



COMUNE DI PISTOIA

SERVIZIO LAVORI PUBBLICI, PATRIMONIO, VERDE E PROTEZIONE CIVILE

Responsabile del Procedimento:
Ing. Giovanna Bianco

Progetto:

Ing. Iacopo Bianchi
Ing. Francesca Nobili
Geom. Roberto Protti

Progetto opere strutturali:

Area Engineering srl

PROG. 15008/2018

IMPIANTI SPORTIVI PATTINAGGIO:
MANUTENZIONE STRAORDINARIA
(CUP C56H18000090004)

PISTA DI PATTINAGGIO
VIA VALDIBRANA



PROGETTO DI FATTIBILITA'
TECNICO ECONOMICA
(art. 23 DLgs. 50/2016)

Elaborato:

Allegato alla Delibera G.C.
n°
del

Rev. n° del

07

RELAZIONE PRELIMINARE OPERE STRUTTURALI

CODIFICA

07-VAL-FTE-REL

FORMATO

A4

SCALA

--

Data di stampa: 19.06.2018

RELAZIONE TECNICA GENERALE

**INCARICO DI CUI AL PROGETTO 15099/2017 – CAMPI E IMPIANTI SPORTIVI –
MANUTENZIONE STRAORDINARIA: “IMPIANTO DI PATTINAGGIO VIA
VALDIBRANA”.**

VERIFICA DELLE STRUTTURE CUP. C54H16000520004 – CIG ZF22072613

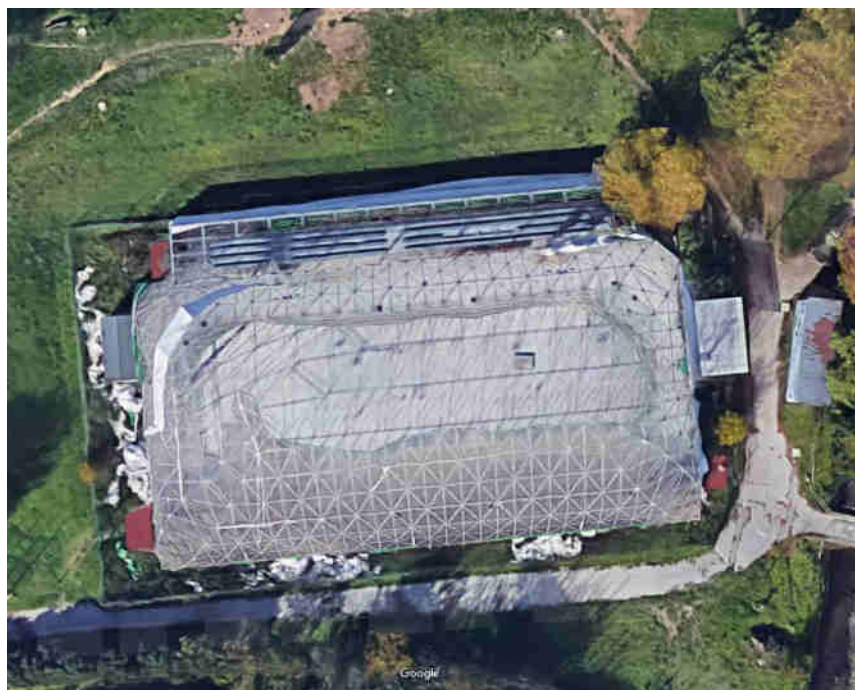


Immagine n° 01 – cattura da Google Earth

AREA Engineering Srl

Genova, 12/02/2018

Indice

- 1. Premessa;*
 - 2. Indagini e reperimento delle informazioni;*
 - 3. Restituzione delle informazioni e costruzione del modello tridimensionale;*
 - 4. Considerazioni preliminari circa la diffusione dei fenomeni di degrado riscontrati;*
 - 5. Metodologia di archiviazione e rappresentazione dei dati raccolti;*
 - 6. Breve descrizione degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria previsti;*
 - 7. Considerazioni di carattere economico;*
 - 8. Conclusioni.*
- Allegato 01: NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI*

1. Premessa

Il progetto di verifica della struttura metallica sita in Via Valdibrana in Pistoia, la cui destinazione d'uso risultava l'ex pista di pattinaggio comunale della Città di Pistoia interessata dall'evento climatico di eccezionale intensità verificatosi il 05 marzo 2015, si pone come obiettivo fondamentale quello di verificare se la struttura esistente sia ancora idonea o meno ad un suo reimpiego e, in secondo luogo a divenire base per la pianificazione e successiva realizzazione degli interventi strutturali necessari a garantire la stabilità, la durabilità e le adeguate condizioni di sicurezza durante la fase di esercizio del manufatto in oggetto.

Il lavoro di verifica, valutazione e confezionamento dei risultati si è suddiviso in quattro momenti fondamentali:

A. Indagini e reperimento delle informazioni:

- a. il rilievo plani volumetrico e di dettaglio dell'organismo edilizio;
- b. le indagini sul campo relative allo stato di conservazione del manufatto;
- c. le indagini di archivio;

B. Restituzione delle informazioni:

- a. Restituzione del rilievo attraverso modellazione tridimensionale comprendente tutte le informazioni strutturali, dimensionali reperite;
- b. Restituzione e catalogazione delle informazioni reperite attraverso schede diagnostiche costruite ad-hoc;
- c. Fruibilità delle schede diagnostiche attraverso navigatore interattivo linkato alle schede suddette.

C. Analisi delle informazioni reperite e opportunamente restituite:

- a. Relazione strutturale di calcolo dello stato di fatto;
- b. Verifica dello stato di degrado e del conseguente abbattimenti dei livelli prestazionali generali e dei singoli componenti strutturali;
- c. Conclusioni sullo stato prestazionale dell'Organismo edilizio valutato.

D. Individuazione degli interventi strategici necessari

- a. Studio preliminare degli interventi migliorativi da eseguire suddivisi in manutenzione ordinaria e manutenzione straordinaria;
- b. Relazione strutturale di calcolo dello stato di progetto;
- c. Stima economica degli interventi previsti.

Di seguito si illustrerà per ciascuno dei quattro punti chiave del lavoro le metodologie di svolgimento, le normative di riferimento a cui ci si è rifatti durante le attività e a quali risultati si è giunti

2. Indagini e reperimento delle informazioni:

A seguito del sopralluogo di ispezione preliminare del sito e del recepimento delle necessità della Stazione Appaltante è stata svolta una campagna di rilievo suddivisa in più spedizioni che ha impegnato una media di 3 operatori per un periodo sul campo di circa 8 giornate lavorative. Tale campagna è stata eseguita utilizzando metodiche analitiche, diagnostiche e di rilievo geometrico in grado di estrapolare sia le reali dimensioni e posizioni di ciascun elemento strutturale e tecnologico costituente l'organismo edilizio, sia di individuare e catalogare il suo aspetto materico e realizzativo oltre che i vari fenomeni di degrado che, negli anni, hanno interessato le diverse parti della struttura. La campagna di rilievo è anche risultata fondamentale per comprendere meglio la dinamica dell'evento climatico che ha cagionato la rottura del telo di copertura originale e quali effetti lo stesso evento abbia causato sulla struttura metallica di sostegno.

La struttura appare come un sistema a scheletro geodetico composto da aste e nodi, realizzata in acciaio galvanizzato datata, sulla base dei documenti raccolti, 1981. La stazione Appaltante ha fornito le documentazioni di archivio e la relazione di collaudo dell'organismo edilizio avvenuta a seguito della sua installazione.



Foto 02, rappresentativa dell'organismo edilizio da verificare.

Il sistema di aste e nodi in acciaio, costituisce un insieme strutturale reticolare spaziale, connesso al suolo attraverso un cordolo di fondazione che non giace su un ulteriore basamento o platea o sottofondazione, ma che risulta direttamente inserito nel terreno, così come si evidenzia a seguito del saggio eseguito dalla Stazione Appaltante.

Nei documenti raccolti (relazione di collaudo) si parla di materiale acciaiolo di qualità ex Fe 510 (non verificabile sugli elementi senza un'indagine di tipo chimico non prevista dal presente incarico), pertanto ai fini del calcolo strutturale di verifica (si veda relazione di calcolo strutturale) verrà considerato a titolo cautelativo un acciaio S275 JR (ex Fe 430).

L'organismo edilizio è realizzato con aste in tubolari saldati di acciaio zincato, a sezione circolare, di diametro esterno pari a 70 mm e spessore di parete 2,0 mm.

I nodi di connessione tra le aste sono costituiti da 3 elementi in largo piatto, di forma rettangolare convergente, realizzati in lamiera di spessore 4 mm e dimensioni 110 mm x 65 mm, saldati tra loro a formare elementi triangolari spaziali.

Al culmine di ciascuna asta risulta saldato, con saldatura a cordone d'angolo, un elemento triangolare spaziale che consente l'accoppiamento, con la corretta inclinazione, fino ad un massimo di sei (6) aste. Il nodo strutturale completo prevede inoltre l'inserimento, al centro tra i

triangoli spaziali, di una piastra di forma trapezoidale, forata, di spessore 6 mm, in acciaio zincato chiusa a biscotto tra i due gruppi di triangoli, atta all'ancoraggio dell'asta trasversale che funge da tirante e costolatura della struttura. Ogni nodo è poi chiuso dall'intradosso all'estradosso con una piastra a biscotto, costituita da un disco in acciaio zincato a cui sono saldati 4 bulloni a testa fresata che, passando attraverso i triangoli vengono bloccati da contro-piastre all'interno (2) e stretti da dadi di chiusura.



Foto 03, nodo tipo di connessione delle aste. Si notino le saldature per altro di scarsa qualità, eseguite tra le piastre imbullonate dei triangoli spaziali

Lo schema si ripete a formare l'intero organismo edilizio, con le uniche varianti importanti che sono quelle d'angolo, in cui vengono adottati raddoppi di aste orizzontali connesse con sistemi a morsetto e in cui il nodo non risulta completo poiché non accoglie tutte e 6 le aste.



Foto 04, nodo tipo di controvento d'angolo

In corrispondenza dei suddetti angoli, per tutta l'altezza dei 4 spigoli dell'edificio, si individuano controventi formati da aste tubolari di uguale diametro ma di spessore di parete maggiore, fino a 4 mm, incrociate tra loro attraverso giunto passante costituito da piastre circolari saldate a biscotto sull'asta passante e atte ad accogliere le due aste interrotte che incrociano la prima.

In corrispondenza del cordolo di ancoraggio a terra la struttura metallica è chiusa da tiranti basali realizzati con profili metallici UPN 100, posati con le ali rivolte verso il basso e connessi da apposite piastre tirafondate. I tirafondi di questo “*giunti a forcella*” così come quelli degli attacchi a terra principali hanno sezione resistente 14 mm (M14) e risultano direttamente annegati nel getto del cordolo di fondazione. Sopra i tiranti basali risultano saldate canalette a tubo probabilmente necessarie alla messa in tensione del telo originale.



Foto 05, nodo di connessione a terra. Si notano anche i profili UPN rovesciati che collegano a terra i nodi tra loro.

Il sistema di connessione tra le membrature è di fatto un sistema misto saldato-bullonato (vedi foto 03).

Non è chiaro quale fosse il criterio a cui l'esecutore materiale del montaggio originale si fosse ispirato. Non sono state reperite documentazioni tecniche o relazioni di calcolo che spiegassero le scelte strutturali e le specifiche di esecuzione dei giunti. Si è inoltre notato come le relazioni originali si riferissero ad un organismo edilizio dimensionalmente diverso da quello di rilevato.

Con ogni probabilità la ditta fornitrice ed esecutrice dei montaggi forniva più modelli di strutture e consegnava una documentazione standard valida per ciascun modello. Tuttavia il metodo di costituzione dei giunti metallici che compongono i nodi tra le membrature reticolari risulta misto saldato-bullonato.

Questo metodo di creazione del giunto è certamente il meno ortodosso poiché non rispecchia le vigenti normative la quale non consente di terminare una giunzione saldata con una bullonatura (o viceversa). In sostanza la restrizione normativa tiene conto del fatto che le saldature producono, ovviamente, un comportamento molto più rigido rispetto alle bullonature e un giunto parzialmente saldato e bullonato potrebbe comportarsi come una connessione a completo ripristino fino ad un certo livello di tensione per poi cambiare il suo comportamento superata la stessa.



Foto 06, dadi di chiusura delle piastre in un nodo intermedio

I bulloni impiegati per la connessione dei nodi composti dai triangoli spaziali risultano di diametro 10 mm di classe 8.8, mentre i tirafondi di connessione al cordolo di fondazione hanno diametro 14 mm, mentre la classe di resistenza non risulta visibile. Non si notano dadi di tipo autobloccante o rondelle autobloccanti.

Non è possibile escludere la presenza di catene o tiranti inseriti al disotto della pavimentazione in battuto di conglomerato, colleganti i punti di ancoraggio a terra in modo trasversale o longitudinale, tuttavia non avendone potuto rilevare l'effettiva presenza non verrà tenuto conto della loro esistenza nelle valutazioni di calcolo.



Foto 07, nodo di connessione a terra. Attraverso il saggio eseguito dalla Stazione Appaltante si notano le barre lisce filanti che compongono due dei 4 ferri di armatura longitudinale del cordolo.

Il cordolo di fondazione di forma parallelepipedica, affiorante per la sua parte sommitale, ha dimensioni di sezione trasversale, pari a 0,6 X 0,4 m, e risulta debolmente armato attraverso un sistema di 4 barre filanti e staffe costituite da ferri lisci di sezione resistente 8 mm. Le staffe sono posizionate con presunta frequenza paria 45 cm; il conglomerato con cui risulta confezionato appare di grossolana fattura realizzato con malta cementizia e inerti di pezzatura compresa tra i 3 e i 20 mm. Il cordolo così confezionato si comporta più come una zavorra che come una vera e propria fondazione.



Foto 08, rappresentativa del sistema di raccordo d'angolo della struttura

In corrispondenza del cordolo di fondazione la struttura metallica è chiusa da tiranti basali realizzati con profili metallici UPN 100, posati con le ali rivolte verso il basso e connessi da apposite piastre tirafondate (foto 04).



Foto 09, rappresentativa del sistema di raccordo in UPN 100 tra gli ancoraggi a terra. Il sistema è collegato a metà da un "giunto a forcina" a sua volta tirafondato sul cordolo di fondazione.

Si notano infine alcune varianti sul tema strutturale che modificano lievemente la trasmissione delle azioni tra le aste, soprattutto sul lato Nord in corrispondenza della struttura delle tribune.



Foto 10, vista del blocco tribuna

Tale struttura è realizzata in membrature metallica composte da profili UPN 100 in acciaio zincato (non si individua il tipo di acciaio) accoppiati e saldati in continuo per la realizzazione delle colonne. Il sistema di travi risulta ortotropo e regolare, poggiante sui portali trasversali ed eseguito con scatolari a sezioni rettangolari a coprire la luce in senso trasversale e tubolari di connessione longitudinale. La struttura conta inoltre di travi reticolari di sezione variabile che connettono i pilastri alla base sulla parte retrostante e di travature reticolari di sezione costante nella parte alta forntale. La struttura sul retro, dedicata al contenimento delle tribune, risultava controventata da cavi in acciaio di sezione variabile 12 mm e 24 mm. I cavi risultano completamente in bando e non più utili a controventare la struttura.



Foto 11, vista interna del blocco tribuna. Si notino i tiranti in bando.

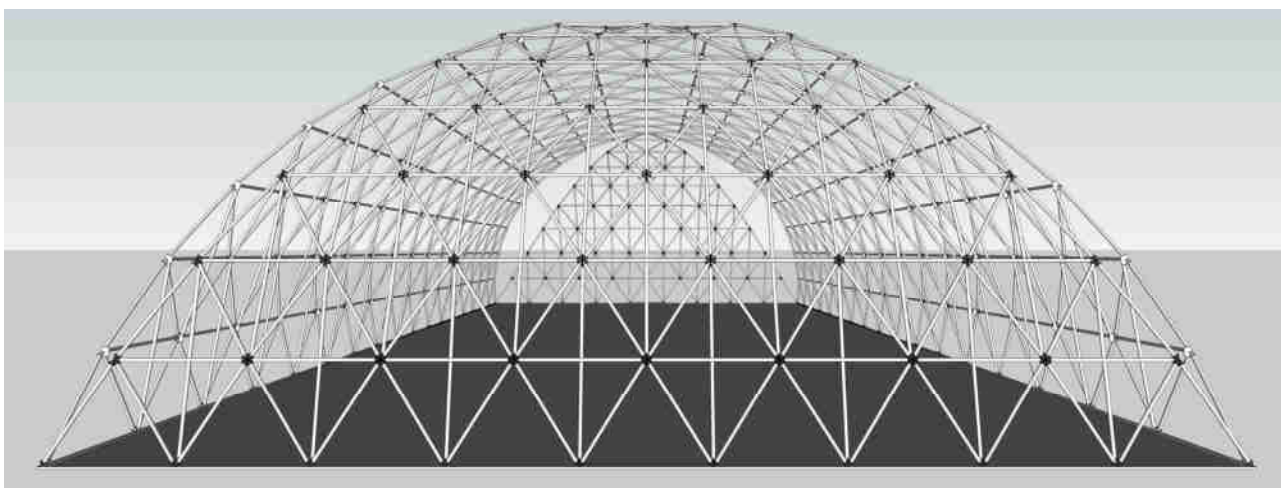


Foto 12, attacco a terra del pilastro d'angolo del blocco tribuna. Si notino i dadi ossidati, la presenza di detriti e la connessione tra piastra di ancoraggio nervata e UPN a terra.

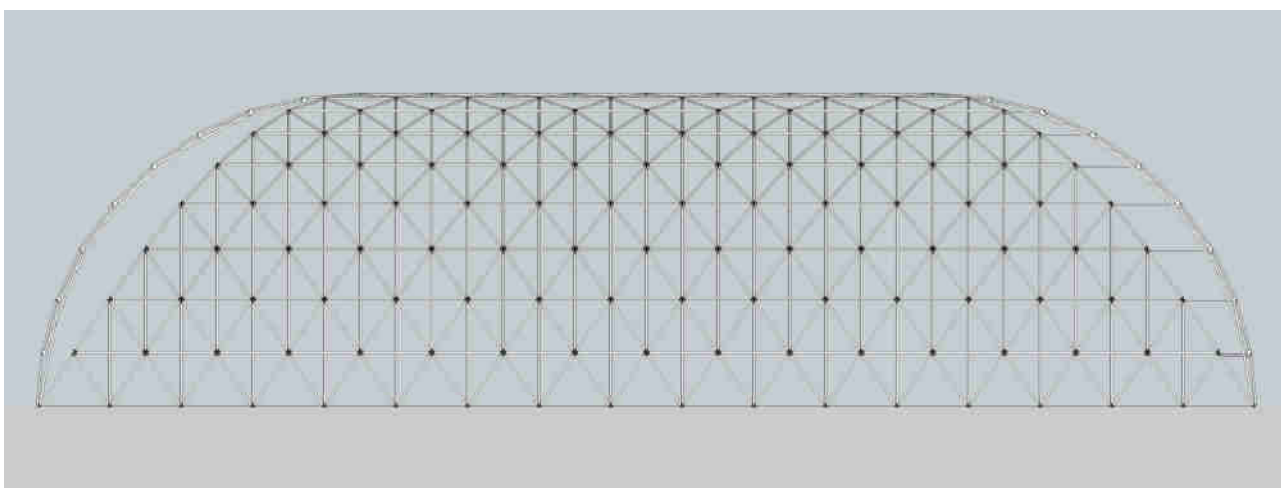
3. Restituzione delle informazioni e costruzione del modello tridimensionale

Come accennato la restituzione del rilievo è avvenuta in ambiente 3D per meglio verificare la congruenza delle informazioni prelevate in situ.

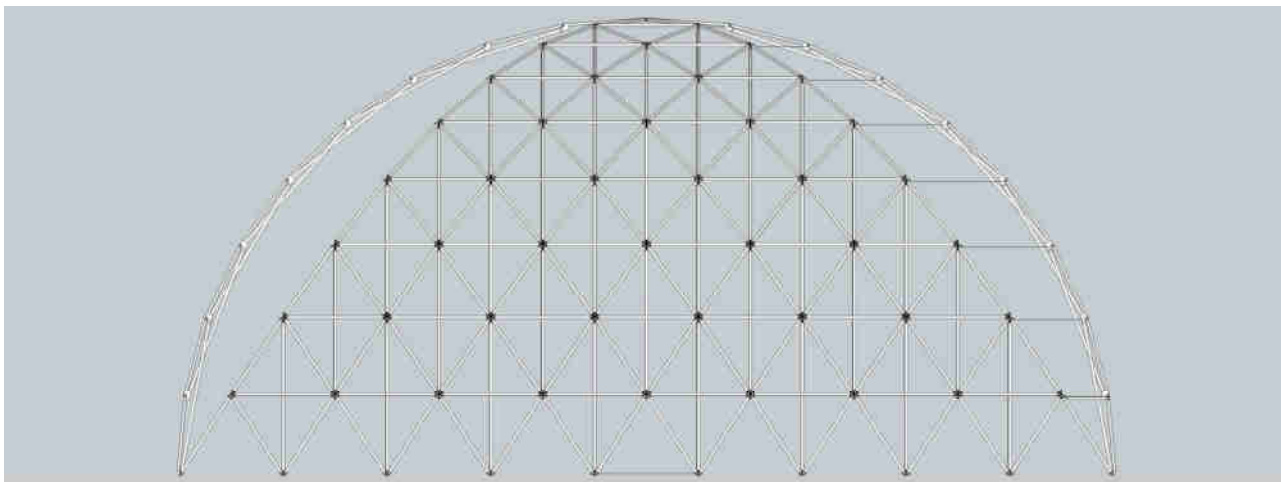
I software impiegati sono Zwcad, advance STEEL e sketchUP-PRO. La modellazione si è spinta fino alla restituzione degli elementi di forometria delle piastre e ha consentito (e tutt'ora consente) una navigazione dettagliata all'interno e all'esterno del modello realistico.



