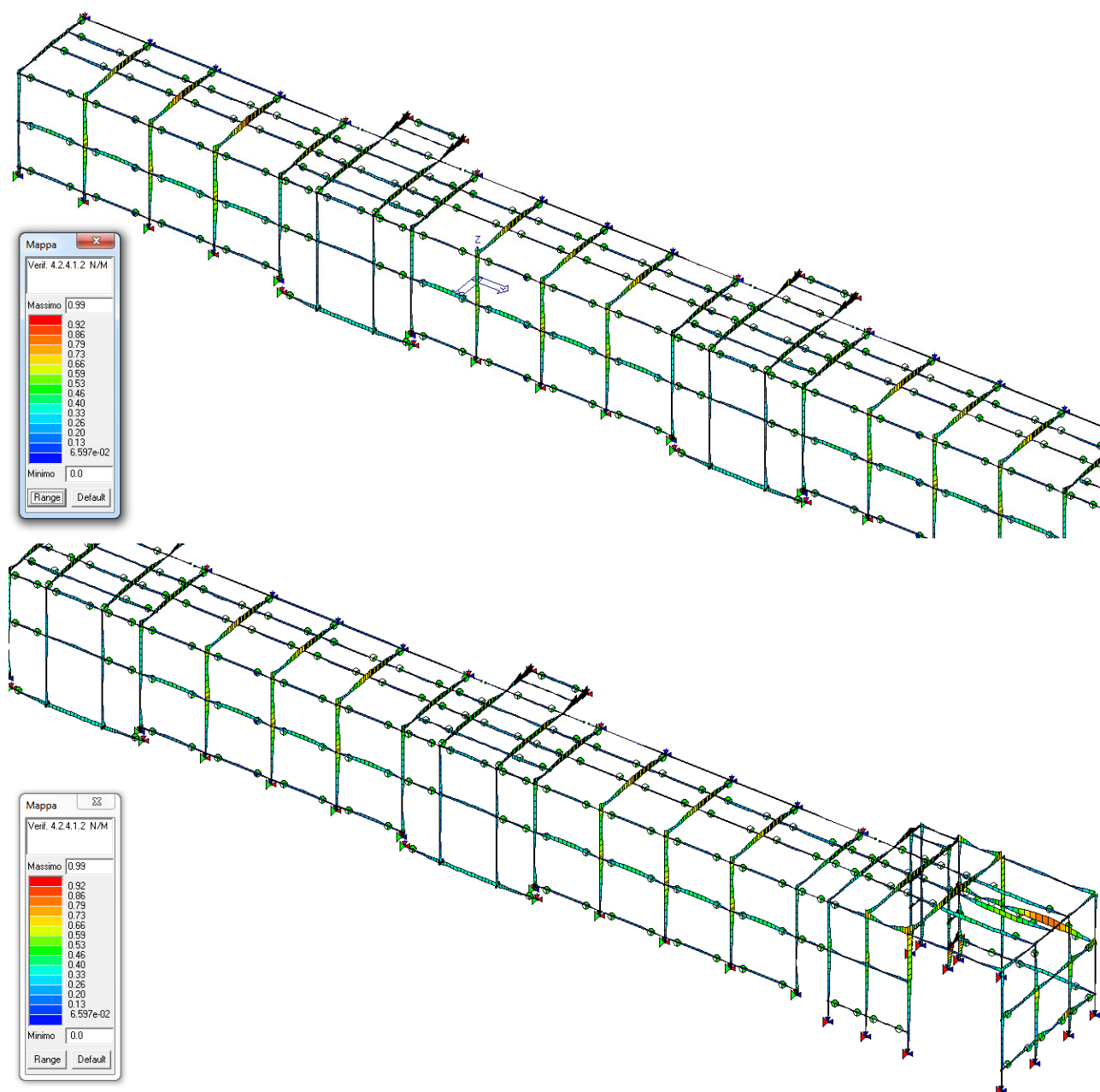


Fig. 25 Risultati delle verifiche di resistenza N/M

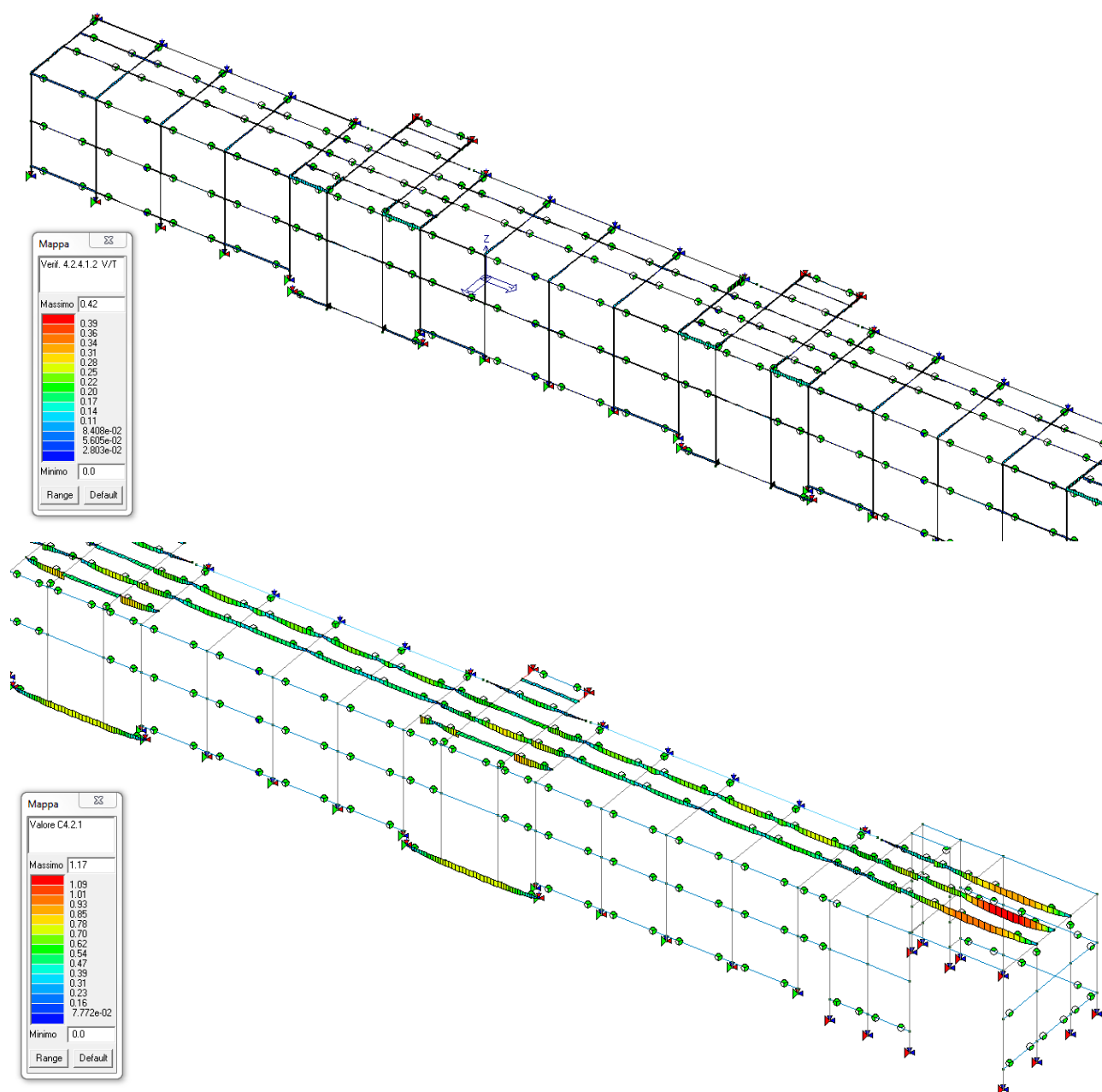


Fig. 26 Risultati delle verifiche di resistenza V/T

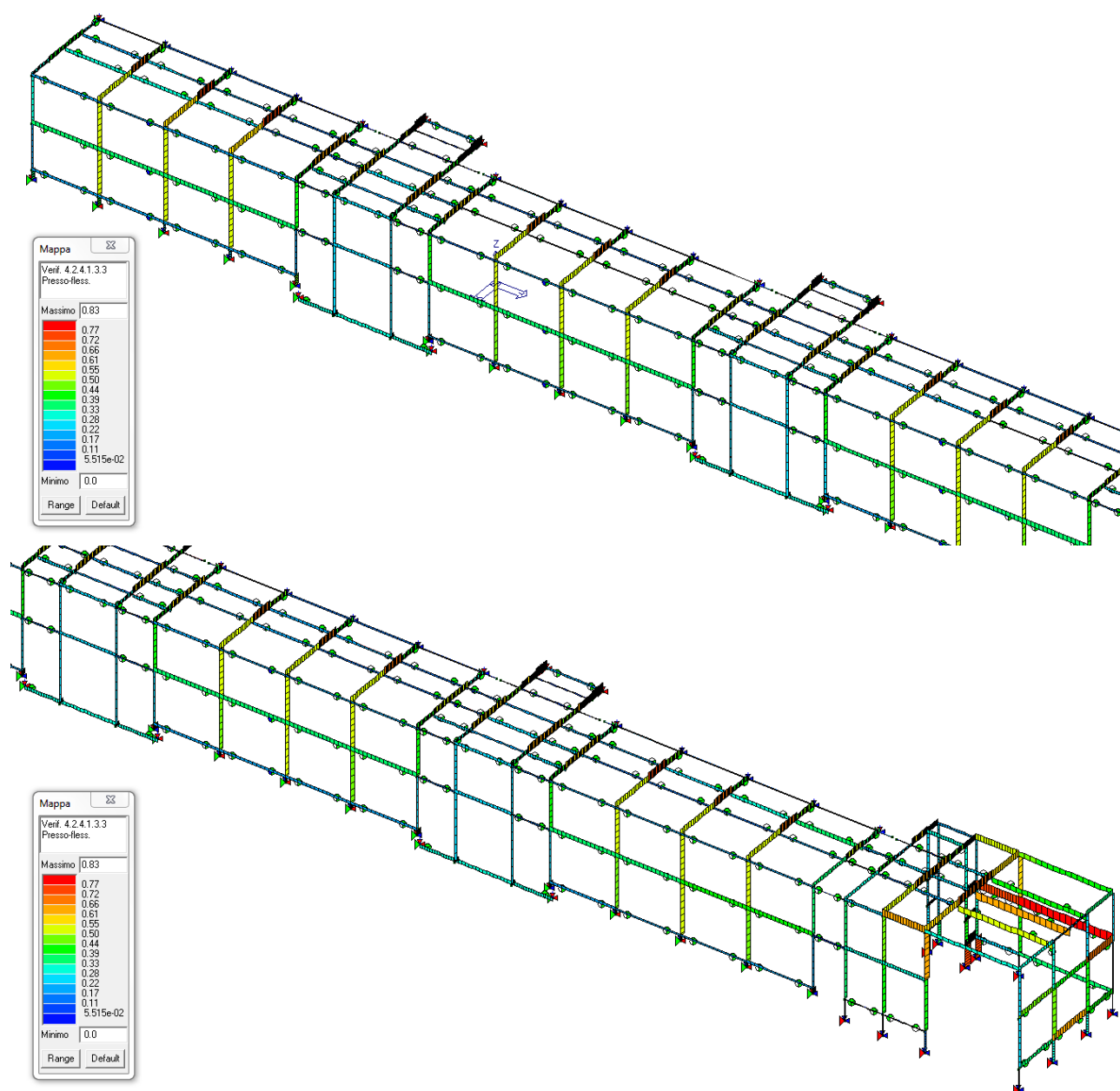


Fig. 27 Risultati delle verifiche di resistenza Pressoflessione

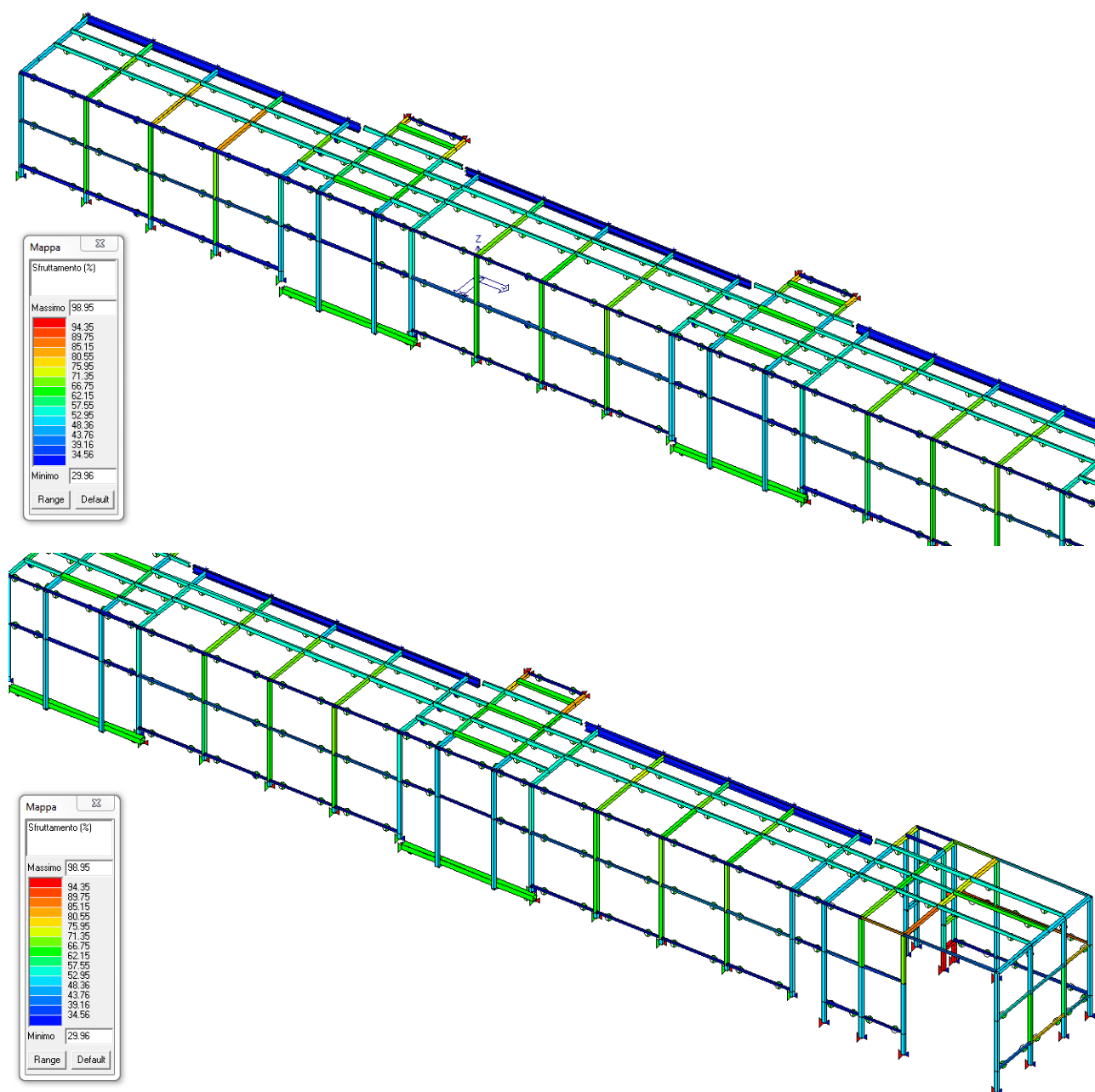


Fig. 28 Percentuale di sfruttamento della sezione

Per alcuni profili, per il rapporto spessore dimensione del lato, risultano ricadere in classe 4 per quanto concerne le verifiche suscettibili di indurre fenomeni di instabilità locale. Applicando la metodica proposta al punto C4.2.1 della circolare esplicativa delle NTC la verifica delle membrature di classe 4 è stata eseguita come se ricadenti in classe 3 ed è stato verificato che il coefficiente di controllo definito al succitato punto non eccedesse il valore 1.