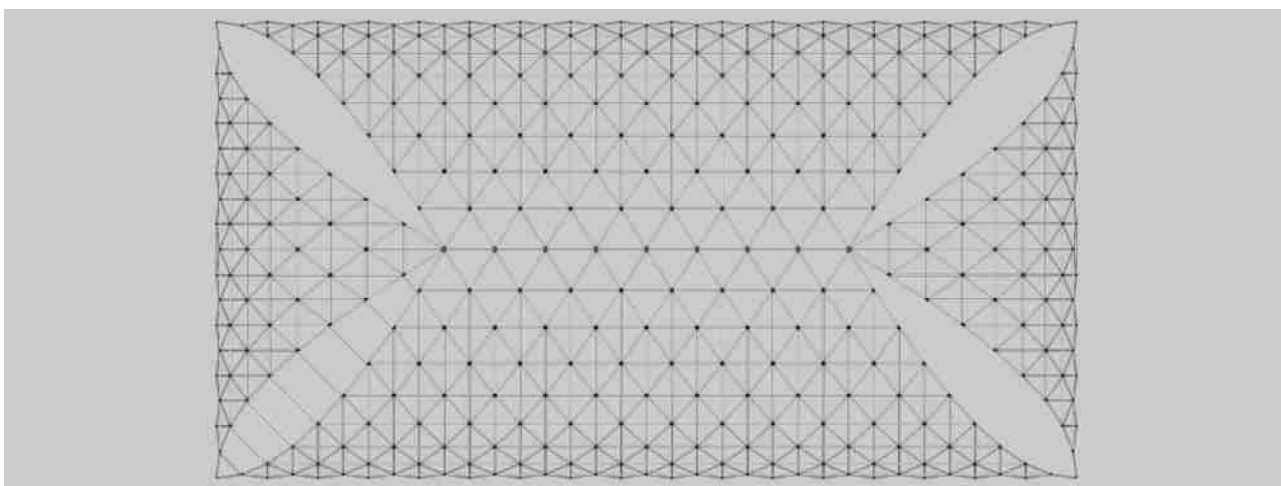
Imm. 01, vista del modello dall'esterno del lato corto, senza blocco tribuna



Imm. 02, restituzione bidimensionale del sistema strutturale (ideale) – lato Sud visto dall'interno (sezione longitudinale)

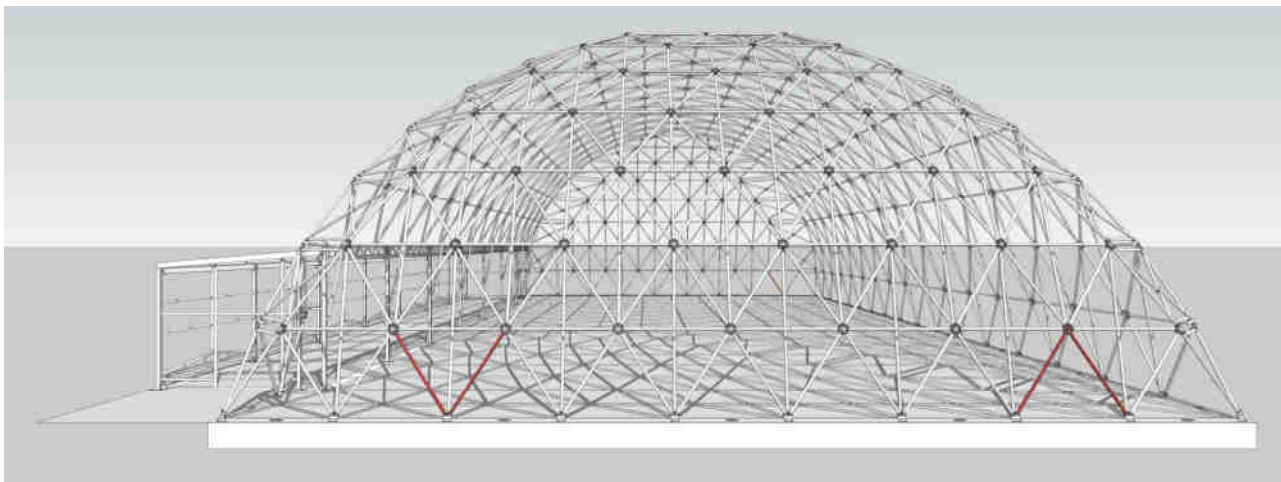


Imm. 03, restituzione bidimensionale parziale del sistema strutturale rilevato – lato Est visto dall'interno (sezione trasversale)



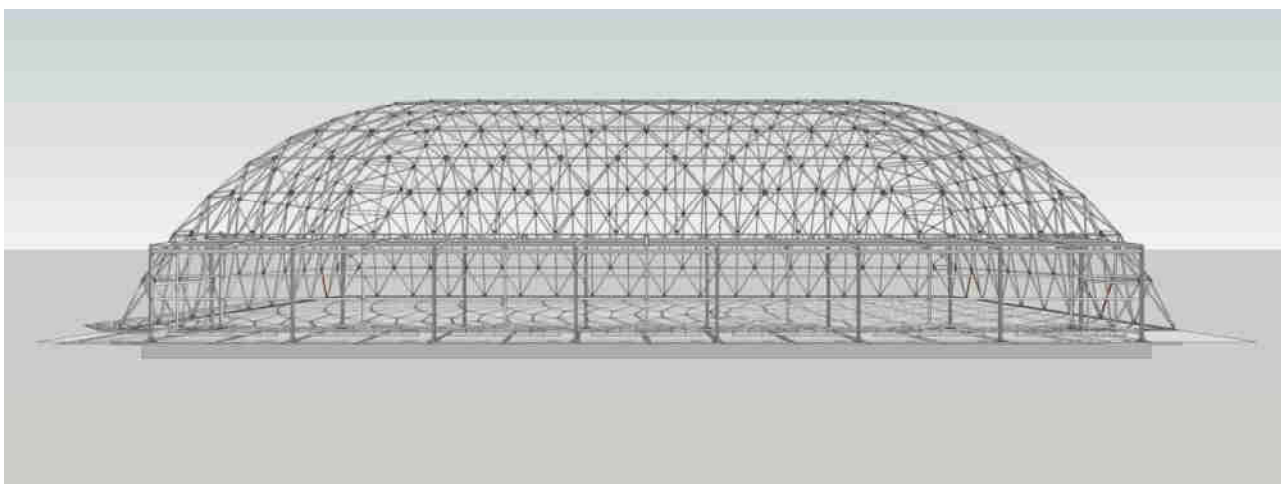
Imm. 04, restituzione bidimensionale parziale del sistema strutturale rilevato – vista dall'alto

La modellazione tridimensionale ha anche consentito di stimare, già in fase di restituzione del rilievo, quali attività risultassero necessarie al ripristino della struttura, garantendo sia il costante controllo sia del sistema strutturale ideale sia il preciso “riferimento” dei fenomeni di degrado presenti sulla struttura.



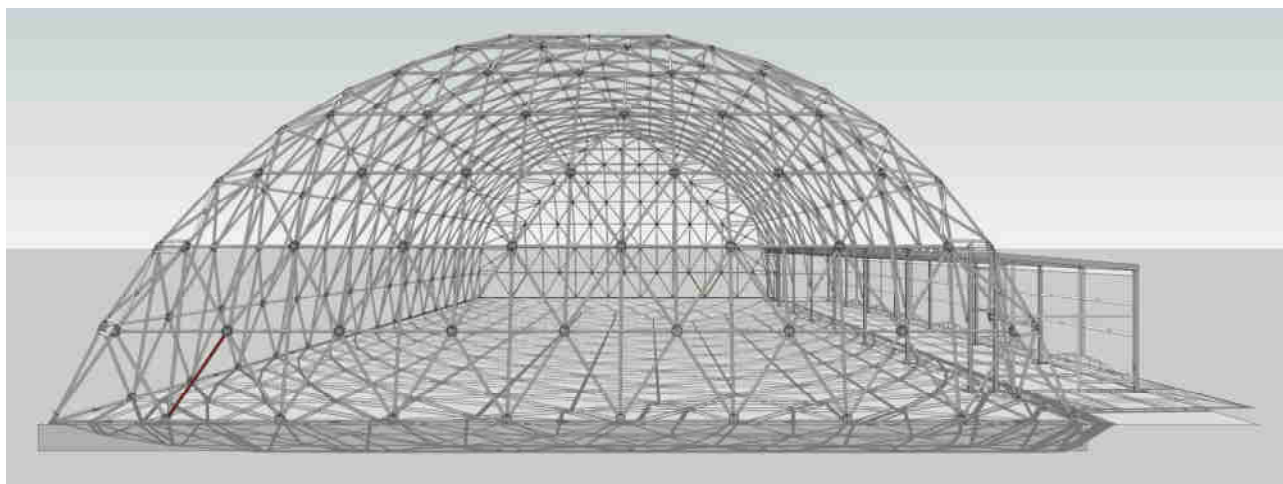
Imm. 05, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – lato Ovest

Durante la costruzione del modello tridimensionale sono state inserite informazioni di tipo materico e tecnologico, legate ai vari componenti dell'organismo edilizio. In questo modo il modello referenziato aiuterà le progettazioni degli interventi futuri aumentando il livello di controllo del sistema strutturale e tecnologico in oggetto.

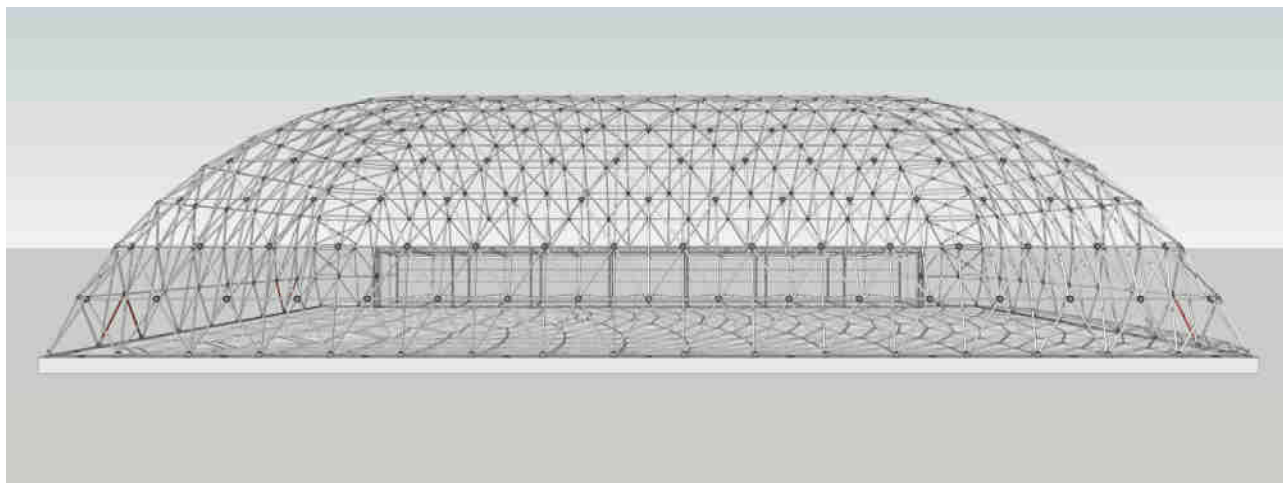


Imm. 06, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – lato Nord

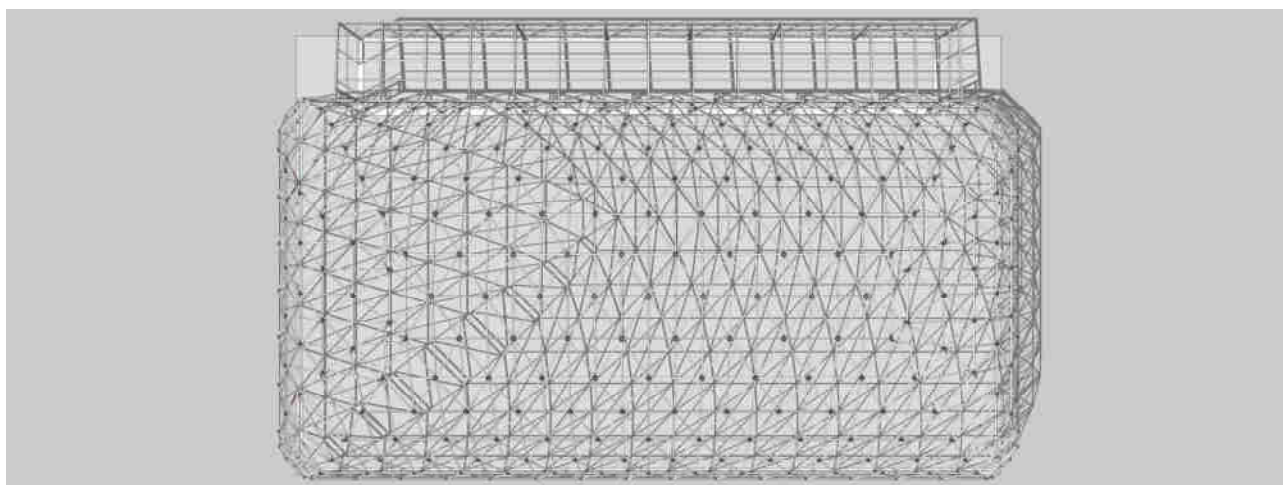
L'approccio tridimensionale ha consentito inoltre di controllare le irregolarità a volte minime, a volte evidenti, della membrature metalliche e ha garantito una fedele ricostruzione dell'organismo edilizio esistente permettendo di individuare correttamente le conseguenze delle azioni che hanno sollecitato la membratura metallica in occasione dell'evento climatico del 2015



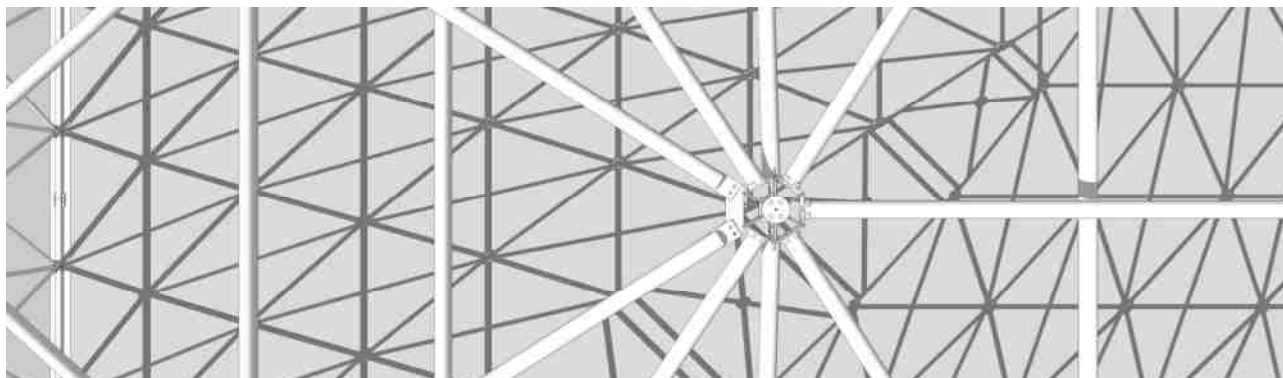
Imm. 07, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – lato Est



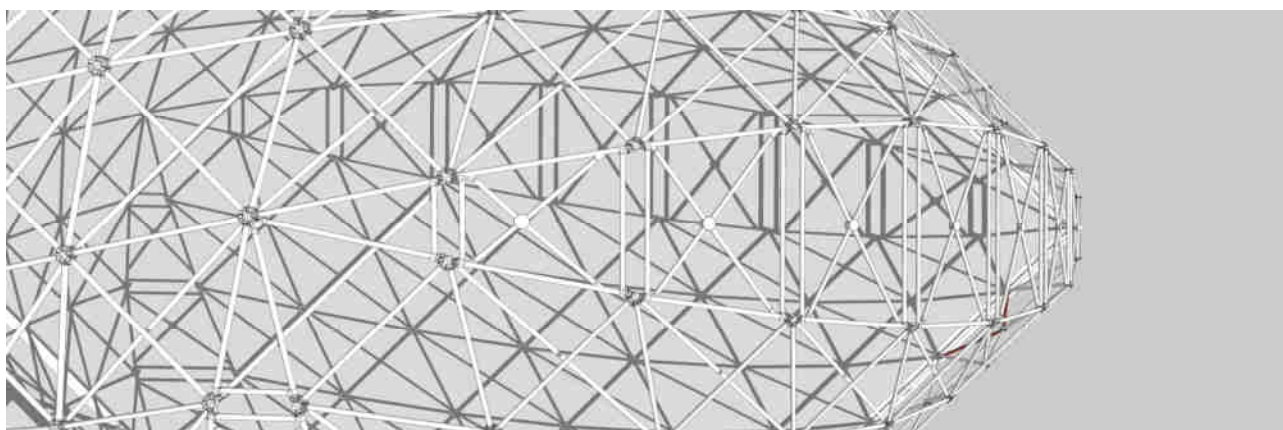
Imm. 08, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – lato Sud



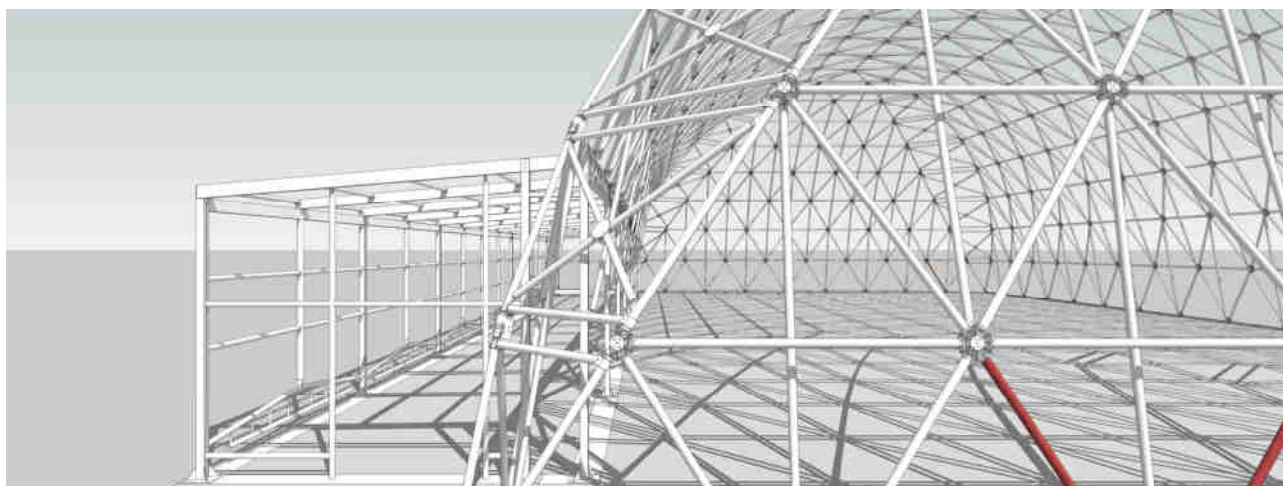
Imm. 09, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – vista aerea



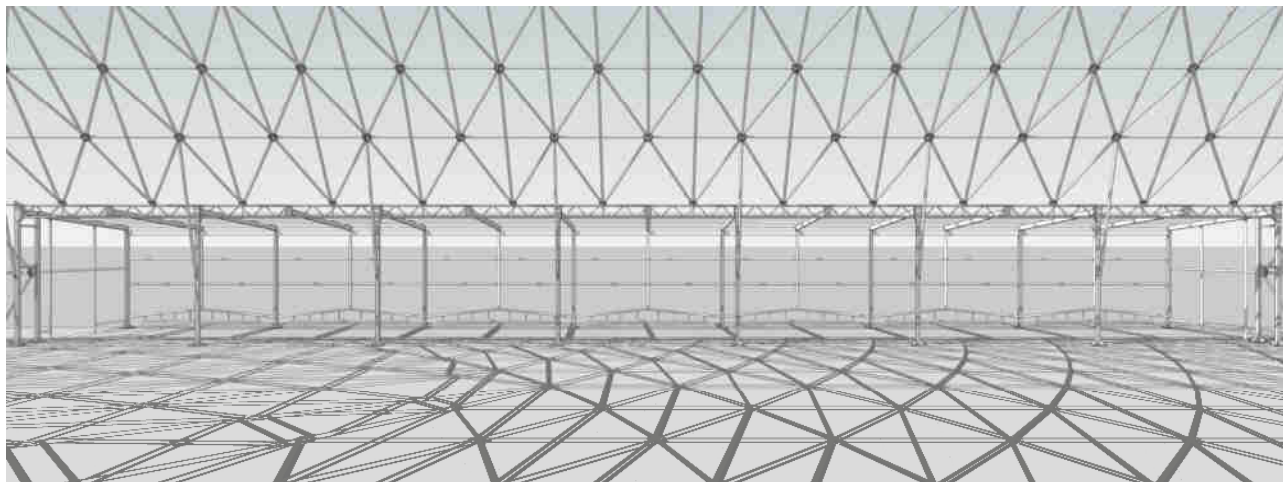
Imm. 10, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – dettaglio nodo colmo



Imm. 10, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – spigolo



Imm. 11, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – dettaglio lato tribuna



Imm. 12, Modello tridimensionale completo dello stato di fatto – dettaglio lato Nord vista interna verso tribuna

Nelle Immagini che mostriamo nella presente relazione si notano elementi di colore rosso rispetto alla totalità dei componenti rappresentati con colore neutro grigio chiaro. Gli elementi in rosso rappresentano quelli che strutturalmente il sistema richiede ma che per motivi diversi, solo ipotizzabili ad oggi, furono rimossi, forse a favore di una “*migliore fruibilità*” dell'oggetto. Si tratta principalmente di aste tubolari (in numero di 5) che collegavano i nodi della fascia n° 1 con quelli di attacco a terra. Tali aste corrispondevano a punti di passaggio o di fruizione individuati probabilmente dal precedente gestore come zone da “liberare” delle suddette aste. Il problema in realtà risulta il fatto che a seguito delle rimozioni non furono ripristinati i collegamenti attraverso sistemi alternativi atti a evitare pericolose concentrazioni di tensioni.

4. Considerazioni preliminari circa la diffusione dei fenomeni di degrado riscontrati

Il sistema strutturale dell'organismo edilizio in oggetto (*intendendosi per sistema strutturale l'insieme composto da membrane metalliche e cordolo di fondazione*) appare degradato in modo disomogeneo.

Riguardo le membrane metalliche è possibile apprezzare la differente azione degli agenti atmosferici sui tre principali elementi che ne compongono l'orditura:

- 1) i nodi di connessione al cordolo (attacco a terra);
- 2) le aste tubolari;
- 3) i nodi intermedi (dalla fascia 1 alla fascia 8).

A seguito delle analisi effettuate in situ è stato possibile verificare come gli elementi di ancoraggio alla fondazione siano interessati da fenomeni di degrado di tipo fisico, chimico e meccanico, (*tra cui l'ossidazione, la corrosione, la deformazione, ecc.*) più marcati di quelli riscontrabili sui nodi intermedi, e come gli stessi fenomeni di degrado risultino accentuati sul lato Est dell'organismo edilizio, ed in generale sui lati corti della struttura rispetto ai due lati lunghi e, ancora, come via via che si procede all'analisi dal basso verso l'alto i fenomeni di ossidazione e corrosione appaiono meno gravi. Con tutta probabilità la spiegazione risiede nella presenza di direzioni privilegiate dei venti che trasportano l'umidità e dal fatto che i nodi al piede subiscono la prolungata presenza di acqua e umidità di risalita rispetto ai nodi intermedi che tendono ad asciugarsi più rapidamente.

In linea generale è possibile riassumere i fenomeni di degrado rilevanti come dal seguente elenco:

- **ossidazione** (*piastre, bulloni, dadi, lembi delle aste tubolari, punti di saldatura, ferri di armatura*);
- **corrosione** (*delle parti di protezione in zinco, tutte le parti metalliche*);
- **lesioni e rotture** (*all'apice di alcune aste in corrispondenza delle saldature delle piastre di connessione, in corrispondenza di alcuni lembi delle aste tubolari; in corrispondenza di alcune piastre di ancoraggio a terra*);
- **deformazione** (*di alcune piastre di arrivo dei tubolari in corrispondenza degli attacchi a terra e di alcune piastre che formano i triangoli spaziali del giunto*);
- **mancanza e asportazioni**; alcune aste tubolari risultano asportate; le protezioni esterne dei nodi risultano completamente mancanti; alcuni dadi risultano mancanti; un giunto a biscotto risulta mancante.
- **Rotazioni**. Alcune piastre fissate a biscotto nei giunti a terra risultano ruotate in modo anomalo

I fenomeni qui elencati non sono gli unici che si sono rilevati, ma solo quelli che fanno riferimento all'aspetto strutturale dell'organismo edilizio.

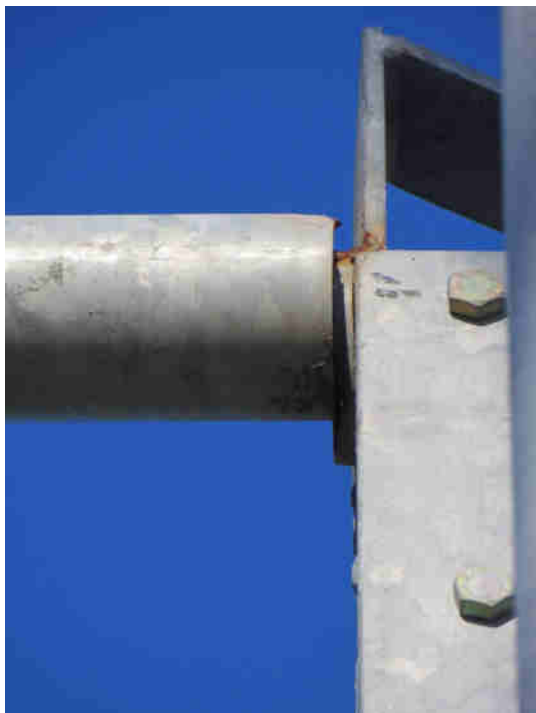


Foto 13, distacco di tubolare dalla sua piastra di collegamento. Tra tutti i fenomeni di degrado elencati e riassunti nodo per nodo nelle schede tecniche si è mostrato quello che con maggiore evidenza riassume l'effetto delle azioni subite dalla struttura durante la tempesta di vento del 2015. A causa dell'azione del vento, che probabilmente ha agito con maggior violenza sul prospetto Sud dell'Organismo edilizio, la struttura metallica ha subito una torsione in senso antiorario (Sud-Est-Nord) prima della rottura del telo che ha scaricato le membrature metalliche.

5. Metodologia di archiviazione e rappresentazione dei dati raccolti

Il metodo di lavoro seguito per l'archiviazione dei dati raccolti e per la stesura dei risultati ottenuti dalle verifiche e dalle scelte di intervento risulta pertanto il seguente:

si sono realizzate schede di eidotipo per la rilevazione di tutti gli elementi della struttura. Tali schede sono state compilate sul campo durante i rilievi e successivamente travasato a valle dell'elaborazione dei dati all'interno di schede excel definitive suddivise in una sezione anagrafica, in una sezione descrittiva e una sezione valutativa.

Il contenuto delle schede risulta di tipo descrittivo, numerico dimensionale e fotografico.

Ogni scheda rielaborata è stata corredata di foto e di immagine per individuare la posizione dell'elemento analizzato e successivamente linkata ad un database interattivo.

Per ciascuna scheda vengono indicate le seguenti macrovoci:

- Descrizione dell'elemento;
- Posizione dell'elemento con sua identificazione alfanumerica rispetto all'insieme dell'organismo edilizio;
- Tipo di materiale impiegato;
- Tipo di lavorazione;
- Aderenza alle normative vigenti per scelta di impiego, materiale utilizzato, tipo di montaggio e manutenzione;
- Stato di conservazione e di degrado dell'elemento;
- Attività di manutenzione straordinaria;
- Attività di manutenzione programmata e frequenza;
- Certificabilità;

In parallelo alla valutazione di tutti i componenti costituenti l'organismo edilizio verrà realizzata l'analisi strutturale, che prevede una sua relazione dedicata e suddivisa in due parti:

1. l'analisi strutturale dello stato di fatto;
2. l'analisi strutturale della struttura con le ipotesi di miglioramento previste.

Le valutazioni strutturali di calcolo dell'organismo edilizio hanno considerato tutti gli aspetti dell'edificio nel suo insieme. Le analisi lineari e non lineari agli Stati Limite (*Stato Limite di Esercizio SLE, Stato Limite di Danno SLD e Stato Limite Ultimo SLU*) sono state redatte sulla base delle richieste di carico avanzate dalla Stazione Appaltante e sulla base delle normative vigenti.



Foto 14, 15, asportazioni (14) e mancanze (15) di aste di collegamento tra alcuni nodi del primo livello e del livello terra. I calcoli strutturali dello stato attuale delle strutture hanno tenuto conto di tali mancanze.

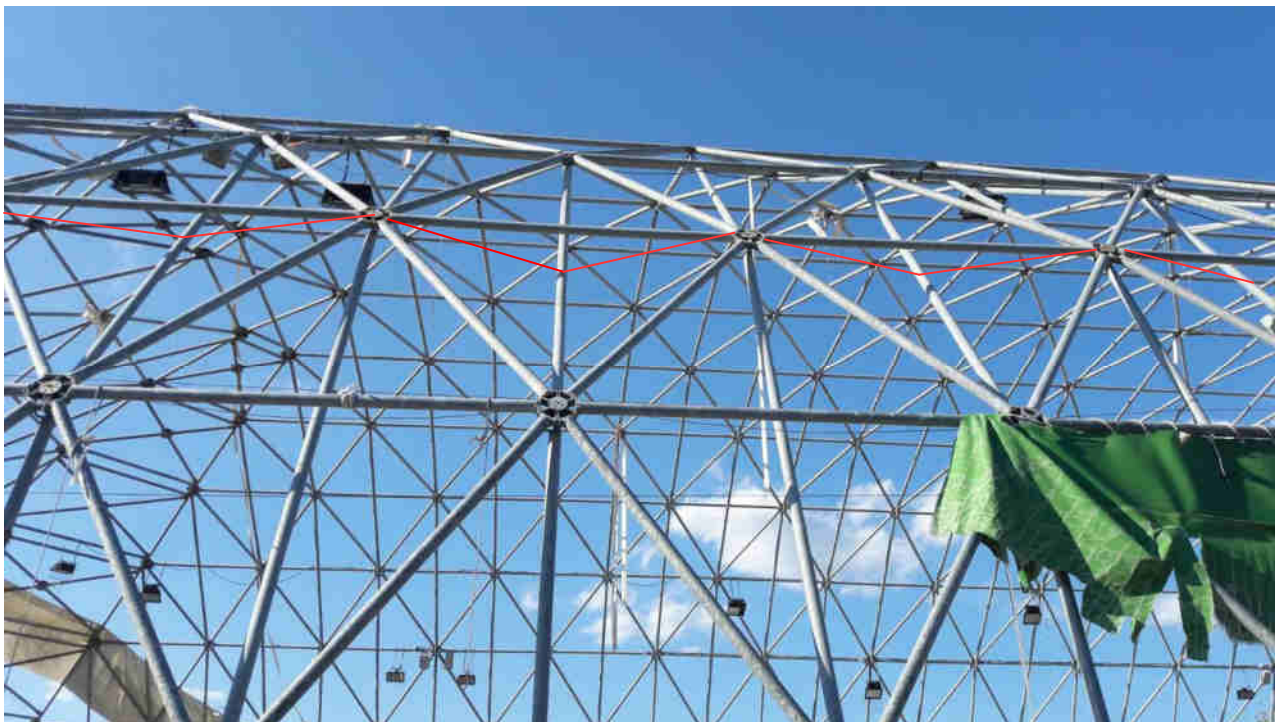


Foto 16, vista della struttura. Si notino le linee rosse che indicano i rinforzi che risultano utili ad evitare l'instabilizzazione delle aste trasversali sotto l'azione del carico applicato (vento maggiorato). La relazione strutturale di calcolo esplicherà meglio il tema.

Successivamente alle valutazioni di calcolo sono stati individuati gli elementi più sollecitati (aste, nodi intermedi, nodi di ancoraggio a terra, tiranti, ecc).

Le valutazioni hanno considerato le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente e sulla base dell'esperienza pregressa possono essere ipotizzate. Oltre a ciò è stata applicata la circolare ministeriale che considera la vetustà delle strutture esistenti e il loro degrado materico e tecnologico aumentando fino ad un massimo del 20% il carico più sfavorevole applicato (nel nostro caso il vento). Sono state eseguite valutazioni di calcolo dettagliate sui sistemi di connessione e sui singoli elementi per verificarne la congruità all'utilizzo.

- Livello di decadimento prestazionale;
- Riserva statica presunta;
- Congruità ad un suo riutilizzo;

Dalle analisi di calcolo eseguite è emerso, in conclusione, che la struttura, opportunamente risanata e integrata sulla base di interventi mirati e puntuali, di seguito elencati, è in grado di

soportare il carico di un telo di peso complessivo pari a 1200 grammi su metro quadrato oltre al carico neve e a quello dei riflettori opportunamente distribuiti. Inoltre le verifiche hanno mostrato come la struttura mantenuta e integrata sia in grado di resistere ad un carico applicato da un sisma secondo le tabelle e le prescrizioni normative per quella zona e per quel tipo di organismo edilizio, e ad un carico prodotto da un vento di intensità pari a quello che si è verificato durante l'evento climatico del 2015. Tuttavia si consiglia l'impiego di un telo di chiusura monostrato, di peso non superiore a 900 g/mq, in grado di assolvere al suo compito di chiusura del geoide senza il pericolo di umidità interstiziale tipico di teli a doppio strato ancorchè termosaldati.

6. Breve descrizione degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria previsti

Gli interventi previsti sul manufatto oggetto di intervento consistono, per macrotemi, nel:

- risanamento/restauro conservativo delle strutture in c.a. e della carpenteria metallica;
- nella sostituzione di alcuni componenti chiave dei giunti strutturali metallici e nel loro rinforzo strutturale;
- nel rifacimento/manutenzione di parte degli elementi di cordolo di fondazione e della rete di raccolta acque meteoriche. I suddetti macrotemi possono essere racchiusi in due ulteriori categorie:
 1. interventi di manutenzione ordinaria;
 2. interventi di manutenzione straordinaria.

Di seguito si elencano e descrivono gli interventi appartenenti alle due categorie:

interventi di manutenzione ordinaria:

- Pulitura ed eliminazione dei detriti e della vegetazione infestante;
- carteggiatura, sabbiatura, puliture delle strutture;
- pitturazioni e stesure di protettivo;
- ripristino di elementi non strutturali;
- rifacimento e rifunionalizzazione del sistema di smaltimento delle acque meteoriche.

interventi di manutenzione straordinaria:

- sostituzione della bulloneria;

- inserimento di elementi strutturali (aste diagonali) atte ad evitare l'instabilizzazione locale di alcuni elementi originali;
- sostituzione di alcuni giunti strutturali ammalorati;
- ripristino del cordolo di fondazione;
- realizzazione di ulteriori sistemi di zavorra/fondazione solidalmente connessi al cordolo esistente;
- ripristino delle aste tubolari rimosse dalla struttura originale;
- eventuale inserimento di cavi di ritenuta sull'esterno della struttura e solidalmente collegati alle nuove zavorre;
- ripristino dei controventi nel blocco tribuna.

Tutti gli interventi di manutenzione straordinaria dovranno essere opportunamente progettati a livello esecutivo e di officina, oltre ad essere coordinati con estrema attenzione in fase di esecuzione delle opere. I materiali impiegati, le lavorazioni sugli elementi nuovi da inserire e le lavorazioni di preparazione sulla struttura originale dovranno essere calibrate in modo da non creare squilibri di tensione e non appesantire la struttura originale.

Le analisi eseguite in questa fase del lavoro e le relazioni di calcolo non risultano sufficienti a eseguire le opere di riqualificazione strutturale in assenza di un progetto esecutivo.

7. Considerazioni di carattere economico

Di seguito le considerazioni di carattere economico generale eseguite sulla base delle ipotesi di interventi previsti, attraverso valutazioni di carattere preliminare e non esecutivo.

Per questa ragione le valutazioni seguenti si intendono utili a individuare l'ordine di grandezza della possibile spesa atta a porre in opera le attività di ripristino della struttura in oggetto. A seguito del progetto esecutivo di ciascun intervento lo stesso potrà essere valutato economicamente con definitiva precisione.

Progettazione esecutiva: **6.500,00 €**

- Progettazione esecutiva degli interventi di manutenzione straordinaria (oltre IVA e oneri di cassa): 6.500,00 €

Interventi di manutenzione ordinaria: **17.355,00 €**

- Pulizia e rimozione detriti e sporcizia, rimozione di vegetazione, smerigliatura a mano e/o a macchina, sabbiatura, stesura di primer o fondo aggrappante di alta qualità (due mani), stesura di

protettivo a freddo anti corrosivo ad alta tenacità (due mani), successiva pitturazione con smalto epossidico: 9.850,00 €

- Sostituzione di elementi non strutturali: 1.680,00 €
- Realizzazione nuovo sistema di protezione del giunto (se previsto e non compreso nella fornitura del telo): 2.200,00 €
- Inserimento di nuovi elementi non strutturali: 850,00 €

Interventi di manutenzione straordinaria: 46.055,50 €

- Fornitura e posa di bulloni e dadi M10 lunghezza minima 35mm (*bullone classe 10.9; dado classe 8.8; protezione consigliata: zinco-nichel*) n° indicativo 3800 unit: 8.400,00 €
- Fornitura e posa di solo dado (*classe 8.8*); circa 1550 unità: 2.160,00 €
- Fornitura e posa di piastre strutturali spessore non inferiore a 10 mm in acciaio zincata S275 JR dimensioni come da progetto, peso stimato 45 Kg: 350,00 €
- Ripresa o integrazione saldatura: 450,00 €
- Sostituzione dei tirafondi ammalorati a mezzo di barre filettate ancorate alla fondazione esistente con tassellatura chimica ad alta tenacità, previa rimozione del tirafondo originale: 2.500,00 €
- Fornitura e posa di elementi di irrigidimento, spessore di lamiera non inferiore a 8 mm in acciaio zincata S275 JR dimensioni come da progetto peso stimato 370 Kg: 2.912,50 €
- Fornitura e posa di elemento strutturali "a biscotto" mancanti in acciaio zincata S275 JR dimensioni come da progetto: 260,00 €
- Fornitura e posa di intero nodo composto da elemento triangolare di connessione in acciaio zincata S275 JR dimensioni come da progetto: 350,00 €
- Ripristino sistema di raccolta e allontanamento acque meteoriche (a corpo): 3.500,00 €
- Fornitura e posa di aste anti instabilizzazione - n° 170 comprensive di ancoraggi, cavi di ritenuta e staffe di fissaggio e bulloneria: 12.466,00 €
- Ripristino fondazioni esistenti a mezzo di iniezioni e integrazioni di malta ad alta capacità meccanica, leggermente espansiva, adatta per ancoraggi meccanici: 2.350,00 €
- Realizzazione di integrazione alle fondazioni esistenti a mezzo di nuovi cordoli collaboranti, eseguiti con conglomerato cementizio armato, confezionati con conglomerato di resistenza non inferiore a RC 35/40 per mc 5,6 circa, comprensivi di sottofondazione in conglomerato cementizio magro spessore non inferiore a 15 cm, comprensivi di scavi, scarriolamenti e conferimenti in pubblica

discarica autorizzata, casserrature, connessione delle armature ai cordoli di fondazione esistente, getto e sua rifinitura il tutto confezionato secondo le buone regole dell'arte: 3.857,00 €

Tutte le cifre risultano indicative e non definitive e si intendono al netto dell'Iva di legge.

8. Conclusioni

In conclusione è possibile affermare quanto di seguito riportato e avallato dalle analisi e dai calcoli eseguiti:

- 1) A seguito delle attività di manutenzione ordinaria e straordinaria descritte (le seconde dovranno essere dettagliate da apposito progetto esecutivo), la struttura in esame potrà sopportare l'installazione di una membrana arrecante un carico permanente sulla stessa di 1,2 Kg/mq di superficie;
- 2) A seguito delle attività di manutenzione ordinaria e straordinaria descritte (le seconde dovranno essere dettagliate da apposito progetto esecutivo), nei confronti della struttura potrà essere rilasciato Certificato di Idoneità Statica (ex DM 18/03/1996);
- 3) Anche qualora si decidesse di utilizzare una membrana di peso inferiore a quello considerato nelle valutazioni di calcolo e riportato nel precedente punto 2) delle conclusioni risulterà imprescindibile intervenire con le attività di manutenzione ordinaria e straordinaria descritte per poter garantire l'utilizzo in sicurezza dell'organismo edilizio in esame;
- 4) Per realizzare la nuova copertura è consigliabile impiegare una membrana monostrato di grammatura compresa tra i 750 e i 900 g/mq;
- 5) La futura progettazione esecutiva dovrà utilizzare tale studio quale base di partenza adottandone le prescrizioni ivi contenute quali condizioni minime di intervento e verificando puntualmente ciascuna delle scelte esecutive e costruttive proposte. Si ricorda infatti che gli interventi di manutenzione straordinaria che verranno posti in campo dipendono soltanto in modo marginale dal carico permanente apportato dalla membrana, ma risultano invece fortemente influenzate dalle potenziali azioni accidentali (vento – sisma) che potrebbero interessare la struttura una volta coperta. Con riferimento all'evento climatico del 05/03/2015 (vento con intensità superiore a 60 nodi) è plausibile ipotizzare che l'organismo edilizio in esame avrebbe potuto subire danni maggiori nel caso in cui la membrana, non cedendo, avesse continuato a trasmettere le azioni alle strutture. Quell'evento ha per altro sottoposto la struttura a tensioni estremamente elevate ed è impossibile verificare se uno o più elementi strutturali abbiano subito microlesioni non evidenziabili né rilevabili praticamente, per tale motivo, nonostante a livello di mero calcolo statico-dinamico l'applicazione di cavi di ritenuta esterni non risulti fondamentale, si ritiene che gli stessi possano contribuire in modo significativo alla stabilità dell'oggetto in caso di eventi climatici di particolare intensità, per quanto nessuna reale garanzia possa essere fornita in questa sede contro fenomeni ventosi o sismici di devastante potenza.

Genova, 12/02/2018

AREA Engineering Srl

ALLEGATO 01

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

Circolare

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali, quali, ad esempio nell'ambito delle strutture murarie, quelle che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario e degli orizzontamenti, e dalla presenza di catene, tiranti ed altri dispositivi di collegamento.

Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili. Per questo, più che nelle altre parti delle NTC, è stato seguito un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione.

Le costruzioni "esistenti" cui si applicano le norme contenute nel Capitolo in questione sono quelle la cui struttura sia completamente realizzata alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento.

Vengono introdotti, fra gli altri, i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e fattore di confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza).

Si definiscono le situazioni nelle quali è necessario effettuare la valutazione della sicurezza, che, per le costruzioni esistenti, potrà essere eseguita con riferimento ai soli Stati limite ultimi. In particolare si prevede che la valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali e dovrà determinare il livello di sicurezza della costruzione prima e dopo l'intervento. Il **Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza già presenti e quelli raggiunti con l'intervento, nonché le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.**

Sono individuate tre categorie di intervento; **adeguamento, miglioramento e riparazione**, stabilendo altresì le condizioni per le quali si rende necessario l'intervento di adeguamento e l'obbligatorietà del collaudo statico, sia per gli interventi di adeguamento che per quelli di miglioramento.

Vengono definiti alcuni passaggi fondamentali delle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti, individuati nell'analisi storico-critica, nel rilievo geometrico-strutturale, nella **caratterizzazione meccanica dei materiali**, nella **definizione dei livelli di conoscenza** e dei conseguenti **fattori di confidenza**, nella definizione delle azioni e nella relativa analisi strutturale.

Si definiscono poi i criteri di utilizzazione dei materiali, tradizionali e non, per la riparazione ed il rafforzamento delle strutture.

Un'attenzione particolare è dedicata agli specifici aspetti della valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche, evidenziando le peculiarità delle costruzioni in muratura rispetto a quelle delle costruzioni in c.a. e in acciaio e a quelle miste.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in muratura, si distingue fra meccanismi di collasso locali e meccanismi d'insieme, stabilendo che la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi. Per le tipologie in aggregato, particolarmente frequenti nei centri storici, sono definiti i criteri per l'individuazione delle unità strutturali analizzabili separatamente e per la loro analisi strutturale, tenuto conto della complessità del comportamento, delle inevitabili interazioni con unità strutturali adiacenti e delle possibili semplificazioni apportabili al calcolo.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in c.a. e in acciaio, è evidenziato come in esse possa essere attivata la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia "duttili" che "fragili"; a tale riguardo, l'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile, tenendo conto della

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

possibilità di sviluppo di entrambi i tipi di meccanismo e adottando parametri di capacità dei materiali diversificati a seconda del tipo di meccanismo.

Vengono, inoltre, definiti alcuni fondamentali criteri di intervento, comuni a tutte le tipologie, quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, la delicatezza ed importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili. Vengono poi individuati gli interventi specifici per le tipologie strutturali precedentemente individuate.

Infine vengono definiti i passi principali di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico, che, partendo dalla verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze strutturali e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto), procede con la scelta dell'intervento e delle tecniche da adottare, con il dimensionamento preliminare, l'analisi strutturale e la verifica finale con la determinazione del nuovo livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto).

8.1 OGGETTO

Il presente capitolo definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

È definita costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata.

Circolare

Qualora la costruzione non sia totalmente completata, occorre identificare le situazioni in cui la struttura può considerarsi completamente realizzata. In questa fattispecie, per costruzione di c.a. e di acciaio con struttura completamente realizzata si intende quella per cui, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stata redatta la relazione a struttura ultimata ai sensi dell'art. 65 del D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380.

Per edifici in muratura con struttura completamente realizzata si intende quella per cui, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi del Cap.4 del D.M. 20 novembre 1987 o ai sensi delle NTC.

8.2 CRITERI GENERALI

Per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti.

Nel caso di interventi non dichiaratamente strutturali (impiantistici, di redistribuzione degli spazi, ecc.) dovrà essere valutata la loro possibile interazione con gli SLU e gli SLE della struttura o parti di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Circolare

Situazioni in cui gli interventi di tipo non strutturale interagiscono con il comportamento delle strutture si riscontrano spesso nei lavori di riorganizzazione interna e funzionale degli edifici.

Esempi tipici si osservano nella creazione o variazione di impianti nelle strutture murarie, a causa dell'inserimento di condutture in breccia nelle pareti portanti o della realizzazione di nicchie, che indeboliscono sensibilmente i singoli elementi strutturali o la connessione tra le varie parti, oppure nello spostamento o nella semplice demolizione di tramezzature o tamponature aventi rigidità e resistenza non trascurabili, particolarmente nelle tipologie strutturali più flessibili e maggiormente sensibili all'interazione con le tamponature, come ad esempio le strutture intelaiate. Per queste ultime è possibile che si determinino configurazioni sfavorevoli per irregolarità in pianta o in elevazione. Laddove si possano prevedere situazioni di potenziale pericolosità per il comportamento strutturale per carichi verticali e sismici, si renderà necessaria l'effettuazione delle relative verifiche.

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione.

L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali, che possono avere anche notevole variabilità, nell'ambito della stessa struttura, e non possono essere imposte come dati progettuali da conseguire in fase costruttiva, come avviene per una costruzione nuova. D'altro canto, una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati nelle diverse sedi (stabilimenti di produzione dei materiali base, stabilimenti di prefabbricazione o preconfezionamento, cantieri), una costruzione fedele, per quanto possibile, al progetto.

Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta).

È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

I contenuti del Cap.8 delle NTC e della presente Circolare costituiscono un riferimento generale che può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista, comunque basati su criteri e metodi di comprovata validità.

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.

Circolare

... ..

Le NTC individuano due grandi categorie di situazioni nelle quali è obbligatorio effettuare la verifica di sicurezza, essendo entrambe le categorie comunque riconducibili ad un significativo peggioramento delle condizioni di sicurezza iniziali o di progetto secondo la normativa dell'epoca della costruzione:

- variazioni, improvvise o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo (ad esempio: danni dovuti al terremoto, a carichi verticali eccessivi, a urti, etc., danni dovuti a cedimenti fondali, degrado delle malte nella muratura, corrosione delle armature nel c.a., etc., errori progettuali o esecutivi, incluse le situazioni in cui i materiali o la geometria dell'opera non corrispondano ai dati progettuali);
- variazioni dovute all'intervento dell'uomo, che incide direttamente e volontariamente sulla struttura (v. § 8.4 delle NTC) oppure sulle azioni (ad esempio: aumento dei carichi verticali dovuto a cambiamento di destinazione d'uso), o che incide indirettamente sul comportamento della struttura (ad esempio gli interventi non dichiaratamente strutturali, già discussi nel § 8.2 delle NTC).