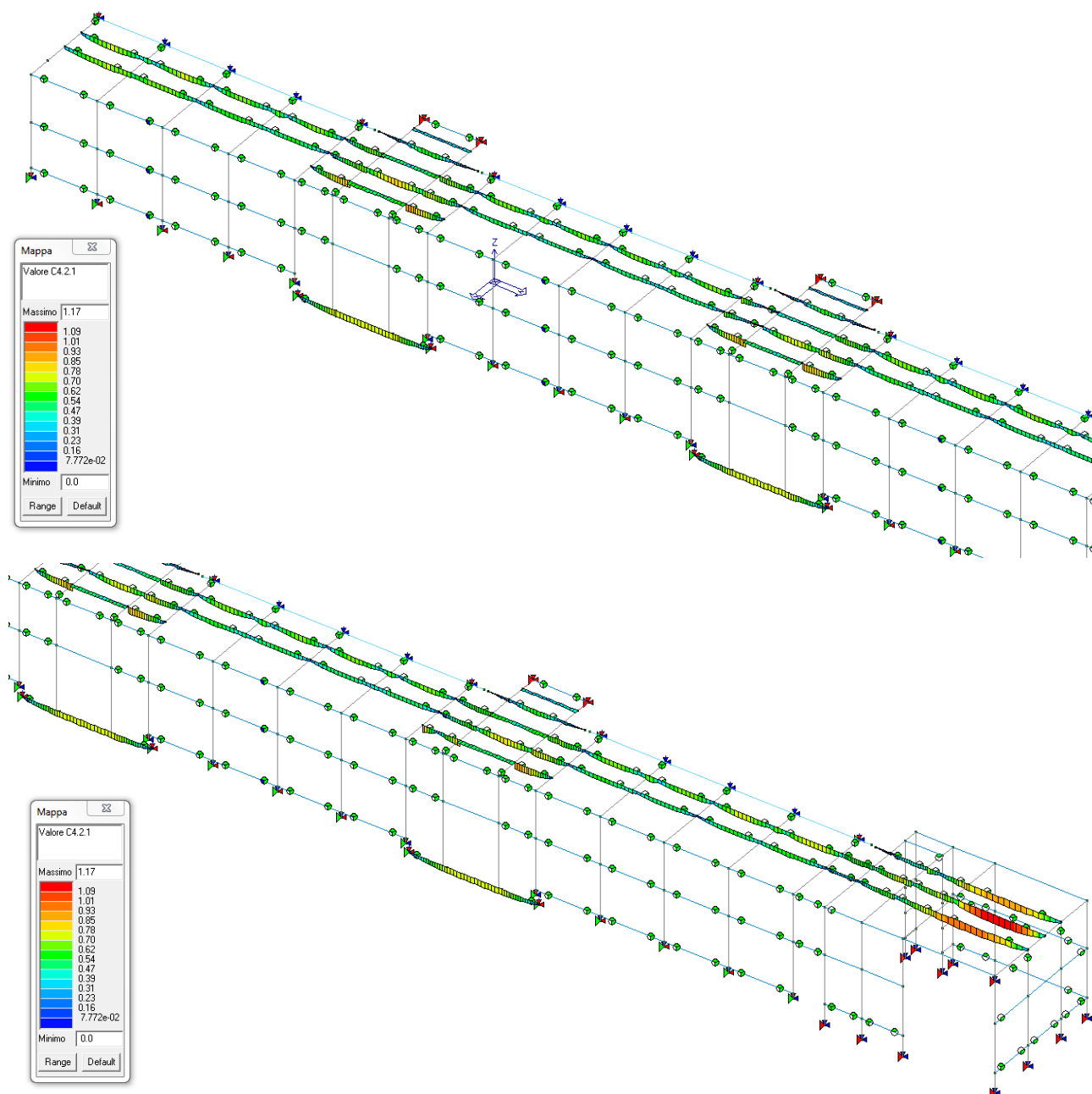


Fig. 29 Coefficiente di controllo dell'applicabilità del metodo di verifica delle sezioni di classe 4 come casse 3 secondo l'approccio proposto in C4.2.1