Le modalità di verifica dipendono dal modo in cui tali variazioni si riflettono sul comportamento della struttura:

- **variazioni relative a porzioni limitate della struttura**, che influiscono solo sul comportamento locale di uno o più elementi strutturali o di porzioni limitate della struttura (v. anche § 8.4 delle NTC);

- **variazioni che implicano sostanziali differenze di comportamento globale** della struttura. Nel primo caso la verifica potrà concernere solamente le porzioni interessate dalle variazioni apportate (ad esempio la verifica relativa alla sostituzione, al rafforzamento o alla semplice variazione di carico su un singolo campo di solaio potrà concernere solo quel campo e gli elementi che lo sostengono). Nel secondo caso, invece, la verifica sarà necessariamente finalizzata a determinare l'effettivo comportamento della struttura nella nuova configurazione (conseguente ad un danneggiamento, ad un intervento, etc.).

Dall'obbligatorietà della verifica è normalmente esclusa la situazione determinata da una variazione delle azioni che interviene a seguito di una revisione della normativa, per la parte che definisce l'entità delle azioni, o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano.

Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. **Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.**

per le opere pubbliche strategiche con finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, date le possibili implicazioni economiche e sociali degli esiti delle verifiche, è opportuno che le stesse siano anche esaminate da revisori non intervenuti nella valutazione.

È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.

Per i beni tutelati gli interventi di miglioramento sono in linea di principio in grado di conciliare le esigenze di conservazione con quelle di sicurezza, ferma restando la necessità di valutare quest'ultima. Tuttavia, per la stessa ragione, su tali beni devono essere evitati interventi che insieme li alterino in modo evidente e richiedano l'esecuzione di opere invasive, come può avvenire nel caso di ampliamenti o sopraelevazioni, o l'attribuzione di destinazioni d'uso particolarmente gravose.

8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di adeguamento** atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- **interventi di miglioramento** atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- **riparazioni o interventi locali** che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico.

Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

Circolare

Indipendentemente dall'appartenenza ad una delle tre categorie individuate dalle NTC, è opportuno che gli interventi, anche non sismici, siano primariamente finalizzati alla eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi legate ad errori di progetto e di esecuzione, a degrado, a danni, a trasformazioni, etc. per poi prevedere l'eventuale rafforzamento della struttura esistente, anche in relazione ad un mutato impegno strutturale.

Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica sui beni del patrimonio culturale vincolato, un opportuno riferimento è costituito dalla "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni" del 12 ottobre 2007. Tale direttiva è adottabile per le costruzioni di valenza storico-artistica, anche se non vincolate.

8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti immutato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

Circolare

Indipendentemente dalle problematiche strutturali specificamente trattate nelle NTC, le sopraelevazioni, nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani, sono ammissibili solamente ove siano compatibili con gli strumenti urbanistici.

La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove, purché il Progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.

8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate. È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Circolare

La valutazione della sicurezza per un intervento di miglioramento è obbligatoria, come specificato nel § 8.3 delle NTC, ed è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.

Nel caso di intervento di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza riguarderà, necessariamente, la struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali.

In generale ricadono in questa categoria tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, ne sia significativamente modificato. Ovviamente la variazione dovrà avvenire in senso migliorativo, ad esempio impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili.

8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al par. 8.2 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Circolare

Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.

Può rientrare in questa categoria anche la sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidezza nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici.

Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche.

Infine, interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione del bene.

I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

Circolare

Il piano delle indagini fa comunque parte sia della fase diagnostica che del progetto vero e proprio, e dovrà essere predisposto nell'ambito di un quadro generale volto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse.

Nel caso in cui vengano effettuate prove sulla struttura, attendibili ed in numero statisticamente significativo, i valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono desunti da queste e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle NTC (come ad esempio quelle del calcestruzzo di cui al § 4.1 delle NTC).

Per quanto riguarda le costruzioni in muratura, le Regioni possono definire, ad integrazione della Tabella C8B.1 in Appendice C8B, tabelle specifiche per le tipologie murarie ricorrenti sul territorio regionale.

Un aiuto, non esaustivo, ai fini della definizione delle resistenze dei materiali può ricavarsi dalle norme dell'epoca della costruzione.

8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Circolare

Il problema della conoscenza della struttura e dell'introduzione dei fattori di confidenza è stato discusso in C8.2. Una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, è riportata in Appendice C8A.

Per le costruzioni di valenza storico-artistica potranno essere adottati i fattori di confidenza contenuti nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007, utilizzandoli come in essa illustrato.

8.7.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

Circolare

C8.7.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Nei paragrafi che seguono, che non hanno corrispettivi nelle NTC, l'attenzione è prevalentemente concentrata sugli edifici. Alcune considerazioni di carattere generale, quali quelle riportate in C8.7.1.1, C8.7.1.2, C8.7.1.3, nonché quelle relative a valutazioni sui singoli elementi strutturali degli edifici, presenti anche in altre costruzioni, possono essere ritenute valide anche per altri tipi costruttivi.

C8.7.1.1 Requisiti di sicurezza

La valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito. In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso.

Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni (con le integrazioni specificate nel seguito), è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.

Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica Globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.

C8.7.1.2 Azione sismica

Per lo Stato limite di salvaguardia della vita e lo Stato limite di esercizio l'azione sismica è definita al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC.

Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano.

C8.7.1.3 Combinazione delle azioni

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC.

C8.7.1.4 Metodi di analisi globale e criteri di verifica

L'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le precisazioni e restrizioni indicate al § 7.8.1.5. In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo.

Nella modellazione di edifici esistenti possono essere considerate le travi di accoppiamento in muratura, quando siano verificate tutte le seguenti condizioni:

- la trave sia sorretta da un architrave o da un arco o da una piattabanda strutturalmente efficace, che garantisca il sostegno della muratura della fascia anche nel caso in cui quest'ultima venga fessurata e danneggiata dal sisma;
- la trave sia efficacemente ammorsata alle pareti che la sostengono (ovvero sia possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o si possa instaurare nella trave un meccanismo resistente a puntone diagonale (ovvero sia possibile la presenza di una componente

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

orizzontale di compressione, ad esempio per l'azione di una catena o di un elemento resistente a trazione in prossimità della trave).

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, si applica quanto prescritto ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2 e 7.8.3 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.7.1.5 delle NTC.

Nel caso in cui sia richiesta la verifica per lo Stato limite di esercizio, i valori limite di spostamento di interpiano consigliati per la verifica allo Stato limite di danno sono quelli forniti al § 7.3.7.2 delle NTC, riportati di seguito:

- per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria 0,003 h;
- per costruzioni con struttura portante in muratura armata 0,004 h.

I valori limite di spostamento di interpiano consigliati per la verifica Stato limite di operatività sono i 2/3 di quelli per lo Stato limite di danno.

Nella verifica allo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita, qualora si esegua l'analisi non lineare, lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0,4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6%, nel caso di rottura per pressoflessione.

I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base), e si incrementano di un'aliquota fino al 100% nel caso di rottura per pressoflessione di pannelli che esibiscono un comportamento a mensola.

In presenza di edifici in aggregato, caso tipico nei centri storici, e di edifici a struttura mista, frutto di sistemi costruttivi relativamente moderni o di trasformazioni successive recenti, gli usuali metodi non sempre sono adeguati ed è opportuno seguire appropriati criteri di modellazione e di verifica.

Per gli edifici a struttura mista vale quanto specificato in C8.7.3, mentre indicazioni per l'individuazione e la modellazione degli edifici in aggregato sono riportate in Appendice C8C.

C8.7.1.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in muratura

Pareti murarie

Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con coefficiente di struttura), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

Per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento, facendo eventualmente ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

Nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = 1 \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = 1 \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (8.7.1.1)$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt , con P forza assiale agente, positiva se di compressione)

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Solai

È importante che la rigidezza e la resistenza di solai in ciascuna delle due direzioni sia correttamente valutata e considerata nel modello. I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel caso in cui rispettino quanto indicato al § 7.2.6 delle NTC, salvo valutazioni più accurate da parte del progettista.

C8.7.1.6 Metodi di analisi dei meccanismi locali

Negli antichi edifici in muratura sono spesso assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti, a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, crolli parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi, etc.). È indispensabile valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi.

Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli. In Appendice C8D è proposto un metodo basato su tale approccio, nella forma cinematica, particolarizzato all'esecuzione di un'analisi sismica. Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

C8.7.1.7 Edifici semplici

È consentito applicare le norme semplificate di cui al § 7.8.1.9 delle NTC, utilizzando al posto della resistenza caratteristica a compressione f_k il valore medio f_m , diviso per il fattore di confidenza.

Oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, è necessario che risulti verificato quanto segue:

- a) le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate;
- b) i solai siano ben collegati alle pareti;
- c) tutte le aperture abbiano architravi dotate di resistenza flessionale;
- d) tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali;
- e) tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati;

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

f) le murature non siano a sacco o a doppio paramento, ed in generale di cattiva qualità e scarsa resistenza (es. muratura in “foratoni”, o con spessori chiaramente insufficienti).

C8.7.1.8 Criteri per la scelta dell'intervento

Il § 8.7.4 delle NTC illustra in generale la scelta del tipo e della tecnica dell'intervento. In Appendice C8E sono riportate disposizioni più specifiche. Nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi (FRP), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/2004 e ss.mm.ii.

C8.7.1.9 Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in muratura

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati dovranno essere giustificati dal progettista. I fattori di confidenza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura, senza ricorrere a verifiche sperimentali, comporterà l'utilizzo di fattori di confidenza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidezze e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale delle costruzioni.

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- riparazione di eventuali danni presenti
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi,
- riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidezza, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso,
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia,
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti,
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali,
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti.
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario,

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nella costruzione. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni fornite nei §§ 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate.
- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture,

... ..

Circolare

C8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO

L'elencazione degli interventi di carattere generale riportata nelle NTC stabilisce anche un criterio di priorità, che tipicamente garantisce un rapporto ottimale costi/benefici nel progetto dell'intervento. Indicazioni aggiuntive per le verifiche e gli interventi sugli impianti sono contenute in C8I.

8.7.5 PROGETTO DELL'INTERVENTO

Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- scelta motivata del tipo di intervento;
- **scelta delle tecniche e/o dei materiali;**
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

Circolare

C8.7.5 PROGETTO DELL'INTERVENTO

L'elencazione delle operazioni progettuali riportata nelle NTC corrisponde, evidentemente, anche alle successive fasi del processo progettuale, fermo restando che cicli iterativi, comprendenti anche un eventuale approfondimento delle fasi conoscitive della costruzione, possano condurre ad un'ottimizzazione del progetto. Tali operazioni dovranno essere adeguatamente documentate negli elaborati di progetto.

C8A (APPENDICE AL CAP. C8)

C8A.1 STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E DEI FATTORI DI CONFIDENZA

C8A.1.A COSTRUZIONI IN MURATURA: DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte la costruzione, a seconda della ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

C8A.1.A.1 Costruzioni in muratura: geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

nelle volte, etc.). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

C8A.1.A.2 Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

- **Verifiche in-situ limitate:** sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.
- **Verifiche in-situ estese ed esaustive:** sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC.

Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Malte e pietre sono prelevate in situ, avendo cura di prelevare le malte all'interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario).

Si distinguono:

- **Indagini in-situ limitate:** servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti). **Sono basate su esami visivi della superficie muraria.** Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le

pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- **Indagini in-situ estese:** le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. **Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche)** consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). **È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente.** Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

- **Indagini in-situ esaustive:** servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. **In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti.** Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

I risultati delle prove sono esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. I risultati delle prove sono utilizzati in combinazione con quanto riportato nella Tabella C8A.2.1, secondo quanto riportato al § C8A.1.A.4.

C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- **il livello di conoscenza LC3** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1**;

- **il livello di conoscenza LC2** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.2**;

- **il livello di conoscenza LC1** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.35**.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i **valori medi dei parametri meccanici** possono essere definiti come segue:

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

- LC1

- Resistenze: i **minimi** degli intervalli riportati in **Tabella C8A.2.1** per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

- LC2

- Resistenze: **medie** degli intervalli riportati in **Tabella C8A.2.1** per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

- LC3 – caso a), nel caso siano disponibili **tre o più valori sperimentali** di resistenza

- Resistenze: **media dei risultati delle prove**
- Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione

- LC3 – caso b), nel caso siano disponibili **due valori sperimentali** di resistenza

- Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

- LC3 – caso c), nel caso sia disponibile **un valore sperimentale** di resistenza

- Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8A.1.1.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale, Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni, Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

C8A.2. TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito.

Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2). E' noto che la muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati ed un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico. I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidità dovranno essere opportunamente ridotte.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, ϖ = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura.

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti.

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento.

- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;

- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella C8A.2.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

Le diverse tipologie di Tabella C8A.2.1 assumono che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento); fanno eccezione il caso della muratura a conci sbozzati, per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno (anche significativo ma di discrete caratteristiche), e quello della muratura in mattoni pieni, che spesso presenta un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2.

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidità ottenibile è percentualmente inferiore);

- consolidamento con intonaco armato: per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinate i nodi delle reti di armatura sulle due facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;

- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sopra indicati per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

1.b NTC + Circ estratto Cap 8 per COSTRUZIONI ESISTENTI in Muratura

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

**RELAZIONE DI CALCOLO
INCARICO DI CUI AL PROGETTO 15099/2017 – CAMPI E IMPIANTI SPORTIVI –
MANUTENZIONE STRAORDINARIA: “IMPIANTO DI PATTINAGGIO VIA
VALDIBRANA”.**

VERIFICA DELLE STRUTTURE CUP. C54H16000520004 – CIG ZF22072613

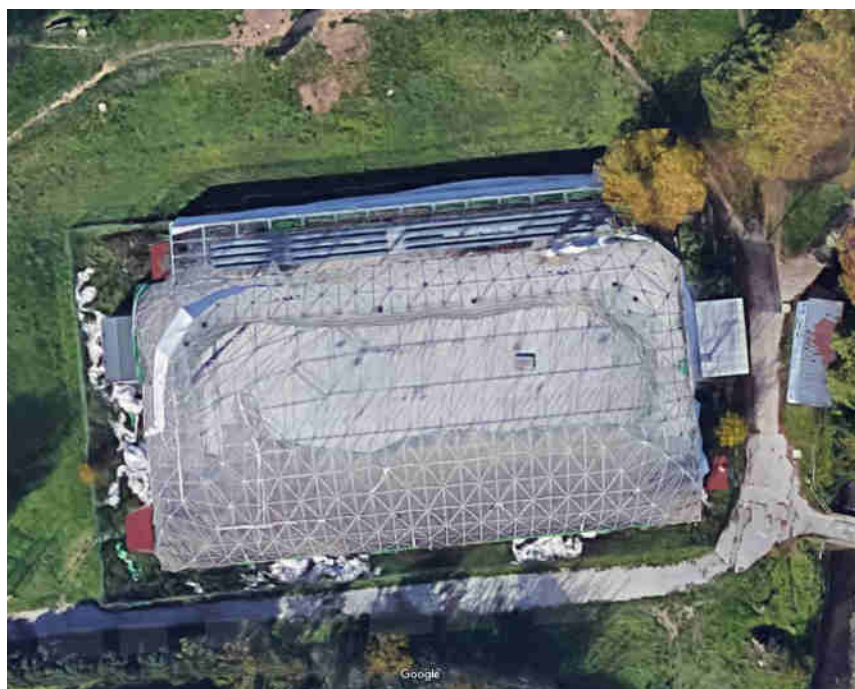


Immagine n° 01 – cattura da Google Earth

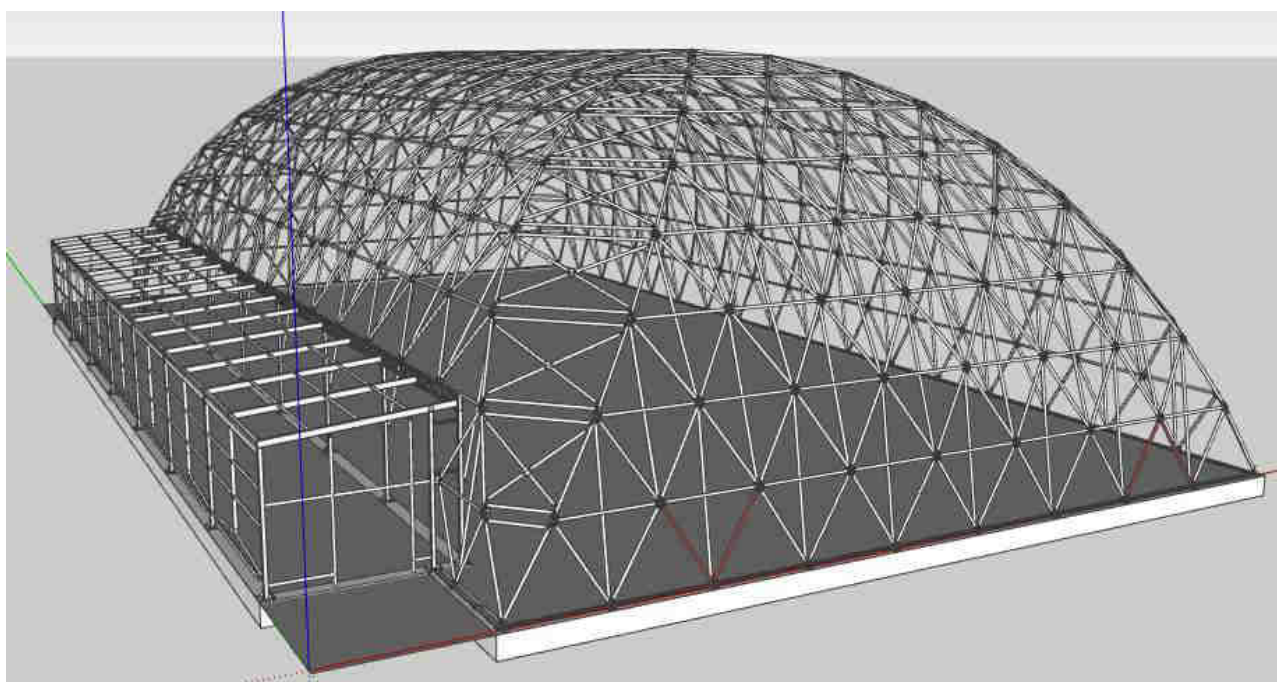
1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La struttura principale del padiglione oggetto della relazione è composta da una serie di travi tubolari in acciaio del tipo S275 JR (ex Fe 510) con spessore interno pari a 2,5 mm ad eccezione dei controventi a croce presenti sui quattro angoli che hanno spessore 4 mm. Alla base della struttura sono presenti degli UPN 100 connessi tra loro con dei giunti a forcina chiusi con dei bulloni M8 con classe di resistenza 8.8. Le fondazioni sono costituite da una serie di piastre tenute da bulloni M12 con tirafondi in barre lisce mentre i collegamenti tra i tubolari sono imbullonati con degli M10 della medesima classe di resistenza 8.8.

Le tribuna, di altezza minima 3,53 m ed irrigidita ed opportunamente controventata, è costituita da una serie di travi a sezione rettangolare collegate al padiglione con una trave reticolare formata da due UPN e tubolari di diametro 30 mm. La struttura è alta circa 12 metri e misura in pianta 24,10 x 45,44 m (filo esterno UPN di bordo).

Su uno dei due lati più corti della struttura sono presenti due aperture (indicate in rosso nel rendering sottostante).

Scopo della relazione è verificare la stabilità del padiglione considerando l'azione del vento eccezionale che ha provocato lo strappamento del rivestimento precedente (velocità considerata 180 km/h), oltre al peso del nuovo telo. Si tratta di una doppia membrana formata da due membrane di grammatura differente (peso complessivo unitario pari a 1,3 kg/m³) di tessuto biplasmato in PVC su entrambe le facce, in poliestere ignifugo.



Vista generale prospettica modello 3D

2. RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA

- Decreto Ministeriale 14/01/2008. Norme tecniche per le costruzioni. (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008). e s.m.i.
- Circolare del Capitolo 8 relativo alle Norme Tecniche per le Costruzioni Esistenti DM 14/01/2008.
- Appendice C8A.1.B.3 alla Circolare Capitolo 8: Costruzioni in Calcestruzzo Armato o in Acciaio: livelli di conoscenza.

2.2 SOFTWARE DI CALCOLO

- Axis VM (64) 13 R4f – Software calcolo FEM strutture in cemento armato, acciaio, legno, vetro – S.T.A. DATA

3. CARICHI DELLA STRUTTURA

Riportiamo qui di seguito i carichi considerati ai fini dell'analisi statica della struttura in oggetto.

3.1 CARICHI PERMANENTI

3.1.1. Peso proprio

Il peso proprio “G” delle parti modellate è calcolato automaticamente dal programma FEM utilizzato per l'analisi, definendo le sezioni degli elementi. L'acciaio ha un peso specifico di 78.50 kN/m^3 .

3.1.2. Carico permanente portato

Il carico permanente portato è dato dalla presenza del telo, di peso specifico pari a $1,3 \text{ kg/m}^3$, distribuito su tutta la struttura nel software di calcolo.

3.2 AZIONI VARIABILI

Trattandosi di una copertura non calpestabile ed accessibile al pubblico, non si è considerato nello specifico il carico variabile dovuto alla presenza della folla.

3.2.1. Azione della neve

La zona di riferimento, come da normativa, è la **Zona II** (Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona). Nel caso specifico Pistoia è a circa 67 m.s.l.m. (quindi la quota altimetrica da considerare per il calcolo del carico neve è inferiore ai 200 m).

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

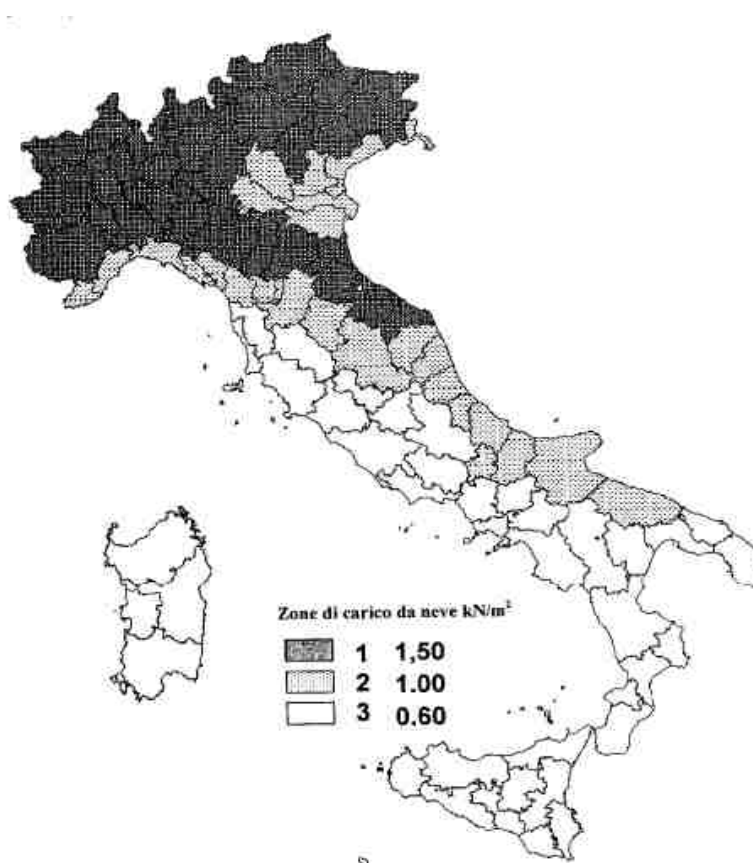


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

Parametri carico neve

Altezza sul livello del mare A [m] = 67,0

Coefficiente d'esposizione Battuto dal ve C_e = 0,900

Coefficiente termico C_t = 1,000

Zona Zona II

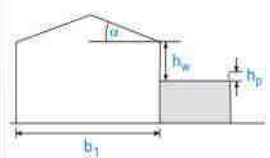
Valore caratteristico del carico neve al suolo s_k [kN/m²] = 1,00

Altezza muro a ridosso h_w [m] = 12

Angolo del tetto sopra il muro a ridosso α [°] = 0

Larghezza della costruzione più alta b_1 [m] = 45

Altezza parapetto h_p [m] = 0



Impostazione del carico vento con Axis VM

Caso di carico

Nuovo caso

Neve .
non contiene carichi.

Gruppo di carico

NEVE

Gruppo di carico (NTC (Italiane))

Nuovo gruppo

NEVE

Fattore di sicurezza (γ_Q) = 1,500

ψ_0 = 0,500

ψ_1 = 0,200

ψ_2 = 0

Rappresentazione gruppi di carico con Axis VM

3.2.2. Azione della neve

La zona di riferimento da normativa è la **Zona 3**, come da tabella allegata qua sotto. Da come si può notare, la velocità di riferimento da considerare per il calcolo del carico del vento sarebbe pari a 27 m/s.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_z

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_z [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Come già accennato all'inizio, in questo caso specifico, ai fini di cautelarci a livello di sicurezza strutturale, si è considerata come velocità di riferimento quella che ha portato allo strappamento del precedente telo a copertura del padiglione, di valore pari a 180 km/h (e cioè $180/3,6 = 50$ m/s).

Quindi è stato modificato sul software il parametro in oggetto ai fini di aumentare di conseguenza il carico del vento.

Options of snow load setting with Axis VM

The screenshot displays the Axis VM software interface for structural analysis. The left sidebar contains settings for 'Altezza sul livello del mare' (Sea level height) set to 67.0 m, 'Zona' (Zone) set to 'Zona 3', 'Velocità base del vento' (Basic wind speed) set to 50.0 m/s, and 'Coefficiente stagionale' (Seasonal coefficient) set to 1.000. The 'Categoria del terreno' (Terrain category) is set to 'III'. The central tree view shows the model structure, including 'Non raggruppati' (Not grouped), 'NEVE' (Snow), and 'VENTO' (Wind) with various sub-items like 'Vento X+P.O. (11)'. The right sidebar shows the 'Caso di carico' (Load case) configuration, with 'Vento X+P.O.' selected, containing 11 loads. The 'Gruppo di carico (NTC (Italiane))' (Load group (NTC (Italian))) is set to 'VENTO'. The 'Fattore di sicurezza' (Safety factor) is set to 1.500, and the 'Coefficiente di esposizione' (Exposure coefficient) is set to 0.600.

4. PROPRIETA' MATERIALI

4.1 ELEMENTI STRUTTURALI

Le aste principali, i controventi e i profili alla base della fondazione sono costituiti da acciaio tipo S275 JR, sia per il padiglione che per la tribuna. Le caratteristiche meccaniche sono del materiale:

$E = 210000 \text{ MPa};$

$\nu = 0.30;$

$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ \text{C}^{-1};$

$f_{yk} = 275 \text{ Mpa}$ (tensione di snervamento)

$f_{uk} = 430 \text{ Mpa}$ (tensione di rottura).

I nodi della struttura sono uniti tra loro per mezzo di bullonature e piastre di collegamento tra i vari elementi.



Nodo tipo del reticolo



Attacco asta verticale interna al nodo tipo



Nodo alla base



Pilastro lato tribuna



Foto nodo angolare



Foto giunto a forcella

4.2 BULLONI

Le connessioni tra gli elementi adoperate per la struttura in oggetto sono con bulloni in classe 8.8. Le caratteristiche meccaniche sono le seguenti:

$f_{kV} = 396 \text{ MPa}$ (resistenza a taglio)
 $f_{kN} = 560 \text{ MPa}$ (resistenza a trazione/compressione)
 $f_y = 640 \text{ MPa}$ (resistenza a snervamento)
 $f_t = 800 \text{ MPa}$ (resistenza ultima)

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della verifica strutturale, si è deciso di amplificare i coefficienti per le combinazioni agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio (combinazione frequente) per un Fattore di Confidenza, che considera il livello di conoscenza, in questo caso adeguato ma non completo, della struttura esistente (LC2), secondo quanto riportato dalla Circolare relativa al Capitolo 8 sulle Costruzioni Esistenti in riferimento alle Norme Tecniche delle Costruzioni. Si riporta qui di seguito la tabella dell'Appendice C8A della suddetta circolare, relativa ai fattori di confidenza da adottare a seconda del livello di conoscenza per le opere esistenti in cemento armato e acciaio.

Tabella C3A1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Grandezza (esperienza)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto analitico in accordo alle norme dell'epoca e formule verifiche in sito	Valori forniti per la pratica costruttiva dell'epoca e basati prove in sito	Analisi lineare statica o dinamica	1,33
LC2	Da bisogno di espansione impianti e/o essere vicini a impianti oppure essere vicini a impianti	Disegni costruttivi in completo accordo con formule verifiche in sito oppure formule verifiche in sito	Dalla specificazione originali di progetto o dai risultati di prove sperimentali, con basati prove in sito oppure basati prove in sito	Tutti	1,20
LC3		Disegni costruttivi completi in accordo con formule verifiche in sito oppure formule verifiche in sito	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con basati prove in sito oppure basati prove in sito	Tutti	1,00

Nel nostro caso (LC2, livello di conoscenza adeguato), le sollecitazioni sono state amplificate del 20% (FC pari a 1,2).

Ricordiamo che al fine del calcolo agli SLU, il carico del telo è di tipo permanente non strutturale ma compiutamente definito (permanente portato), quindi è stato adottato lo stesso coefficiente valido per le azioni permanenti dell'acciaio strutturale.

Tabella 1.6I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_f	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{f1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{f1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{f2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{f2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_f	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_f	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

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

6. INVILUPPO DEI RISULTATI

Riportiamo di seguito i risultati relativi alle deformate e alle tensioni normali alla sezione degli elementi. Le deformate, al fine della stabilità strutturale, dovranno avere una freccia non superiore a quella ammissibile, pari cioè ad $1/250$ della lunghezza libera del singolo elemento. Inoltre le tensioni normali massime non dovranno superare da una parte la tensione di rottura del materiale (in questo caso l'acciaio) e nei nodi, in cui sono presenti delle unioni imbullonate con classe di resistenza 8.8, non dovrà essere superata la resistenza a trazione del singolo bullone.

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si sono fatte alcune considerazioni in merito alla struttura in oggetto:

1. I controventi a sostegno della tribuna non sono stati considerati a favore di sicurezza, in quanto durante il rilievo eseguito in loco si è notato una certa labilità degli stessi, visto il loro non perfetto ancoraggio sulla struttura dovuto molto probabilmente alle sollecitazioni del vento nel corso degli anni di vita del padiglione. Pertanto si consiglia irrigidimento degli stessi controventi in fase di revisione della struttura.
2. I nodi distribuiti su tutta il padiglione dove convergono le aste sono stati considerati come cerniere, tranne i nodi alla base che sono stati considerati invece degli incastri perchè collegati al cordolo di fondazione che è fissato al terreno. Questa rappresentazione dei nodi come cerniere anziché incastri, sebbene siano fissati tra di loro tramite saldatura che dovrebbe impedirne sia le traslazioni che le rotazioni, è dovuta al fatto che nella realtà vi è una certa labilità della saldatura che non impedisce realmente i movimenti delle aste. Ai fini della sicurezza pertanto si è optato per questa scelta.
3. Le aste orizzontali sugli angoli della struttura, che sono raggruppate a due a due (vedi foto sottostante) sono state rappresentate con un' unica asta con spessore interno pari al doppio della singola asta (quindi anziché avere due aste di spessore interno pari a 2,5 mm se ne è rappresentata una di spessore 5 mm, che possiede un'inerzia pari alle due aste singole).



Foto angolo padiglione con controventi

Per il calcolo degli spostamenti massimi, il software utilizza, nel caso di carichi distribuiti, la seguente formula:

$$v_{\max} \left(\frac{L}{2} \right) = - \frac{5 w L^3}{384 E I}$$

dove w è il carico agente sull'elemento ed L la lunghezza di quest'ultimo.

Tale valore dovrà essere inferiore, ai fini della verifica strutturale a quello ammissibile, che nel caso di coperture, deve essere 1/250 della lunghezza libera d'inflessione, come da NTC 2008:

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

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

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

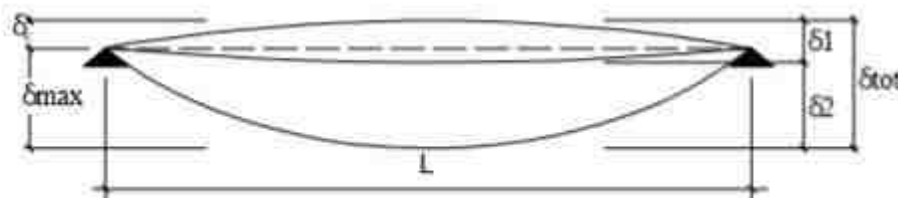


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

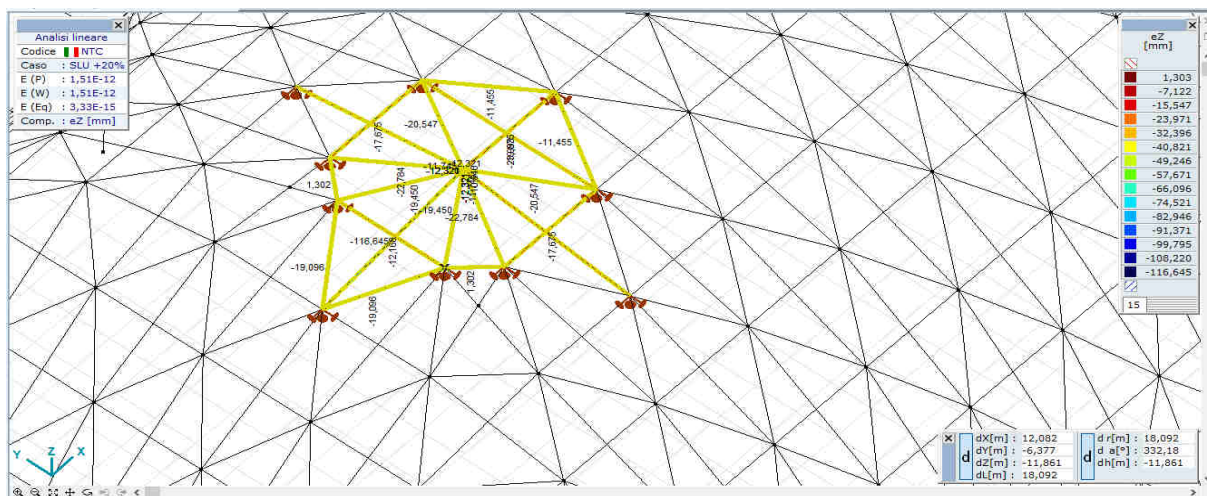
essendo:

- δ_c la monta iniziale della trave,
- δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,
- δ_{\max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$.

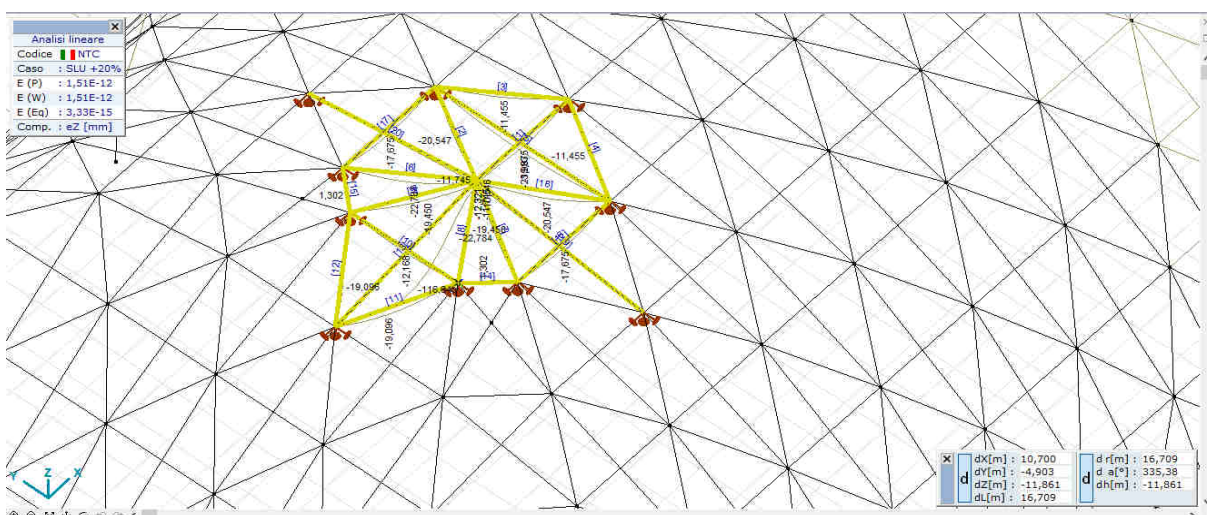
Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_s}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{350}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche s/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti</i>		

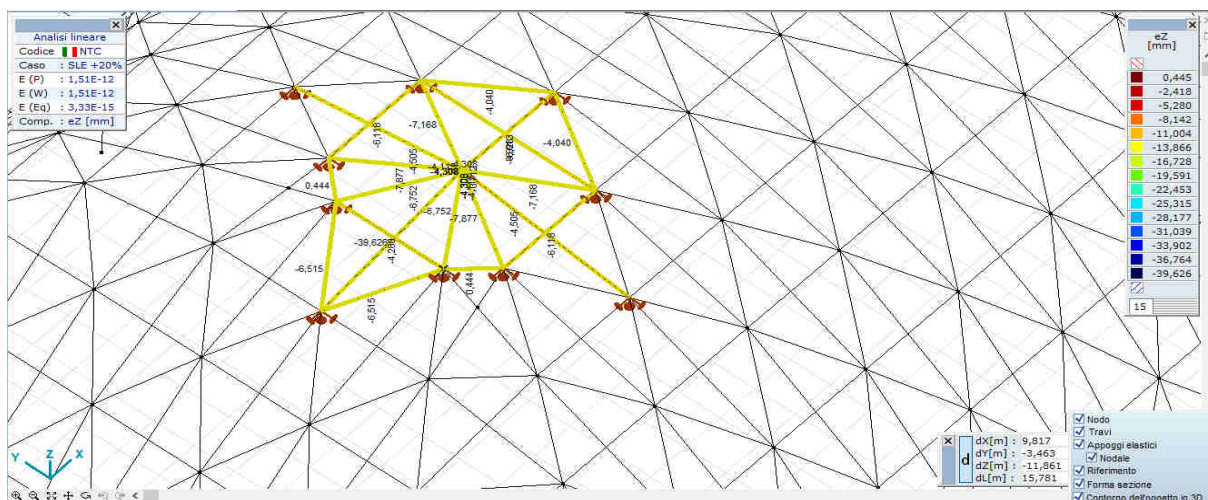
6.1 SOMMITA' PADIGLIONE



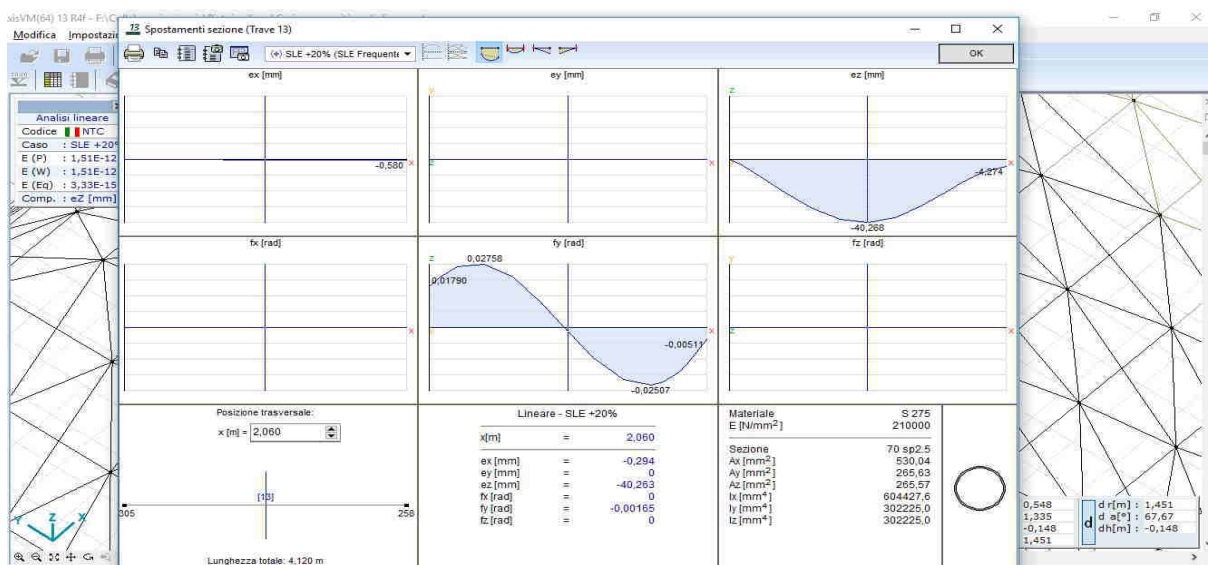
Rappresentazione 3D deformate elementi agli SLU



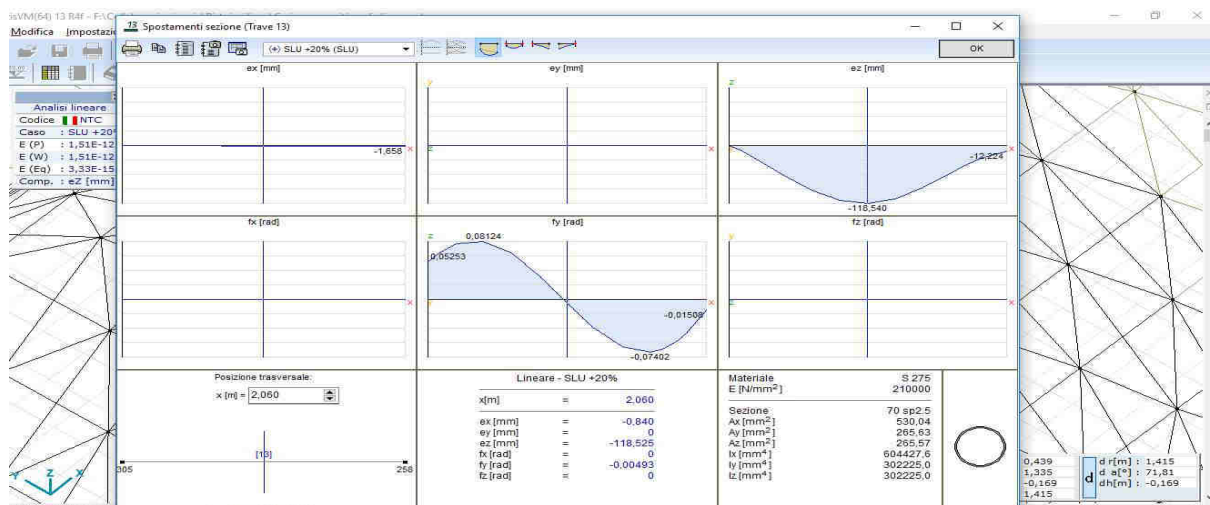
Rappresentazione grafica deformate agli SLU



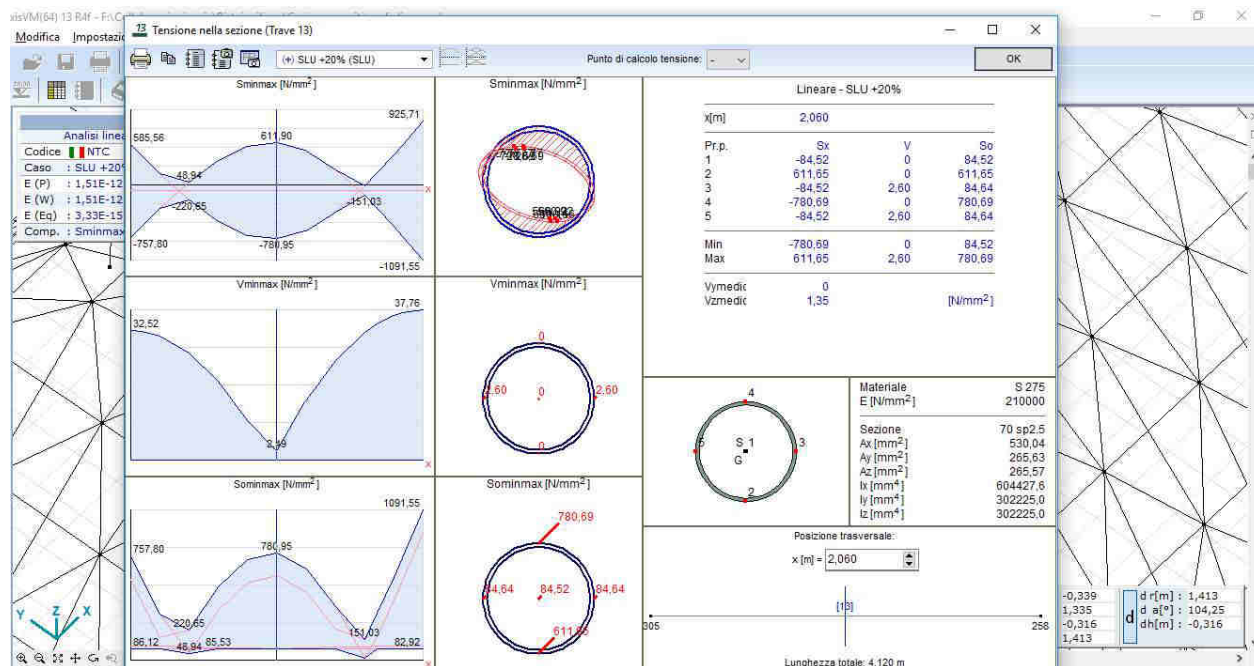
Rappresentazione 3D spostamenti verticali agli SLE



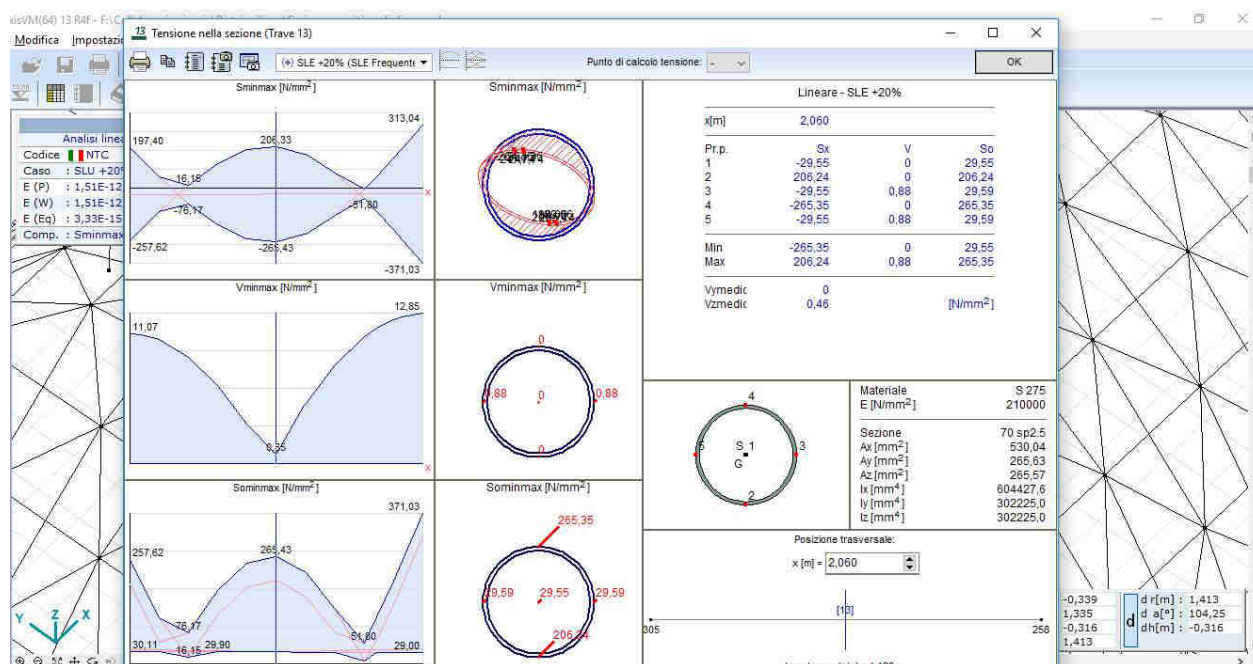
Grafici spostamenti massimi calcolati agli SLE



Spostamento massimo pari a 116,65 mm agli SLU e pari a 39,63 mm agli SLE sul controvento interno verticale: tali valori risultano maggiori rispetto a quello ammissibile di 16,8 mm (1/250 della lunghezza dell'elemento che è pari a 4,22 m). Per quanto riguarda la tensione massima normale al controvento, risulta pari a 780,69 N/mm² a compressione e 611,65 N/mm² a trazione agli SLU, mentre agli SLE la tensione normale risulta circa 265,35 N/mm² a compressione e 206,24 N/mm² a trazione.