10.4 Verifiche agli Stato Limite di Esercizio

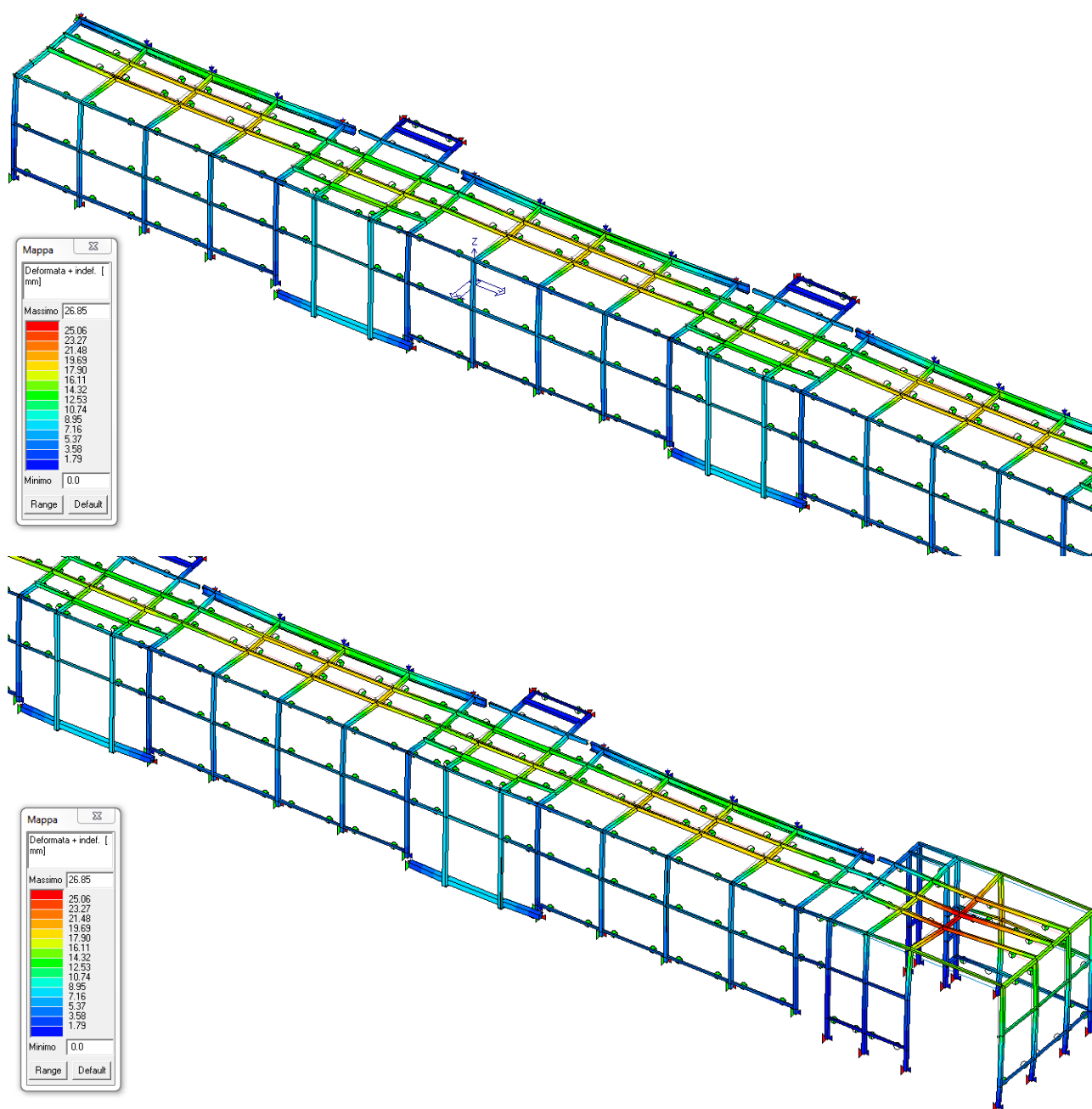


Fig. 30 Deformata verticale in corrispondenza della combinazione SLE rara

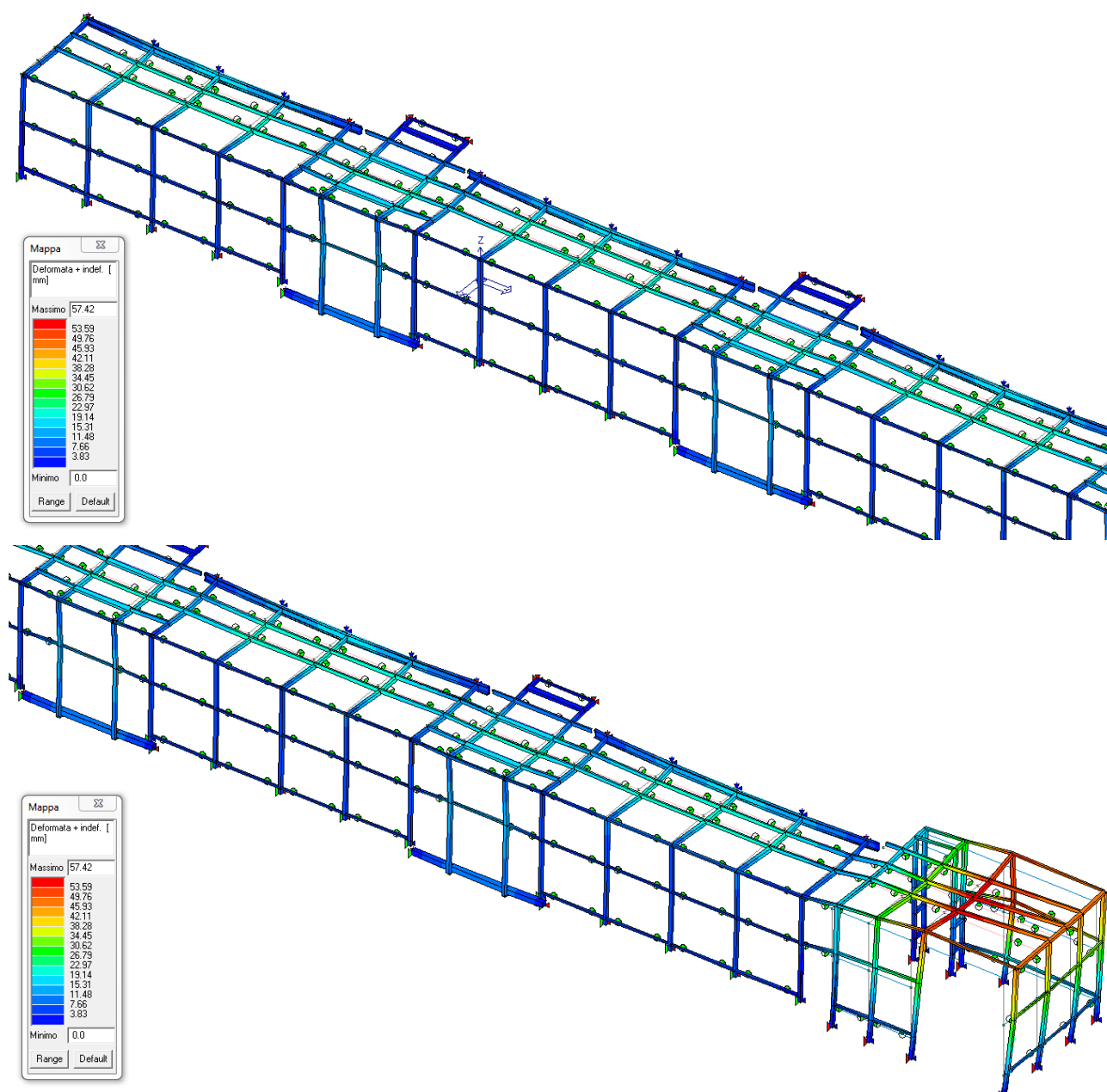


Fig. 31 Deformata verticale in corrispondenza della combinazione SLE rara

Le deformazioni risultano accettabili in relazione alla funzionalità dell'opera.

10.5 Collegamenti alle strutture esistenti

La trasmissione delle reazioni di vincolo all'esterno su strutture esistenti è verificata in termini di compatibilità con le azioni di verifica adottate in fase di analisi delle strutture esistenti stesse.

10.6 Pareti verdi del piano superiore

I massimi carichi trasmessi ai nodi della struttura esistente superiore sono allo SLU:

- carico verticale sui nodi di contatto alle estremità: 16.5 kN;
- carico verticale sugli altri nodi di contatto: 7.2 kN.

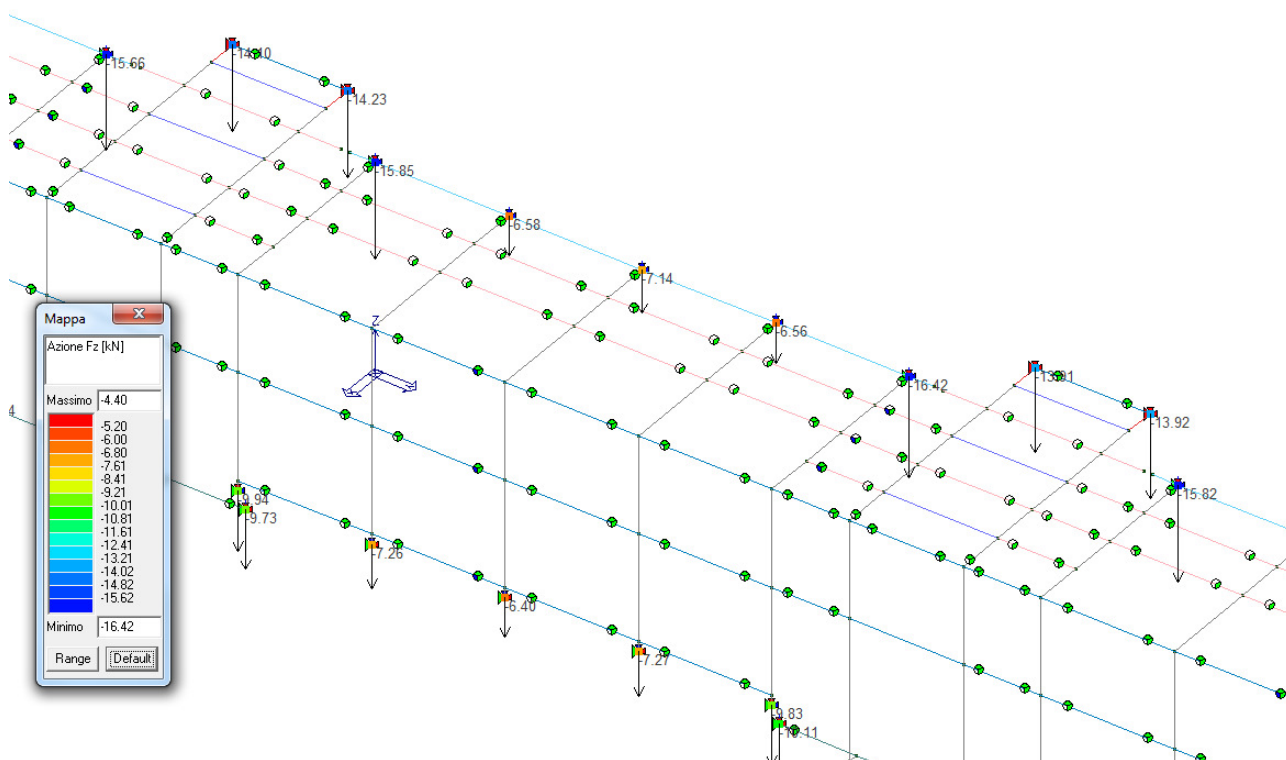


Fig. 32 Azioni verticali sui vincoli

I carichi da confrontare con i valori caratteristici applicati nella verifica della struttura esistente si ottengono dividendo i carichi allo SLU per il coefficiente di amplificazione utilizzato nella verifica, pari a 1.5 (carichi G2). Si ha pertanto:

- carico verticale sui nodi di contatto alle estremità: $16.5 / 1.5 = 11 \text{ kN} < 11 \text{ kN}$;
- carico verticale sugli altri nodi di contatto: $7.2 / 1.5 = 4.8 \text{ kN} < 5 \text{ kN}$.

10.7 Pareti verdi del piano inferiore

I massimi carichi trasmessi ai nodi della struttura esistente superiore sono allo SLU:

- carico verticale sui nodi di contatto alle estremità: 22 kN;
- carico verticale sugli altri nodi di contatto: 15 kN.

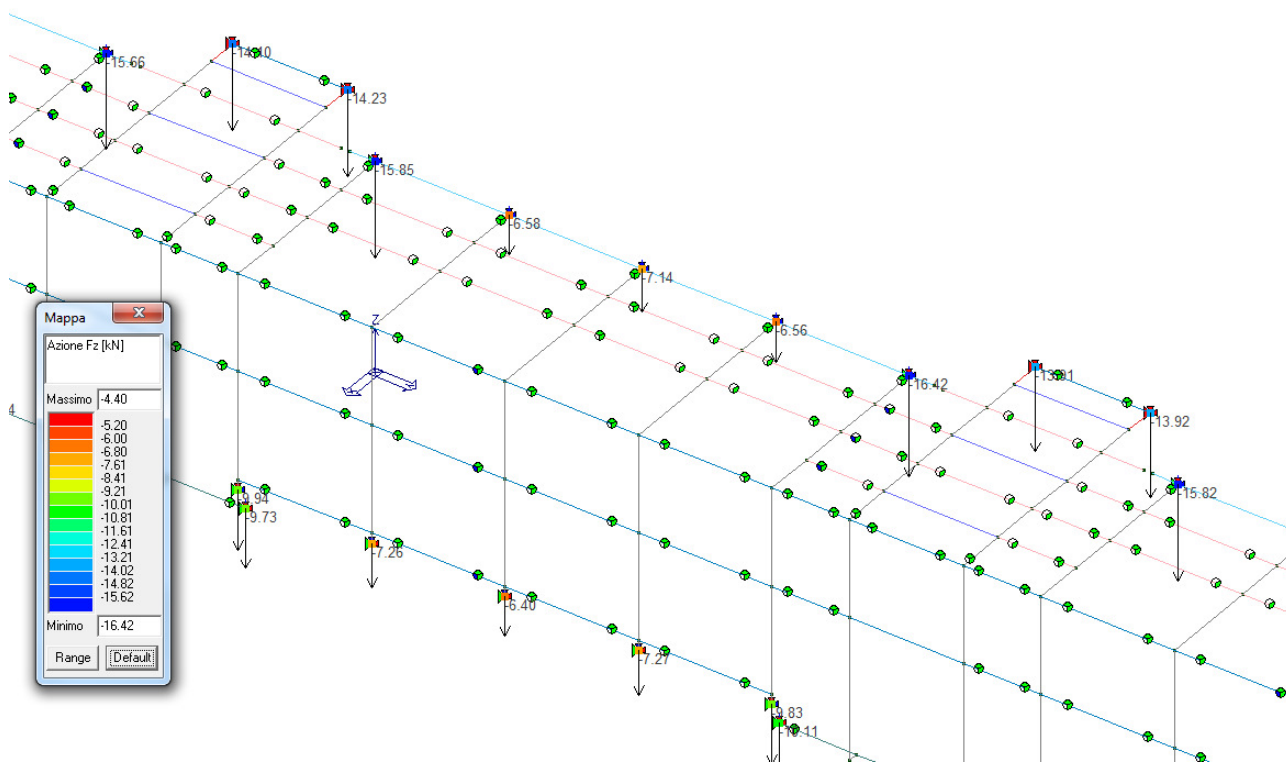


Fig. 33 Azioni verticali sui vincoli

I carichi da confrontare con i valori caratteristici applicati nella verifica della struttura esistente si ottengono dividendo i carichi allo SLU per il coefficiente di amplificazione utilizzato nella verifica, pari a 1.5 (carichi G2). Si ha pertanto:

- carico verticale sui nodi di contatto alle estremità: $22 / 1.5 = 15 \text{ kN} < 15 \text{ kN}$;
- carico verticale sugli altri nodi di contatto: $15 / 1.5 = 10 \text{ kN} < 10 \text{ kN}$.

10.8 Collegamenti interni

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

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

10.9 Verifiche locali al piede dei pilastri sui solai

Le azioni verticali dettagliate al piede dei montanti connessi ai solai sono.