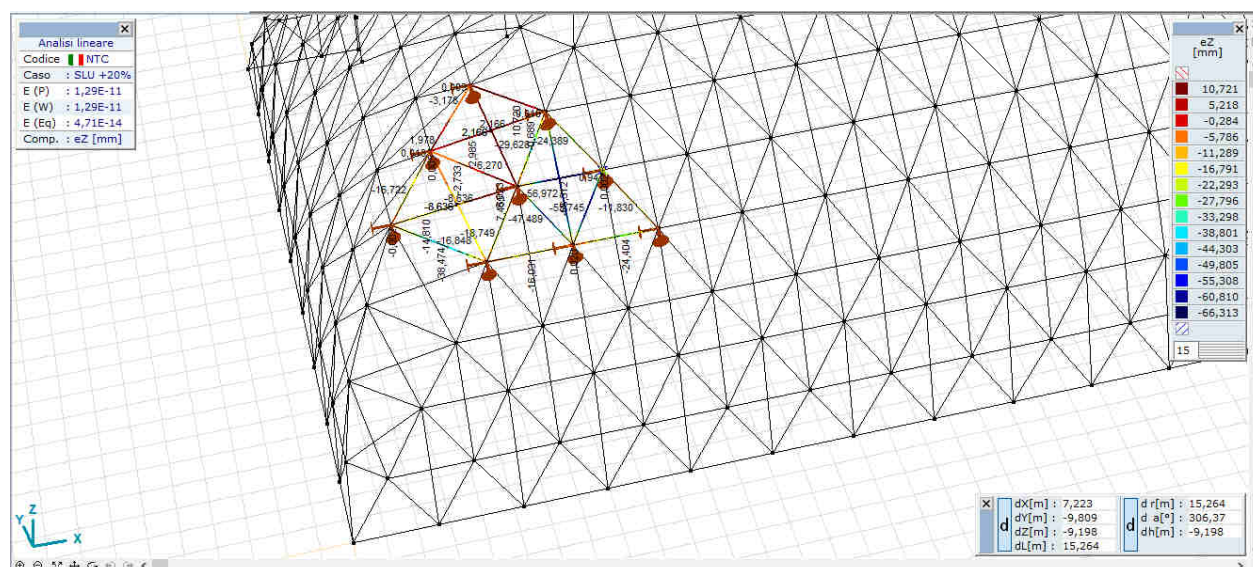


Grafici tensioni massime agenti sugli elementi agli SLU

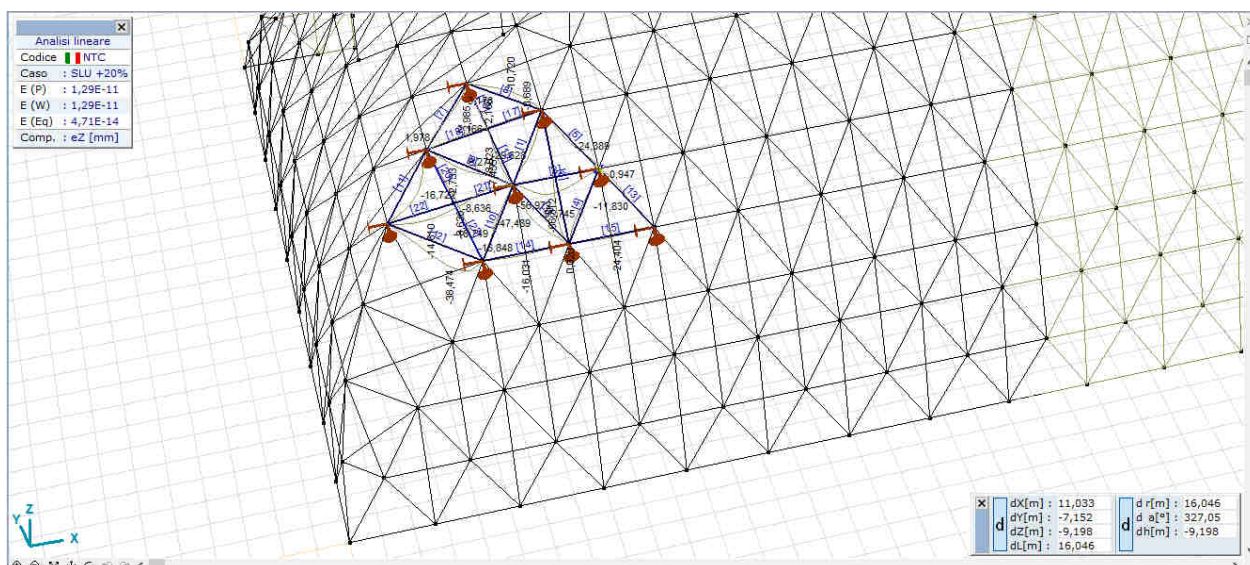


Grafici tensioni massime agenti sugli elementi agli SLE

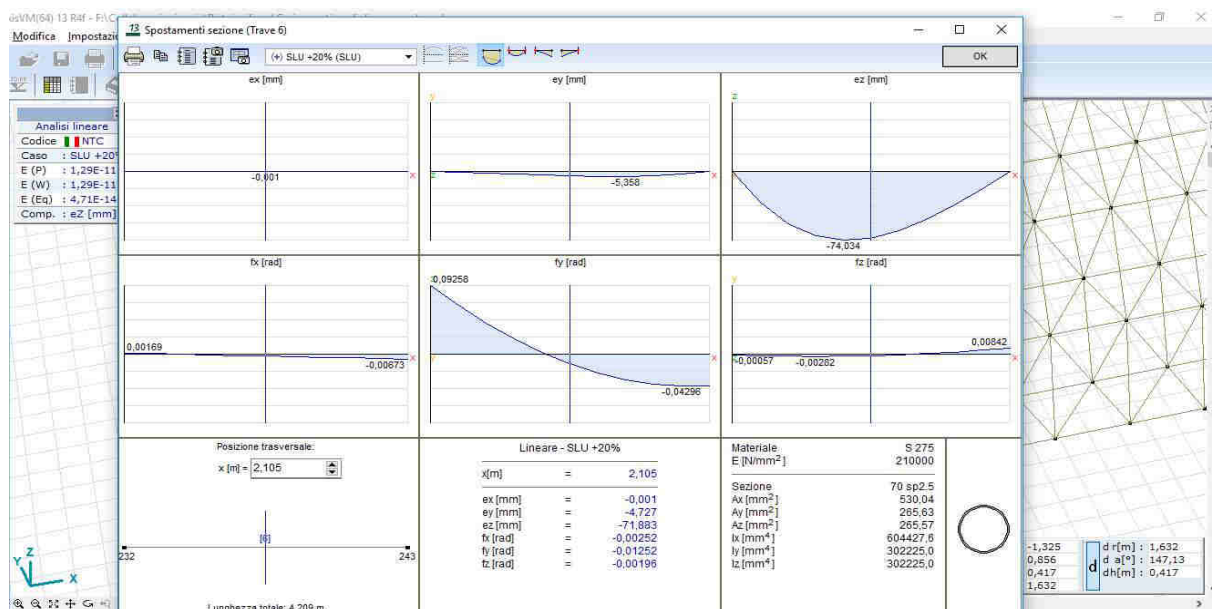
6.2 MEZZERIA PADIGLIONE



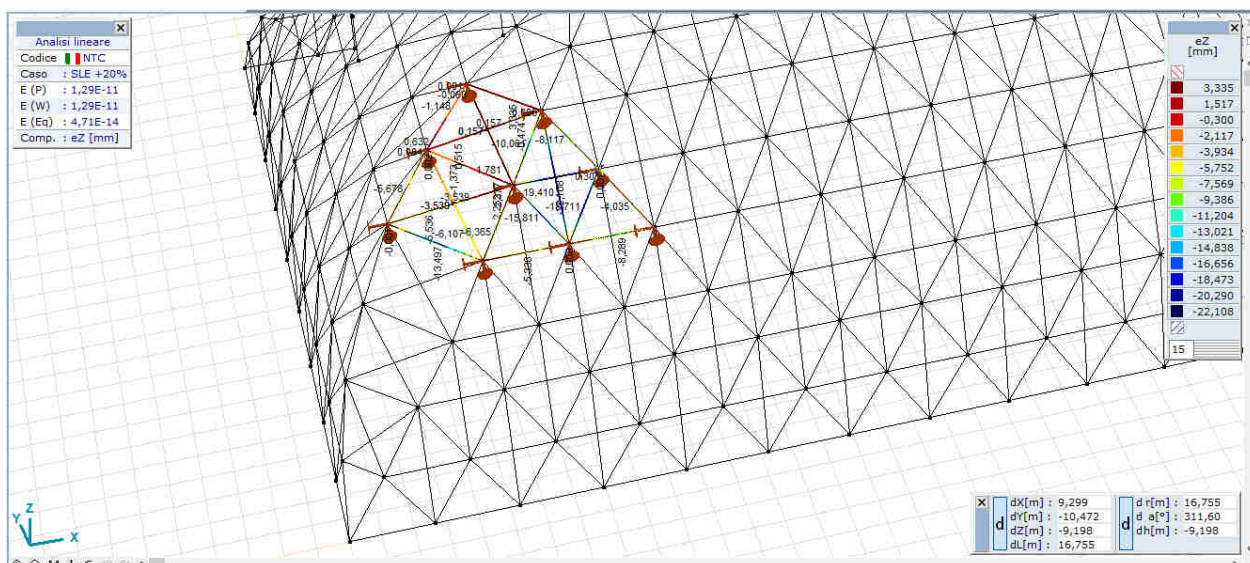
Rappresentazione 3D deformate agli SLU



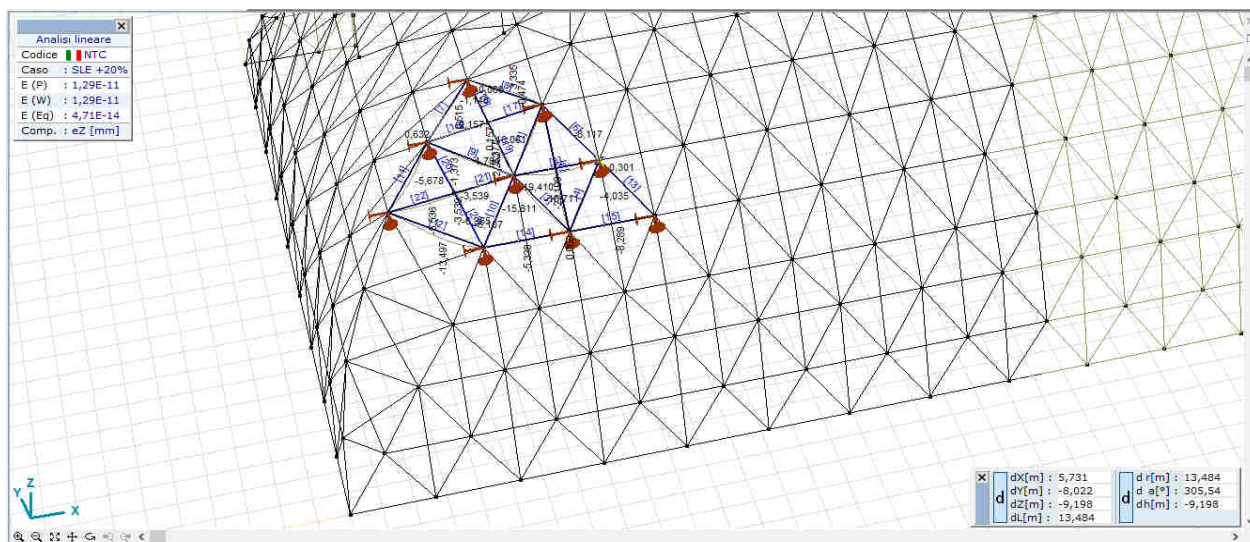
Rappresentazione diagrammi deformate agli SLU



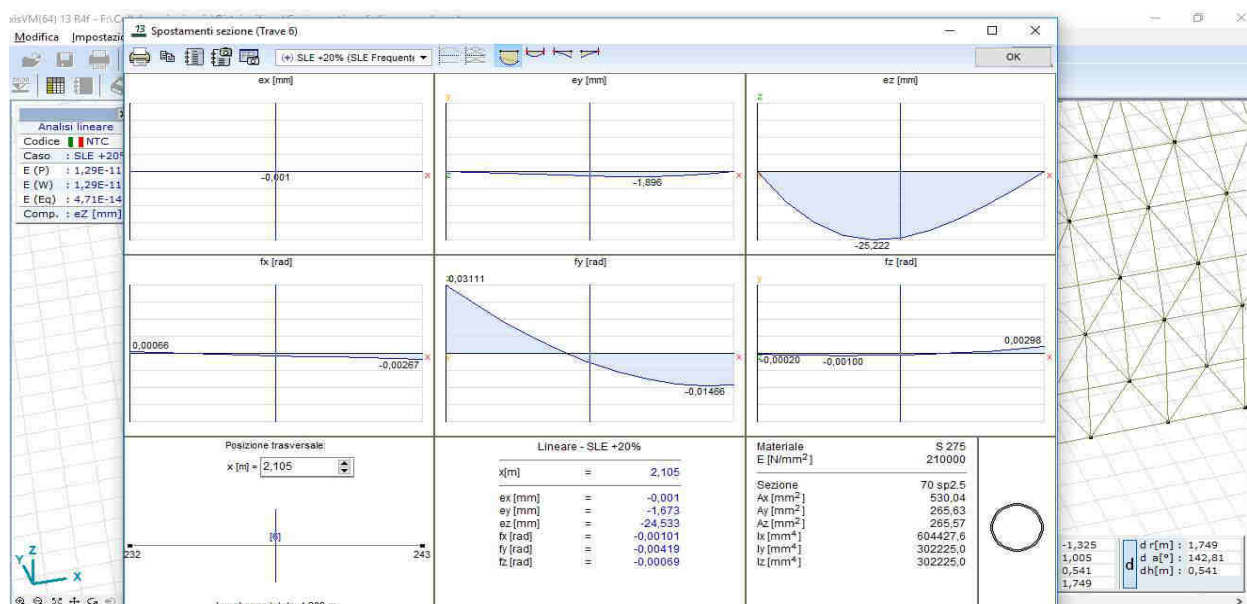
Grafici spostamenti calcolati agli SLU



Rappresentazione grafica deformate agli SLE



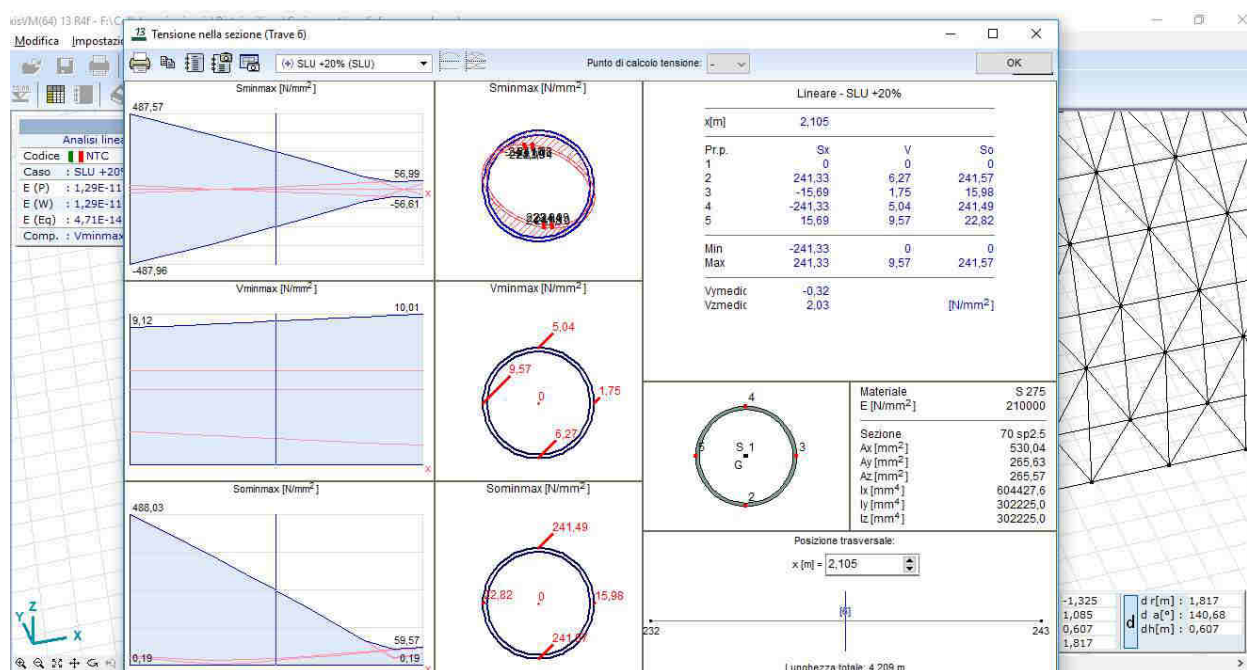
Rappresentazione grafica deformate agli SLE



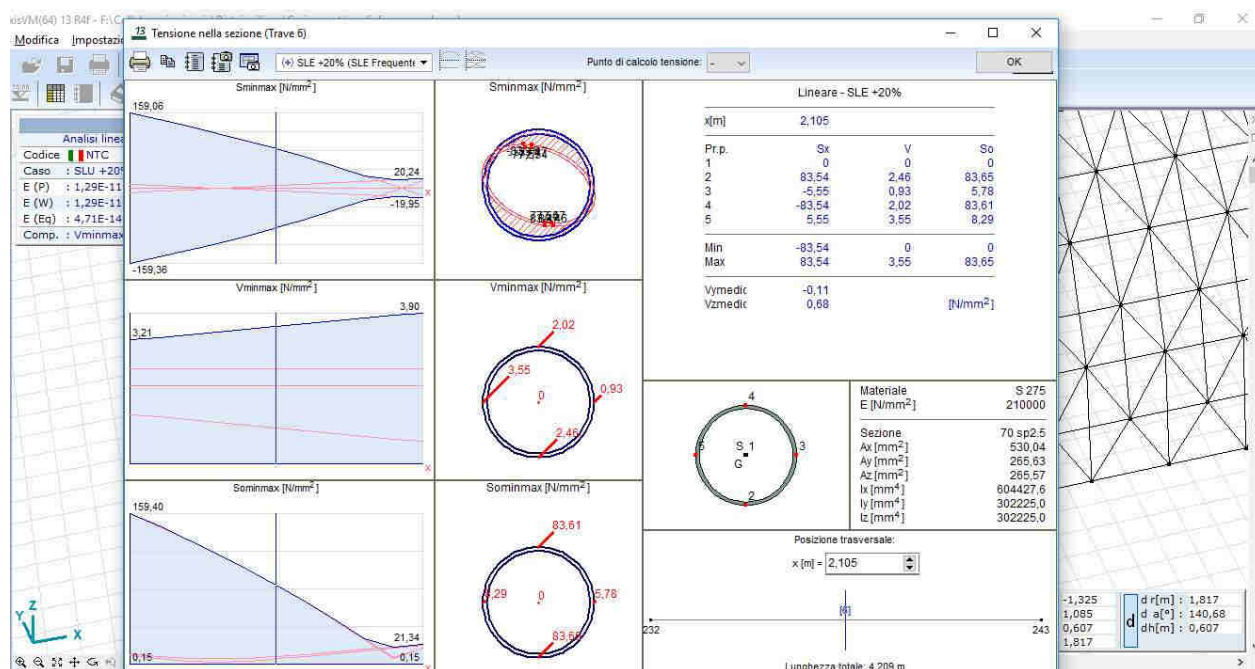
Rappresentazione grafici spostamenti calcolati agli SLE

Spostamento massimo pari a 66,31 mm agli SLU in corrispondenza sempre del controvento verticale interno e pari a 22,11 mm agli SLE (valori superiori allo spostamento ammissibile pari a 16,8 mm).

Tensione normale massima al controvento pari a 241,33 N/mm² in trazione e compressione agli SLU e pari a 83,54 N/mm² a trazione e compressione.