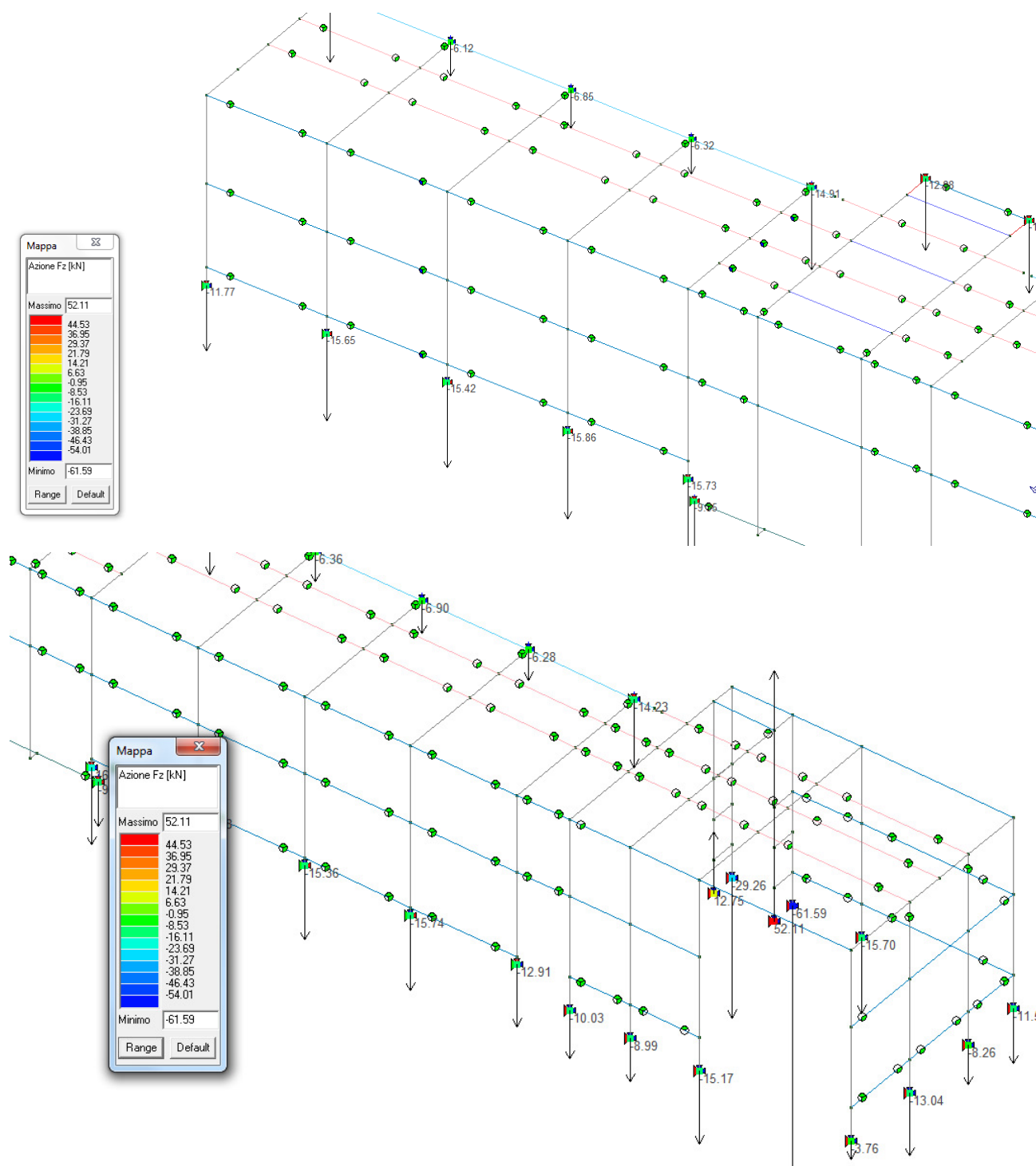


Fig. 34 Azioni ai piedi dei pilastri

10.9.1 Verifica ammissibilità del carico sui punti di appoggio

I sovraccarichi di progetto dell'orizzontamento interessato dall'installazione sono compatibili con le azioni trasmesse.

Dove sono presenti solai questi sono progettati per i seguenti sovraccarichi:

- ▼ Permanente 3.5 kN/m²;
- ▼ Variabile 4.0 kN/m².

10.9.2 Verifica a punzonamento del piano di appoggio

La soletta, dello spessore pari a 10 cm (d=8 cm), realizzata in calcestruzzo C28/35 (fck = 28 Mpa; fcd = 15 MPa) è in grado di resistere, in assenza di armatura, ad un carico concentrato su un'impronta minima di calcolo assunta pari a 30×30 cm, superiore a quello trasmesso (8 kN) e pari a :

- ▼ $v_{min} = 0.52 = 0.035 \times (\min(1 + (200 / 30)^{1/2}; 2))^{3/2} \times 28^{1/2}$
- ▼ $V_{lim} = 68 \text{ kN} = (4 \times (300 + 2 \times 2 \times 80)) \times 80 \times 0.52 / 1.5.$

10.9.3 Verifica del sistema di ancoraggio della base del pilastro

I collegamenti fra pilastro soletta sono assicurati da ancoranti meccanici 4 M12 la cui sollecitazione limite di trazione è circa 50 kN.

Risultano necessari tasselli aggiuntivi in ragione di 4 (8 in totale) in corrispondenza dei soli pilastri più sollecitati.

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono I Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

Profis Anchor 2.5.2

1

06/10/2015

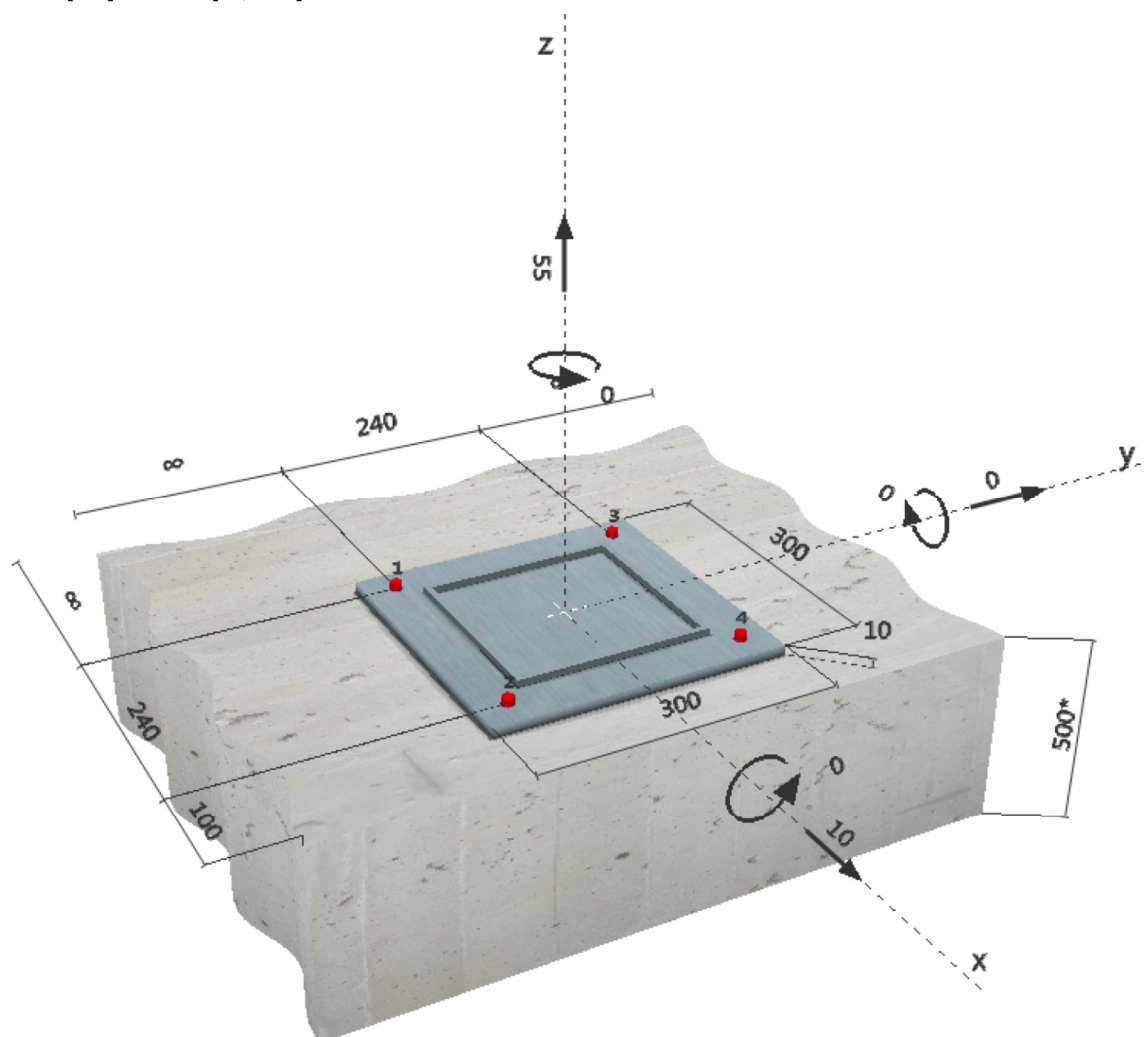
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HST-R M12
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 70 \text{ mm}$, $h_{nom} = 80 \text{ mm}$
Materiale:	A4
Certificazione No.:	ETA 98/0001
Emesso I Valido:	08/05/2013 20/02/2018
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	Profilo quadrato cavo; ($L \times W \times T$) = $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{cc} = 37.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono I Fax:
E-mail:

Pagina: 2
Progetto:
Contratto N°:
Data: 06/10/2015

Profis Anchor 2.5.2

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

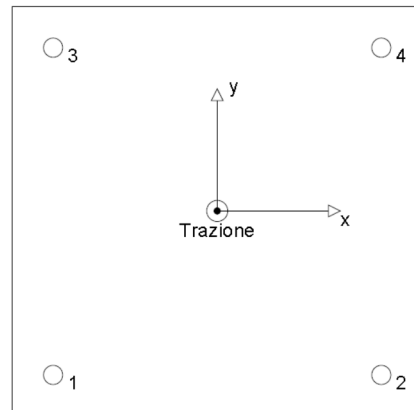
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	13.750	2.500	2.500	0.000
2	13.750	2.500	2.500	0.000
3	13.750	2.500	2.500	0.000
4	13.750	2.500	2.500	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 55.000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	13.750	26.667	52	OK
Rottura per sfilamento*	13.750	16.221	85	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	55.000	93.452	59	OK
Fessurazione**	55.000	140.178	40	OK

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

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
40.000	1.500	26.667	13.750

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
20.000	1.217	1.500	16.221	13.750

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]			
174300	44100	105	210			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.986	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
35.981	1.500	93.452	55.000			

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
174300	44100	105	210	1.500		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.986	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
35.981	1.500	140.178	55.000			

www.hilti.it

Profis Anchor 2.5.2

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 06/10/2015

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2.500	24.000	11	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	10.000	205.594	5	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	10.000	28.479	36	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
30.000	1.250	24.000	2.500

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cf,N}$ [mm]	$s_{cf,N}$ [mm]	k-factor	
174300	44100	105	210	2.200	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.986	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
35.981	1.500	205.594	10.000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
70	12.0	2.400	0.084	0.065	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
100	81000	45000			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.000	1.000	0	1.000	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
23.733	1.500	28.479	10.000		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.4)

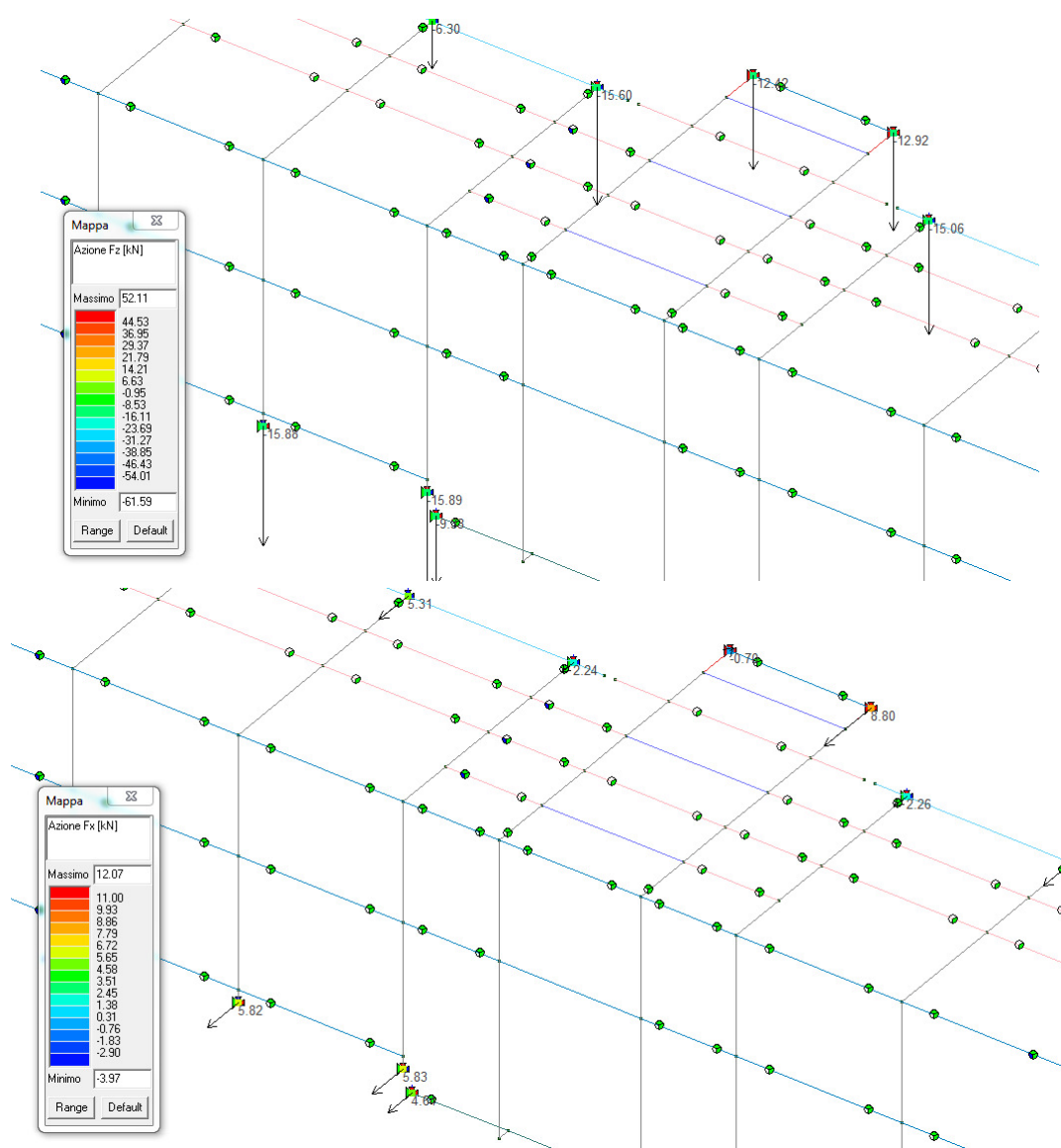
β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.848	0.351	1.500	99	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1$$

10.10 Verifica collegamento a trave in c.a.

Le azioni sollecitazioni che interessano i nodi di ancoraggio sulle travi in c.a. sono adeguatamente rappresentate dalla terna:

- trazione: 12 kN;
- taglio: 13 kN;
- momento flettente 15 kNm.



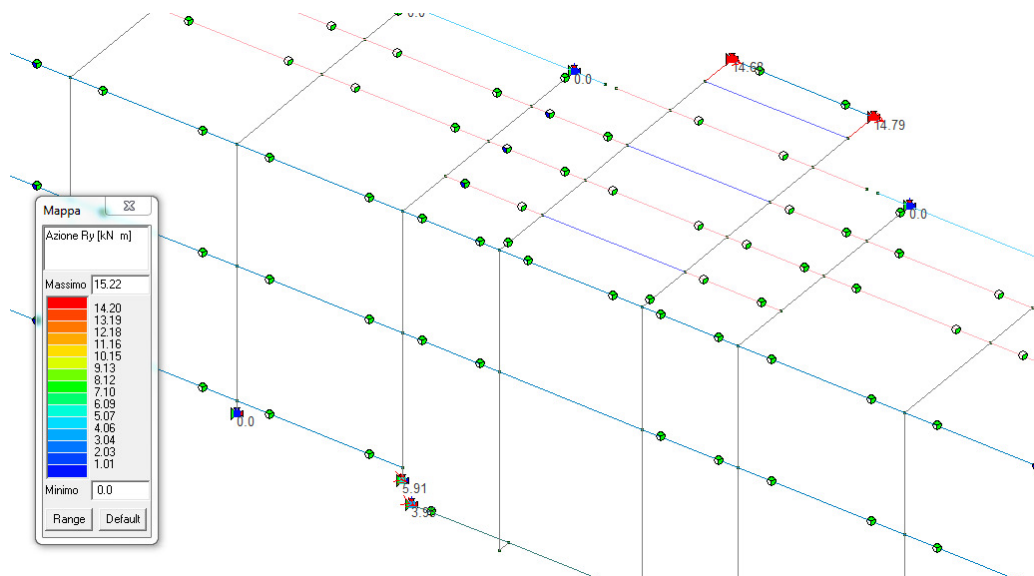


Fig. 35 Sollecitazioni nei vincoli sulla trave in c.a.