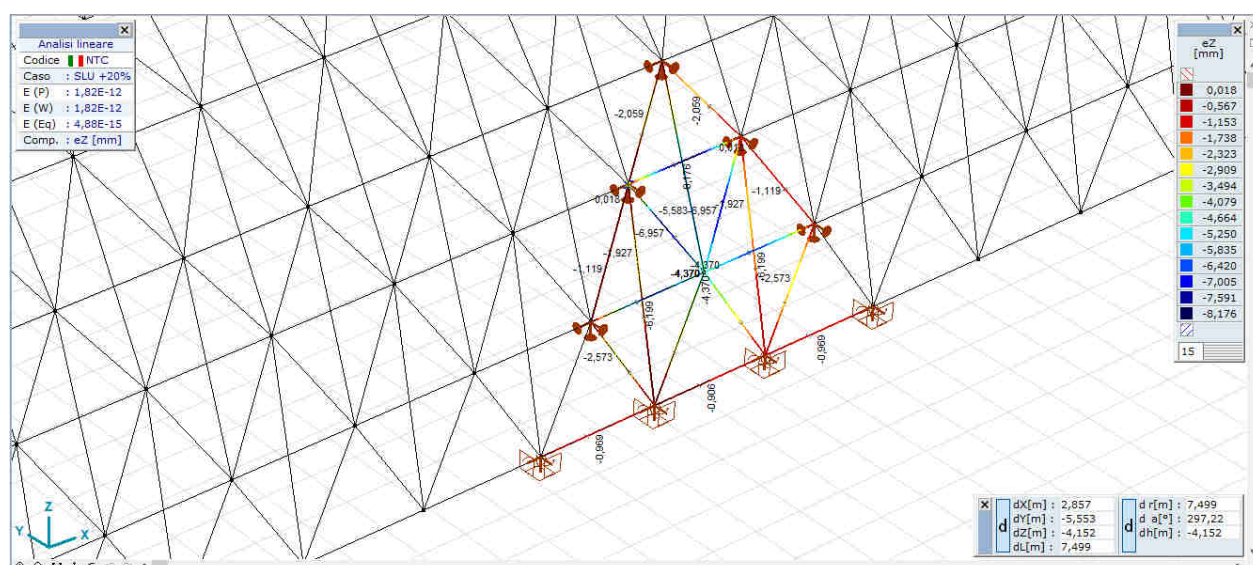


Rappresentazione grafici tensioni massime calcolate agli SLU

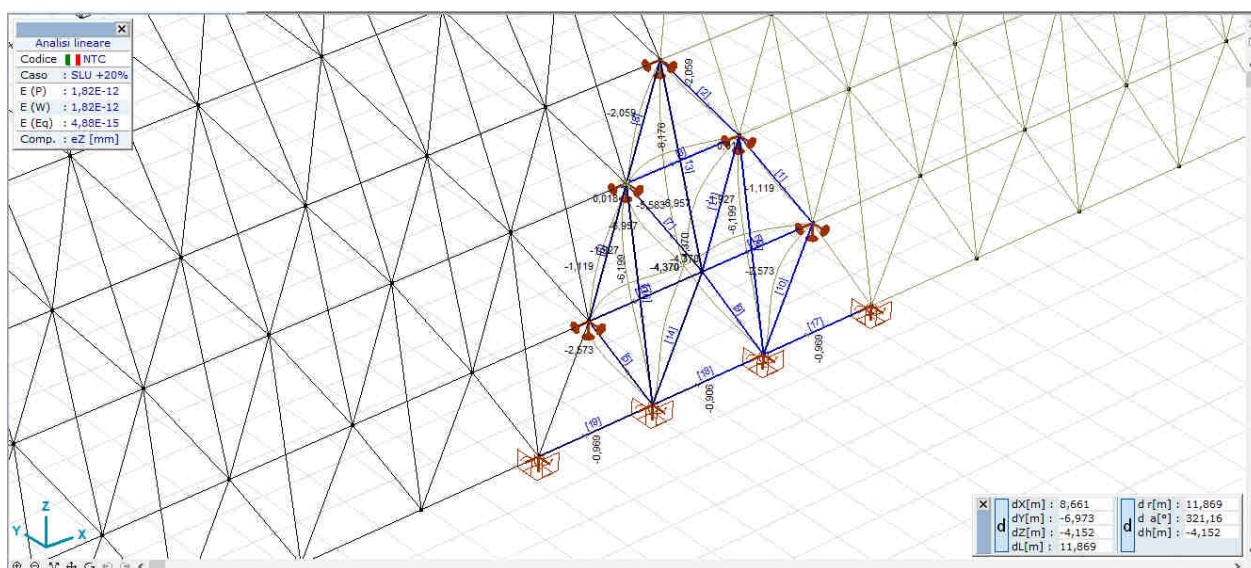


Rappresentazione grafici tensioni calcolate agli SLE

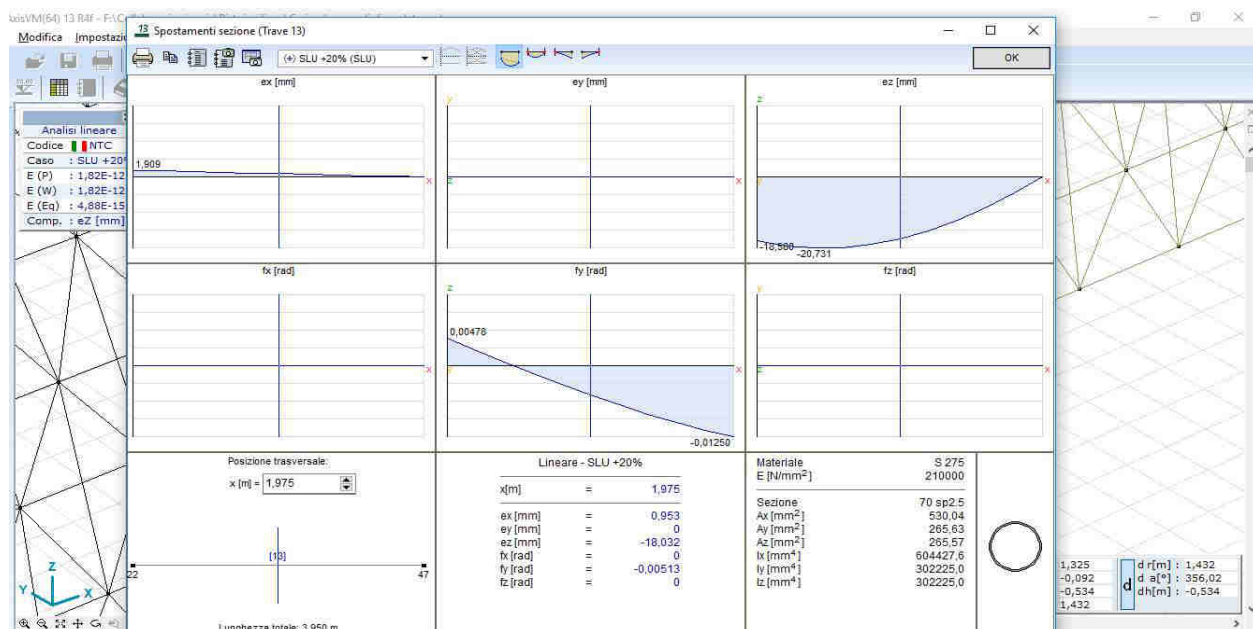
6.3 BASE PADIGLIONE



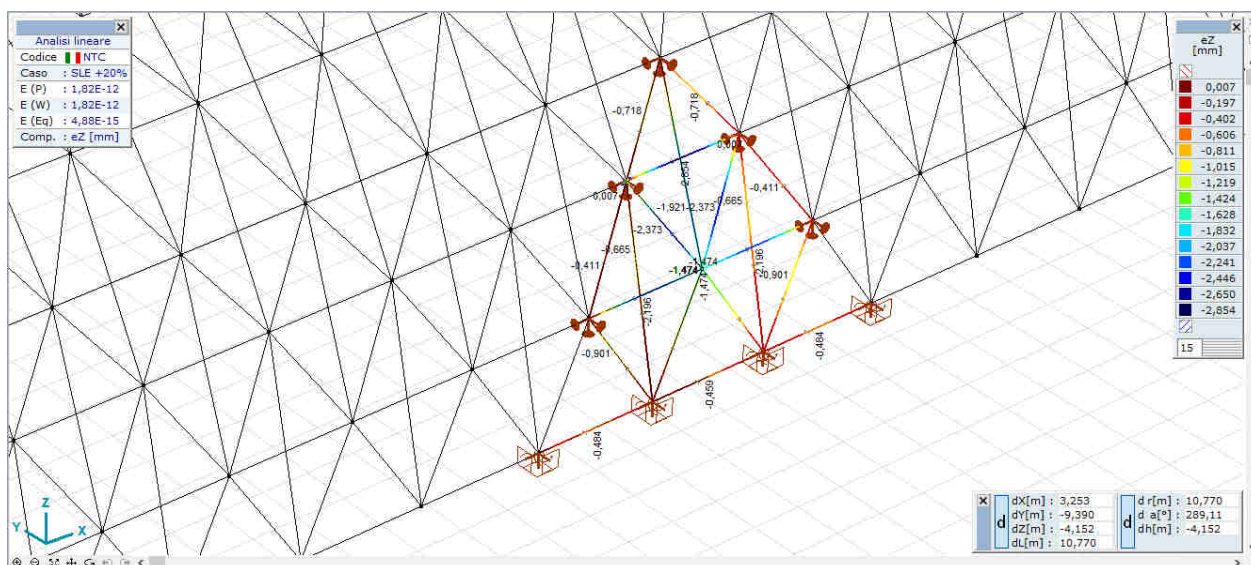
Rappresentazione deformate calcolate agli SLU



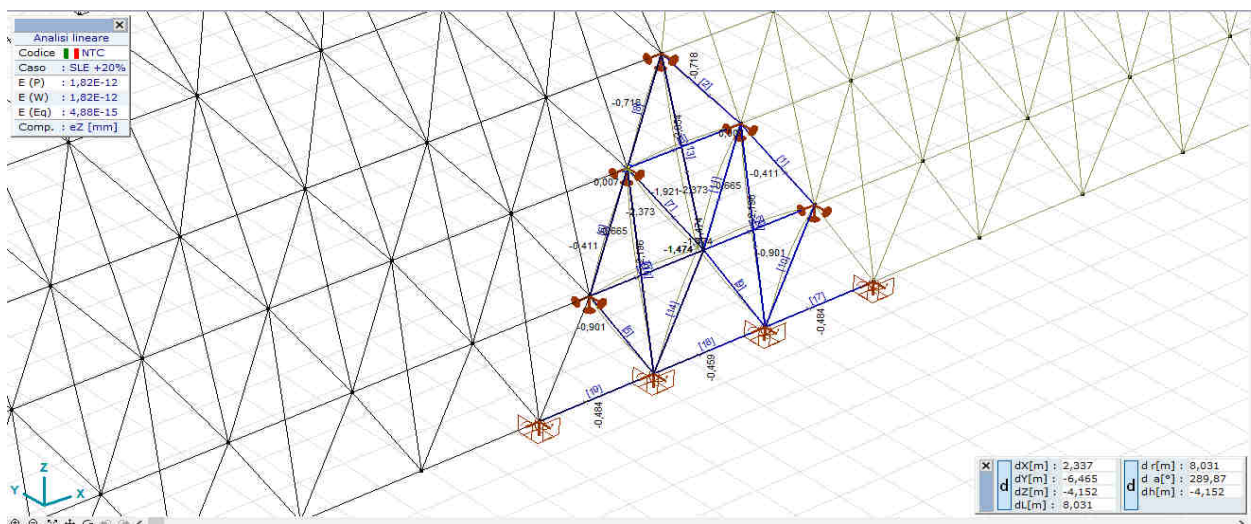
Rappresentazione diagrammi deformate agli SLU



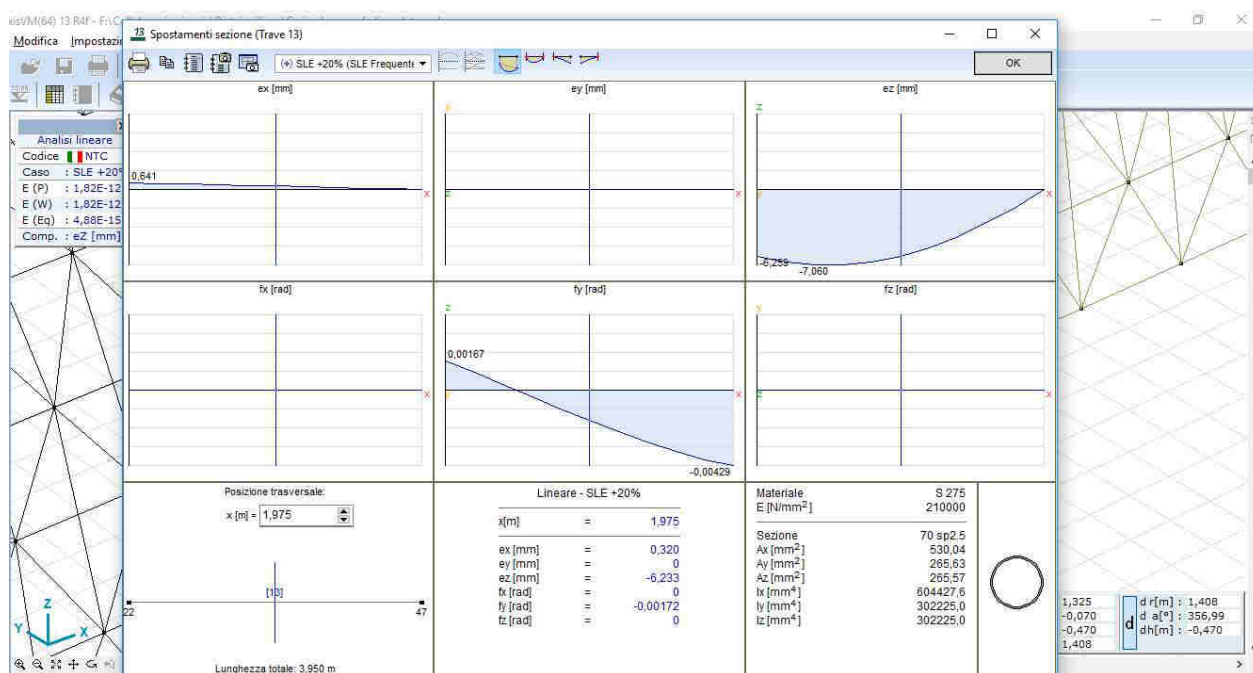
Rappresentazione grafici deformate agli SLU



Rappresentazione deformate calcolate agli SLE



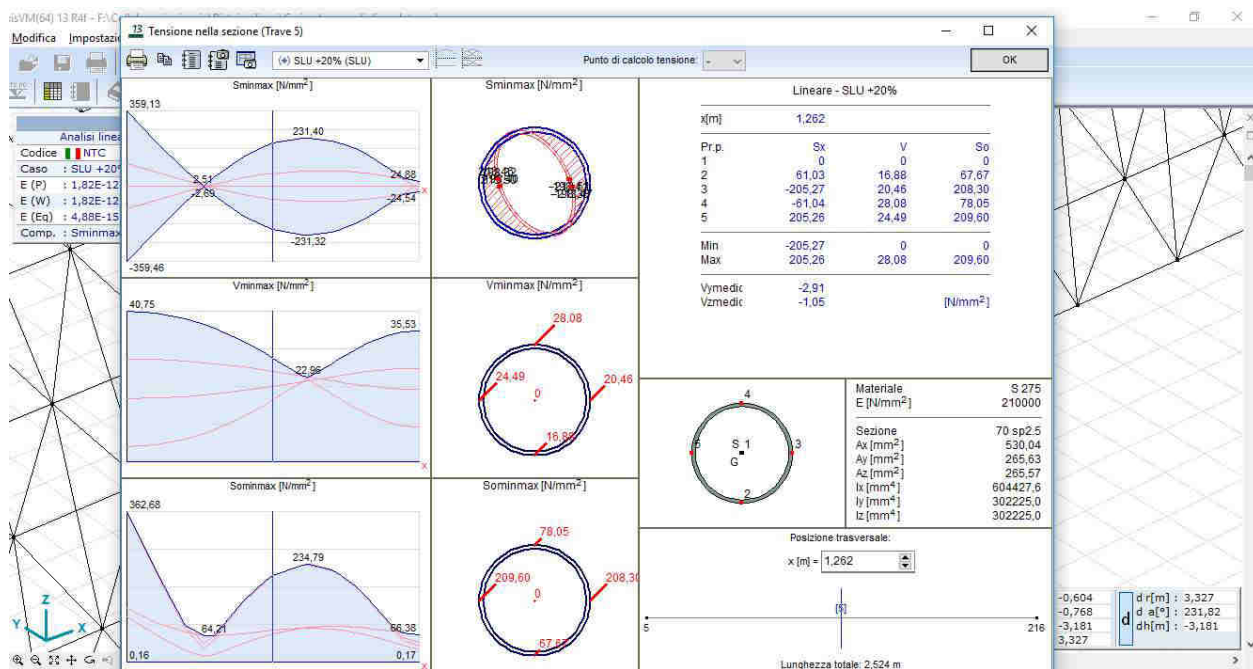
Rappresentazione diagrammi deformate agli SLE



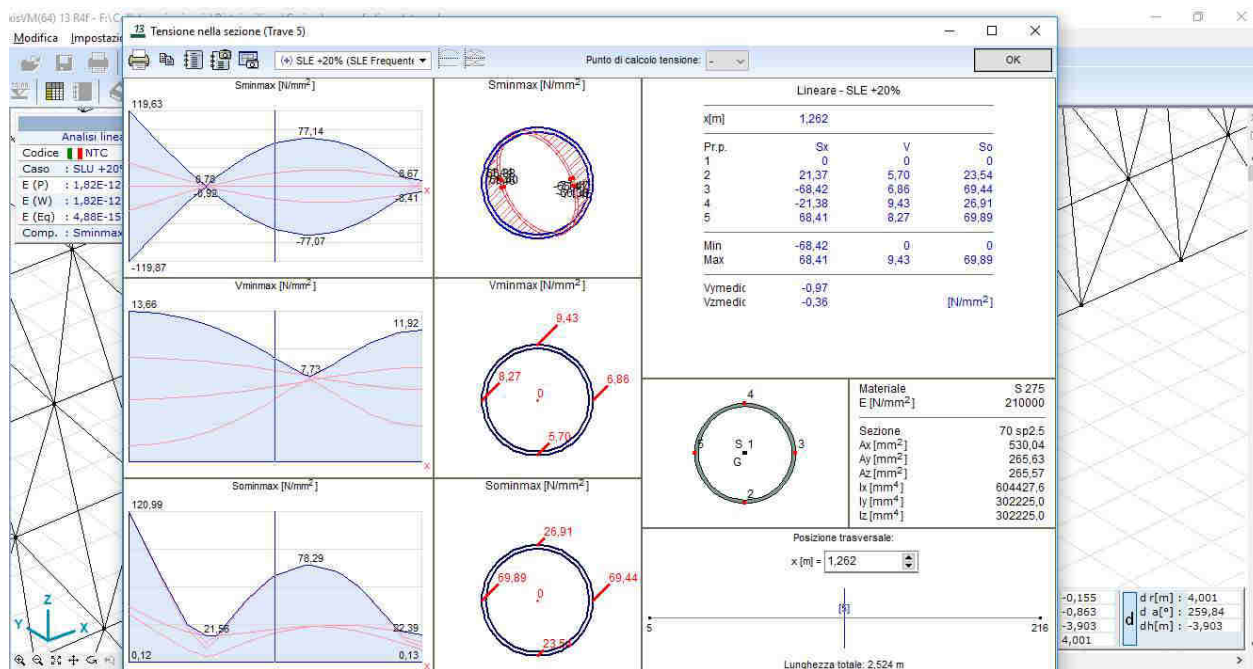
Rappresentazione grafici deformate agli SLE

Spostamento massimo pari a 8,18 mm agli SLU in corrispondenza del controvento verticale interno e pari a 2,85 mm agli SLE (valori inferiori allo spostamento ammissibile pari a 16,8 mm).

Tensione normale massima in corrispondenza della fondazione pari a 359,13 N/mm² in trazione agli SLU e pari a 119,63 N/mm² agli SLE. Quindi la fondazione, composta da 4 bulloni di classe 8.8, ha una resistenza sufficiente da assorbire le tensioni massime anche nella condizione peggiore di carico. Nel caso degli SLU le tensioni superano la resistenza a snervamento dell'acciaio (275 N/mm²) ma non quella a rottura (430 N/mm²) né tantomeno la resistenza a trazione del singolo bullone (560 N/mm²). Nel caso degli SLE inoltre le tensioni massime sono inferiori anche alla resistenza a snervamento dell'acciaio.

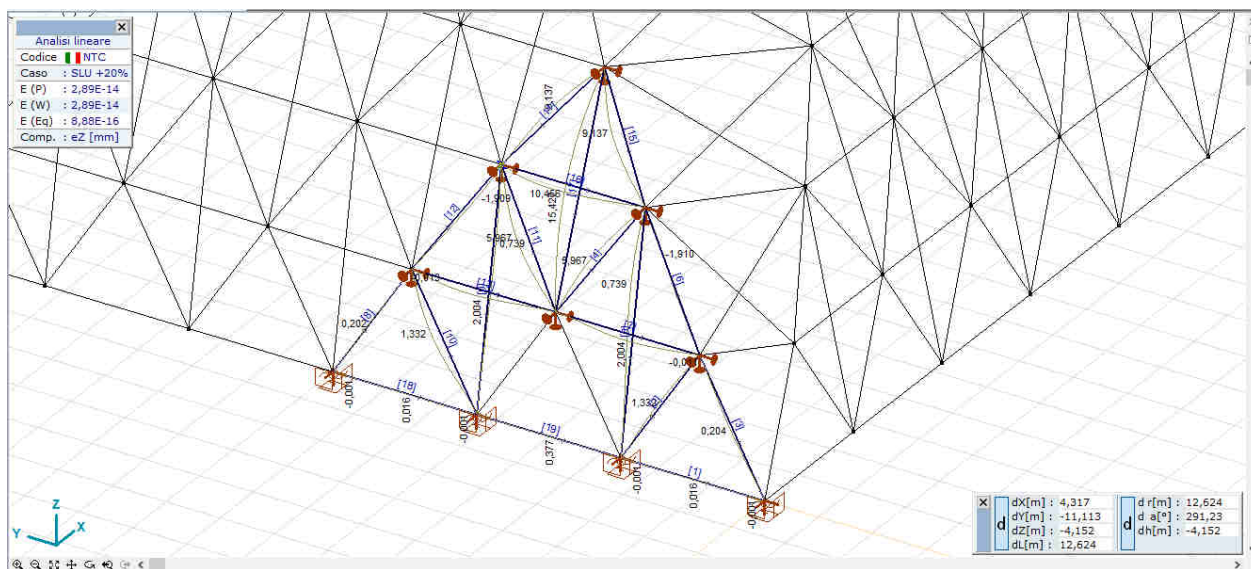


Rappresentazione grafici tensioni calcolate agli SLU

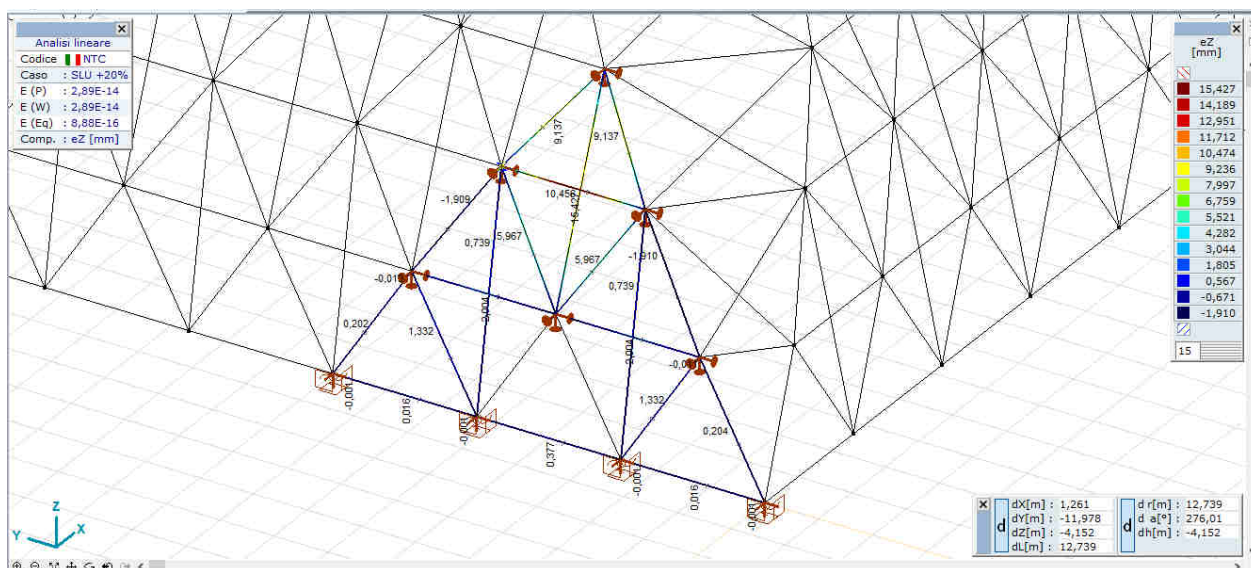


Rappresentazione grafici tensioni calcolate agli SLE

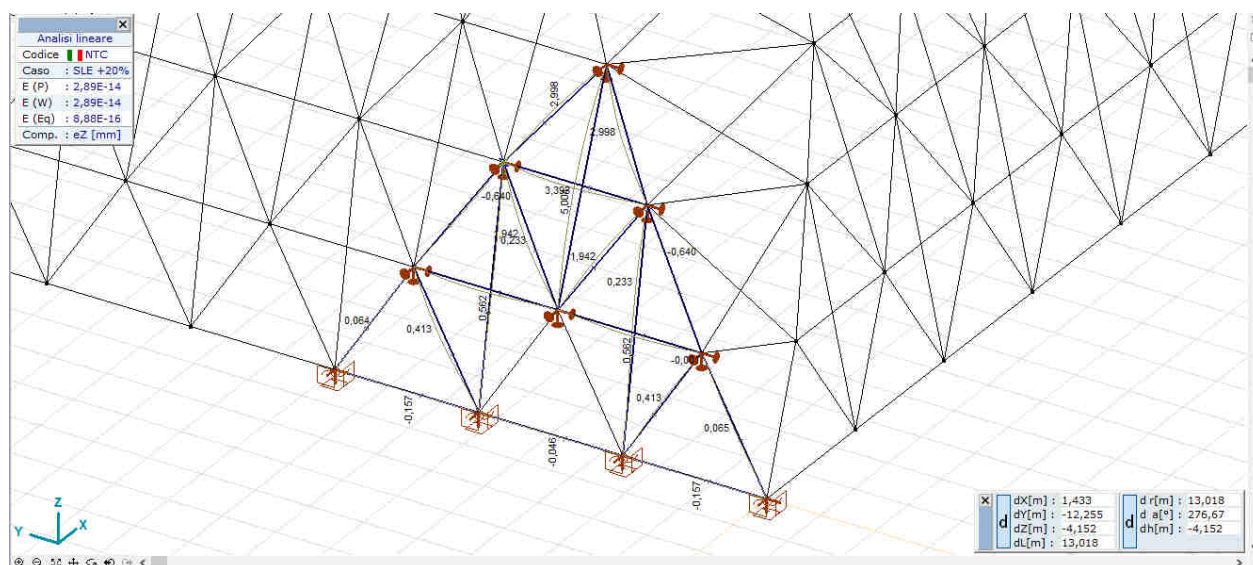
Riportiamo qui di seguito invece gli spostamenti e le tensioni in corrispondenza del lato corto del padiglione, in corrispondenza delle due aperture. Notiamo che gli spostamenti, seppur maggiori rispetto al caso precedente appena descritto, non superano quelle ammissibili.