La seguente verifica funge da validazione del valore di riferimento adottato per le connessioni e non vincola all'uso dei prodotti dettagliati. Possono essere utilizzati anche prodotti diversi purché in grado di garantire prestazioni uguali o superiori a quelle indicate nelle verifiche.

www.hilti.it

Profis Anchor 2.5.2

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono I Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

1

06/10/2015

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HST-HCR M16

Profondità di posa effettiva: $h_{ef} = 82 \text{ mm}$, $h_{nom} = 95 \text{ mm}$

Materiale: HCR

Certificazione No.: ETA 98/0001

Emesso I Valido: 08/05/2013 | 20/02/2018

Prova: metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 400 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

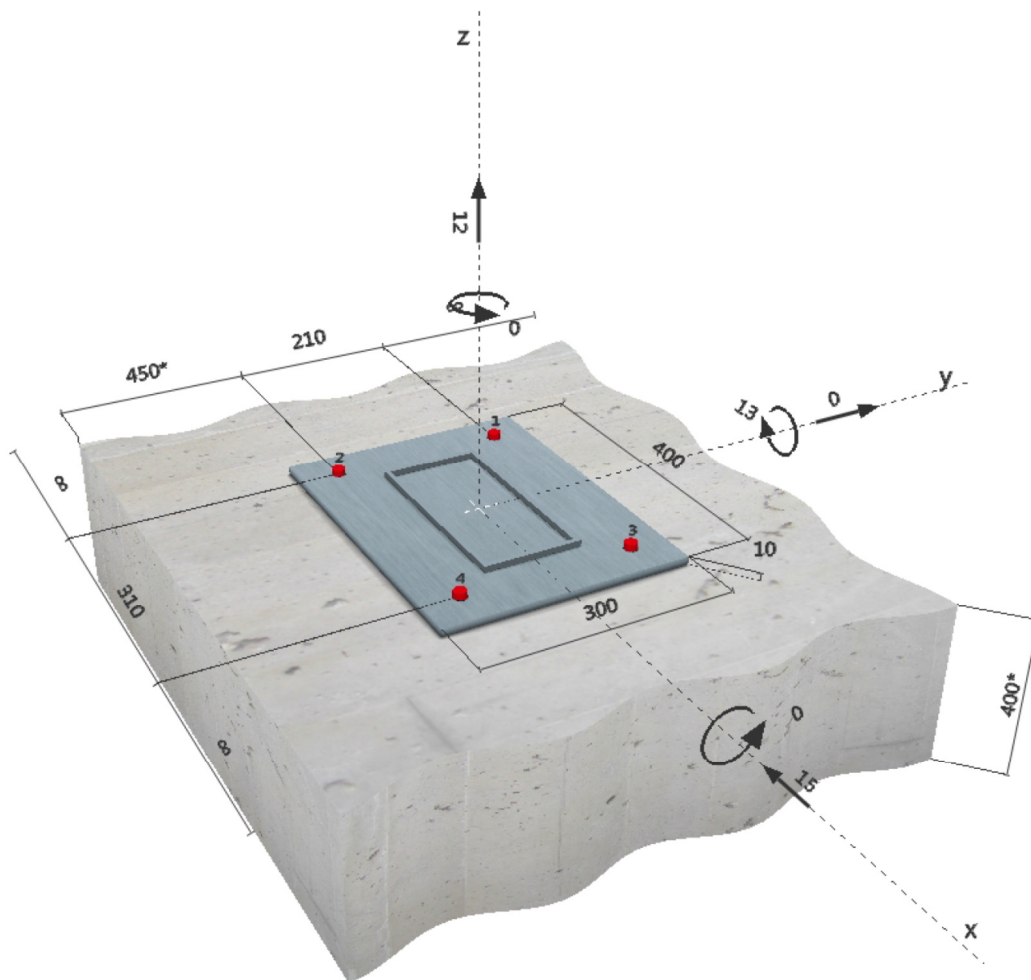
Profilo: Profilo cavo allungato; $(L \times W \times T) = 250 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{cc} = 45.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 400 \text{ mm}$

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono I Fax:
E-mail:

Pagina: 2
Progetto:
Contratto N°:
Data: 06/10/2015

Profis Anchor 2.5.2

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

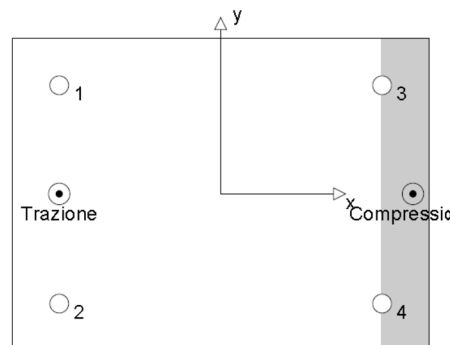
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	22.399	3.750	-3.750	0.000
2	22.399	3.750	-3.750	0.000
3	0.000	3.750	-3.750	0.000
4	0.000	3.750	-3.750	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.16 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 4.75 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-155/0): 44.799 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(185/0): 32.799 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	22.399	56.333	40	OK
Rottura per sfilamento*	22.399	31.305	72	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	44.799	62.171	73	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]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
84.500	1.500	56.333	22.399

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
35.000	1.342	1.500	31.305	22.399

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]			
112176	60516	123	246			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
50.309	1.500	62.171	44.799			

www.hilti.it

Profis Anchor 2.5.2

Impresa:

Pagina:

3

Progettista:

Progetto:

Indirizzo:

Contratto N°:

Telefono / Fax:

Data:

06/10/2015

E-mail:

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3.750	44.000	9	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	15.000	310.854	5	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**	7.500	342.162	3	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
55.000	1.250	44.000	3.750

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
224352	60516	123	246	2.500	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
50.309	1.500	310.854	15.000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
82	16.0	2.400	0.043	0.051	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
450	664000	911250			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{e,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.299	2.500	0	1.000	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
216.885	1.500	342.162	7.500		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.721	0.085	1.500	64	OK

$\beta_N + \beta_V \leq 1$

11 CONCLUSIONI

Tutte le analisi condotte hanno evidenziato rispondenza del comportamento simulato (analisi mediante codici di calcolo su modelli ad elementi finiti) con il comportamento atteso.

Tutte le verifiche condotte hanno portato al soddisfacimento dei requisiti prestazionali imposti dalle vigenti norme e derivanti dagli specifici impieghi.

L'interazione delle strutture nuove con quelle dell'edificio esistente è stata valutata sia in fase di progettazione, per evitare effetti negativi, sia in fase di verifica, controllando che gli incrementi di sollecitazione in elementi esistenti fosse accettabile. In nessun caso si evidenziano criticità o necessità di interventi di rinforzo.