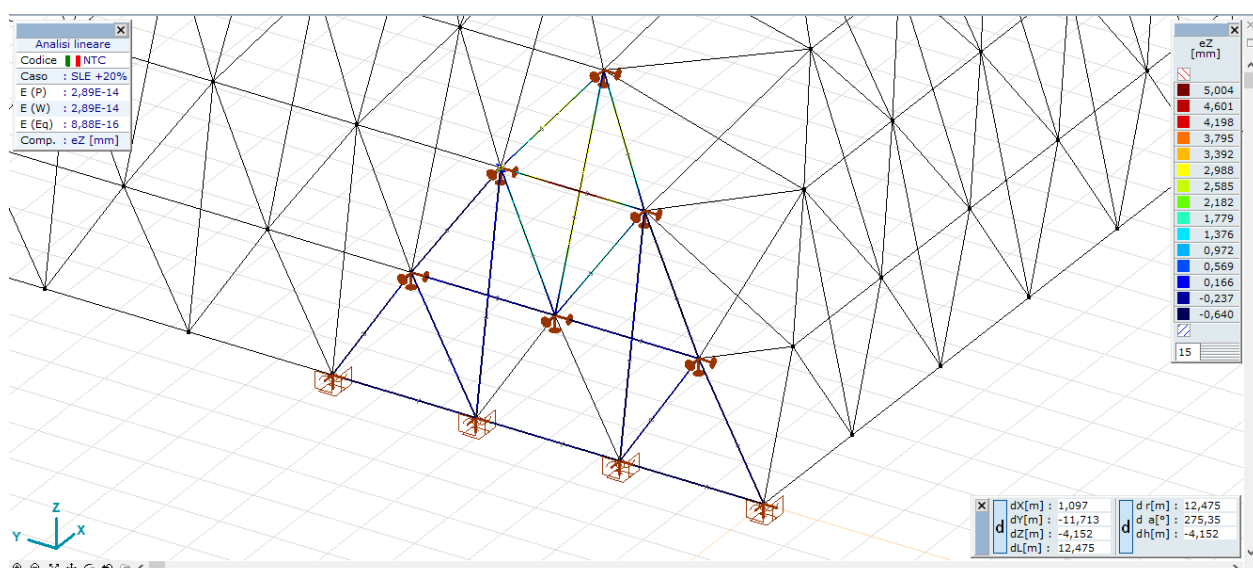
Rappresentazione diagrammi deformate agli SLU



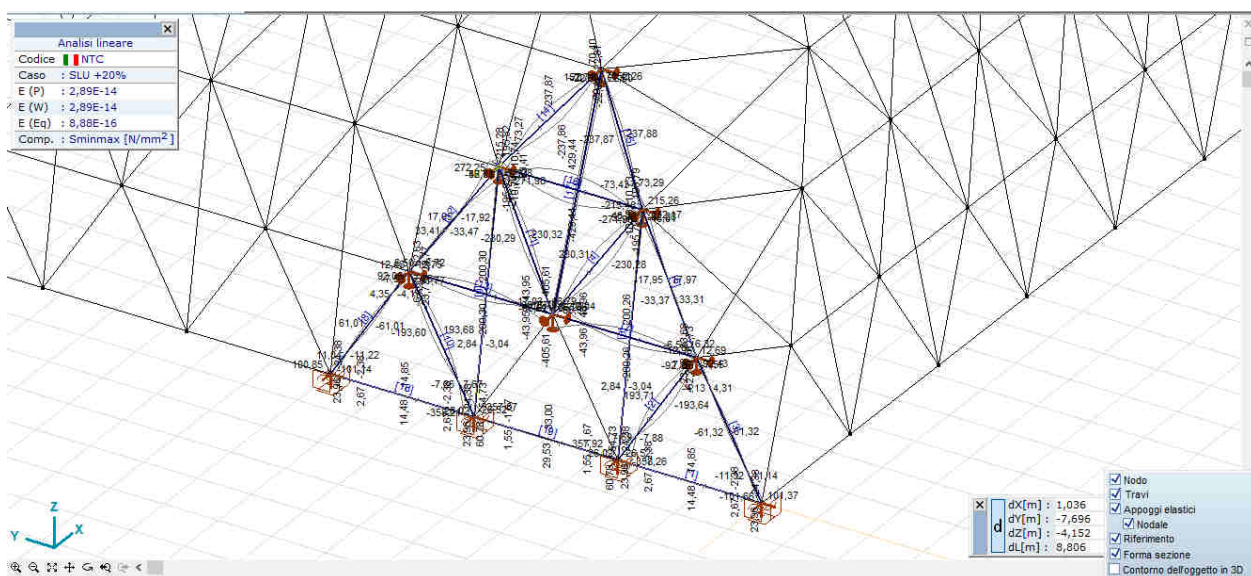
Rappresentazione deformate calcolate agli SLU



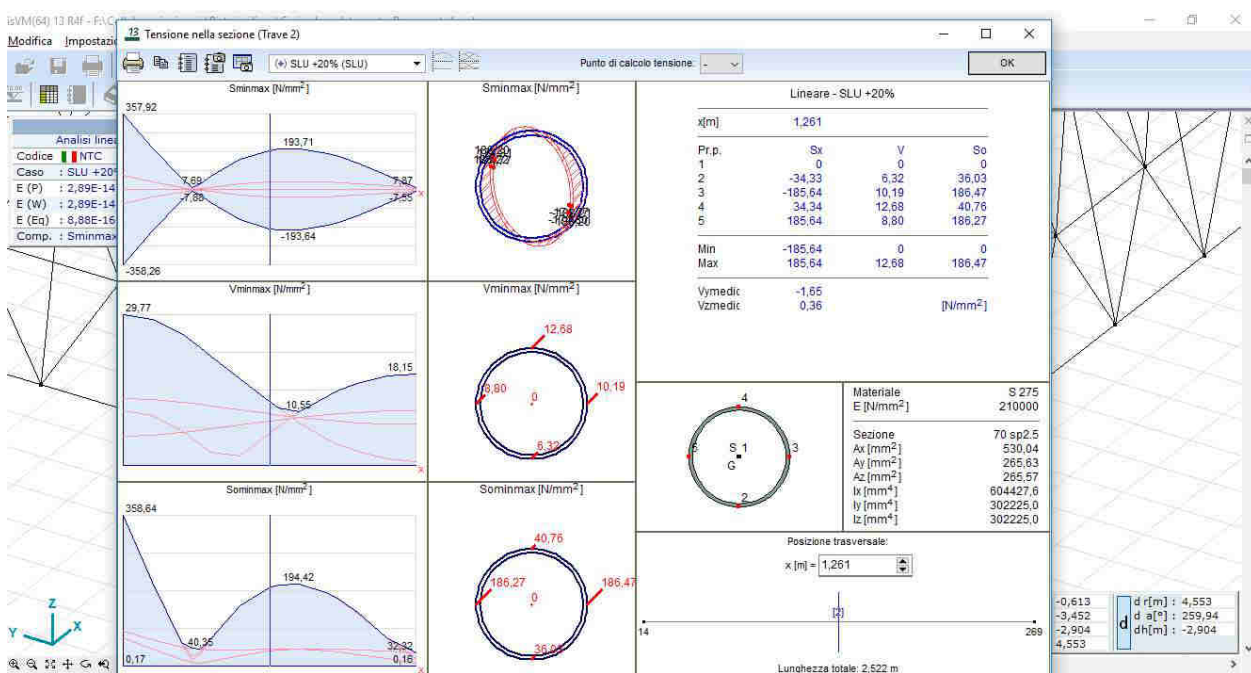
Rappresentazione diagrammi deformate agli SLE



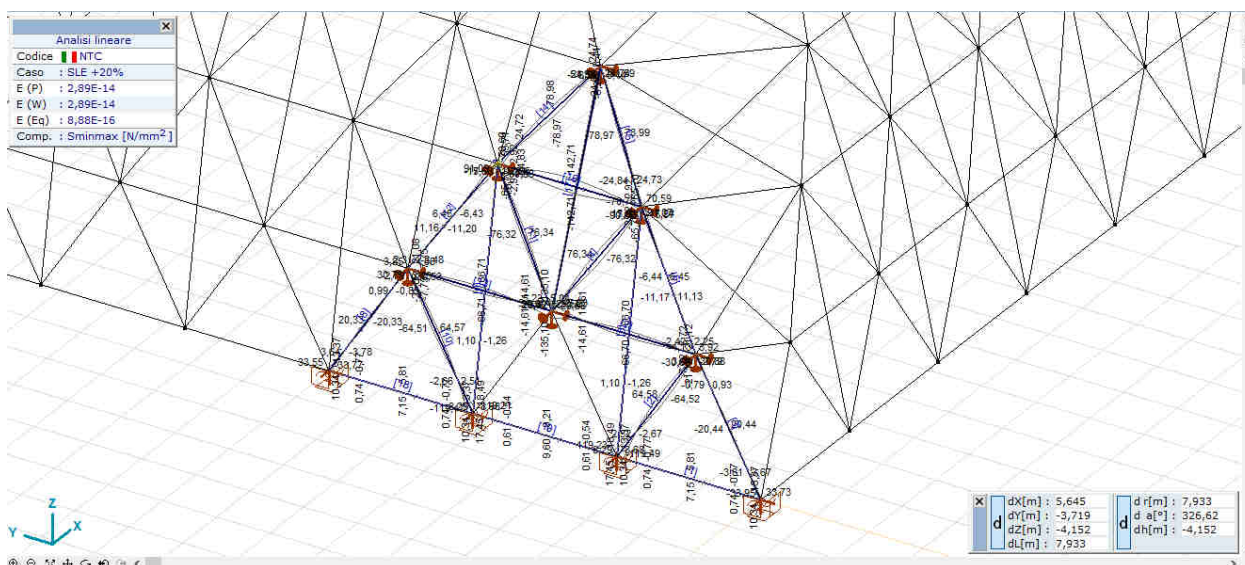
Rappresentazione deformate calcolate agli SLE



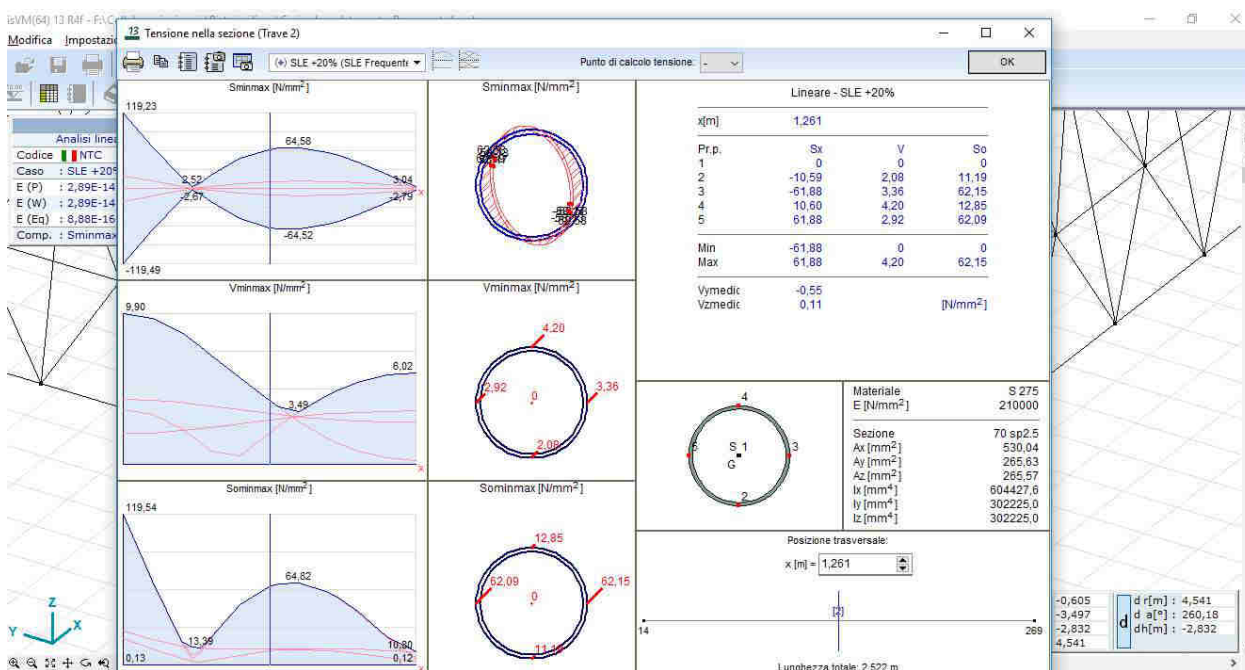
Rappresentazione diagrammi deformate agli SLU



Rappresentazione grafici tensioni agli SLU

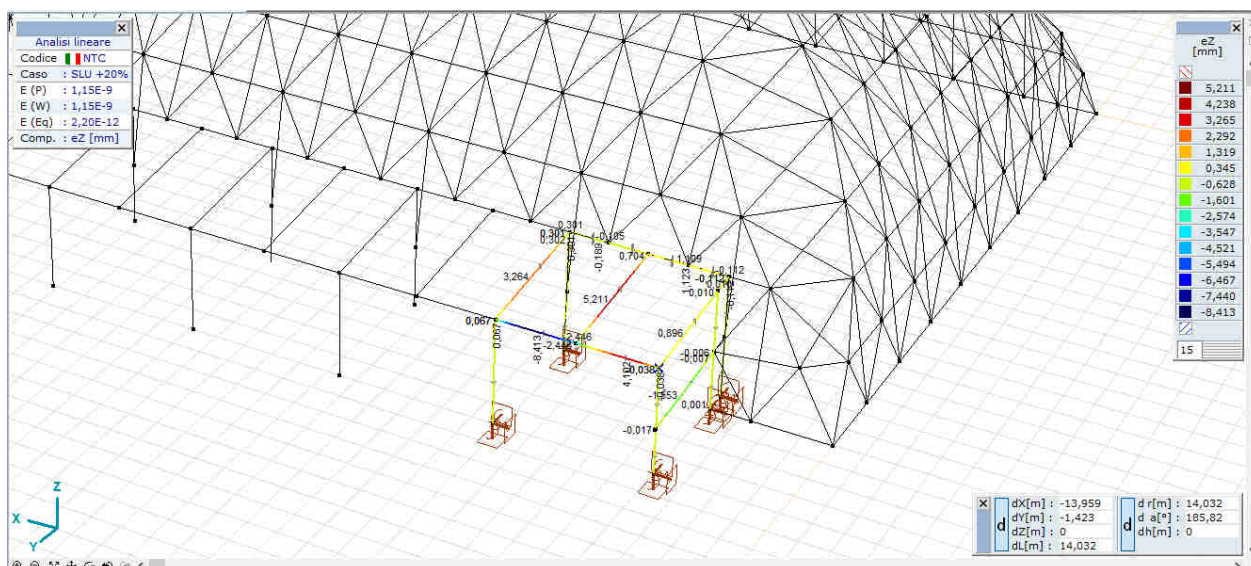


Rappresentazione diagrammi deformate agli SLE

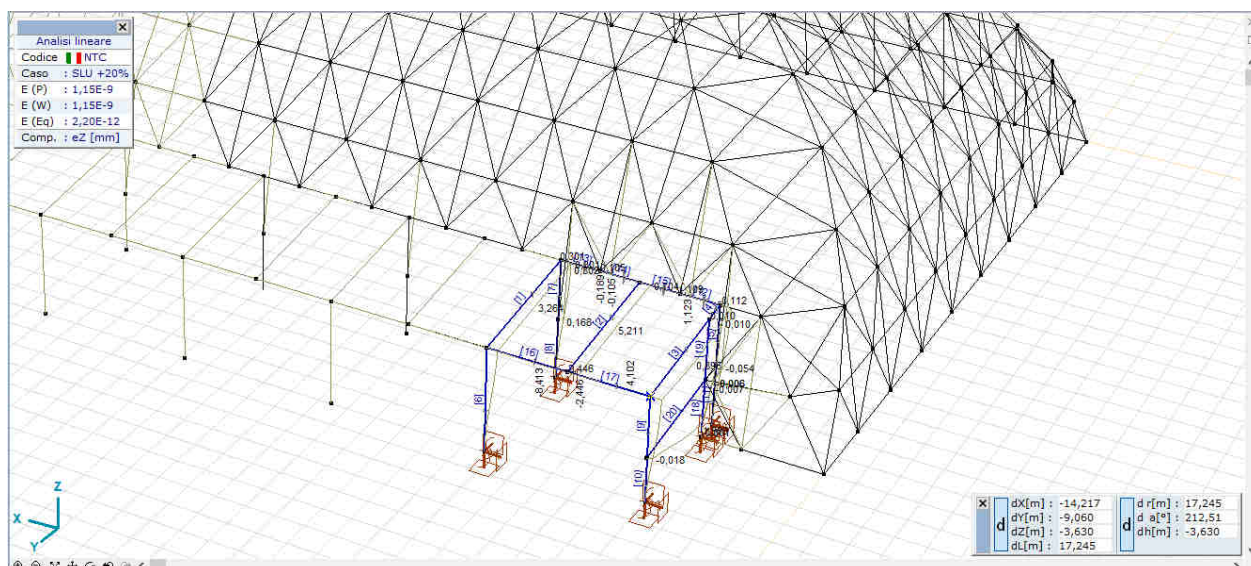


Rappresentazione grafici tensioni agli SLE

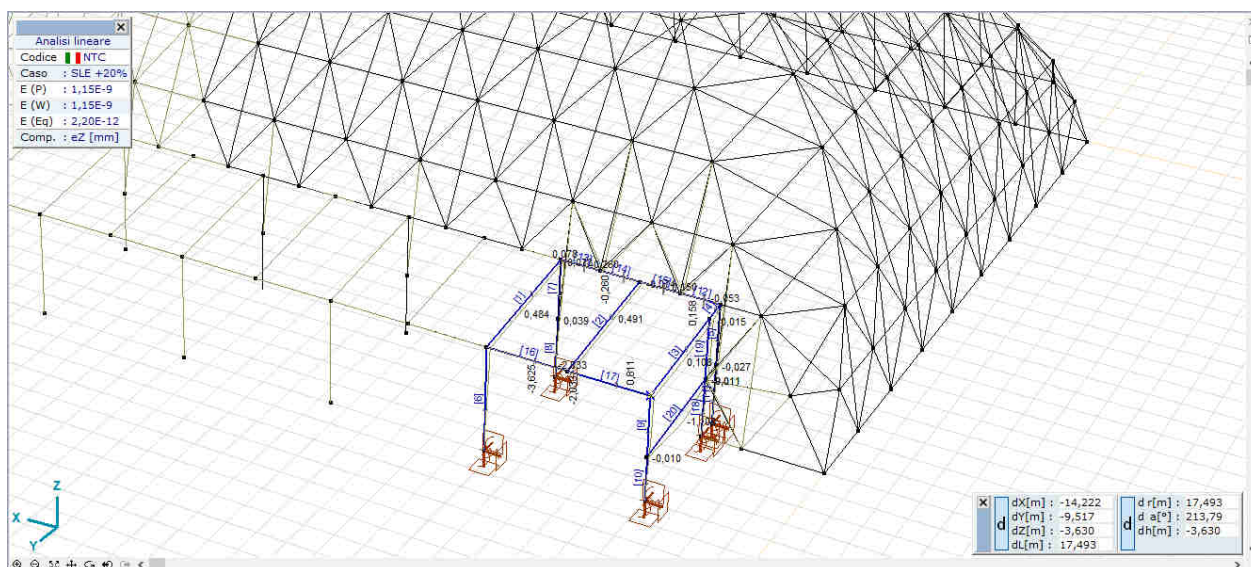
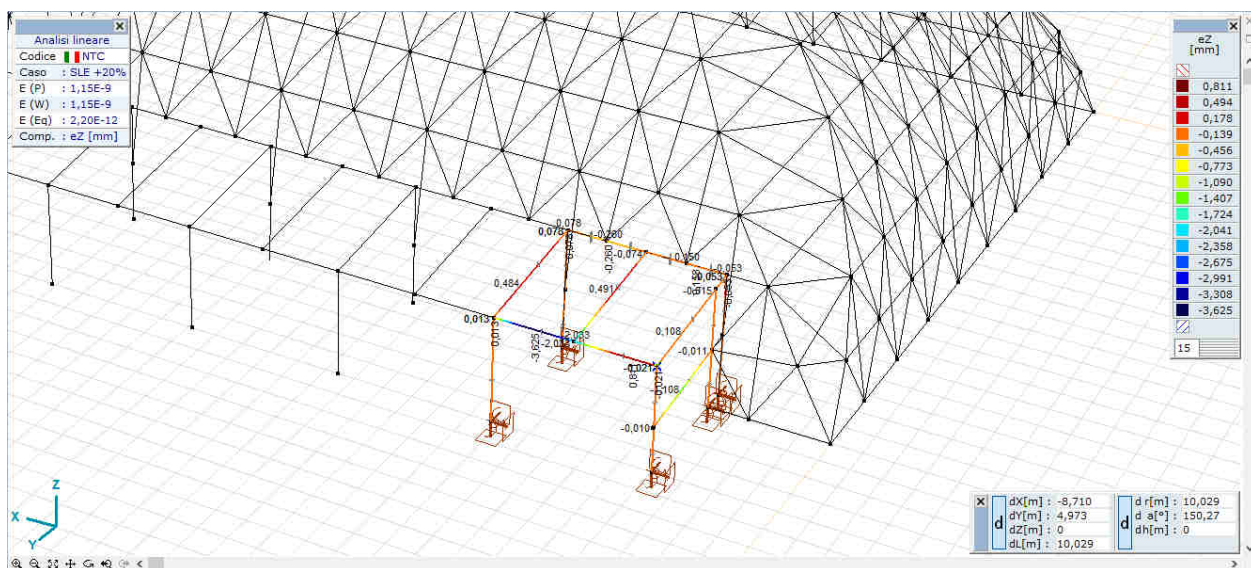
6.4 TRIBUNA



Rappresentazione deformate calcolate agli SLU



Rappresentazione diagrammi deformate agli SLU

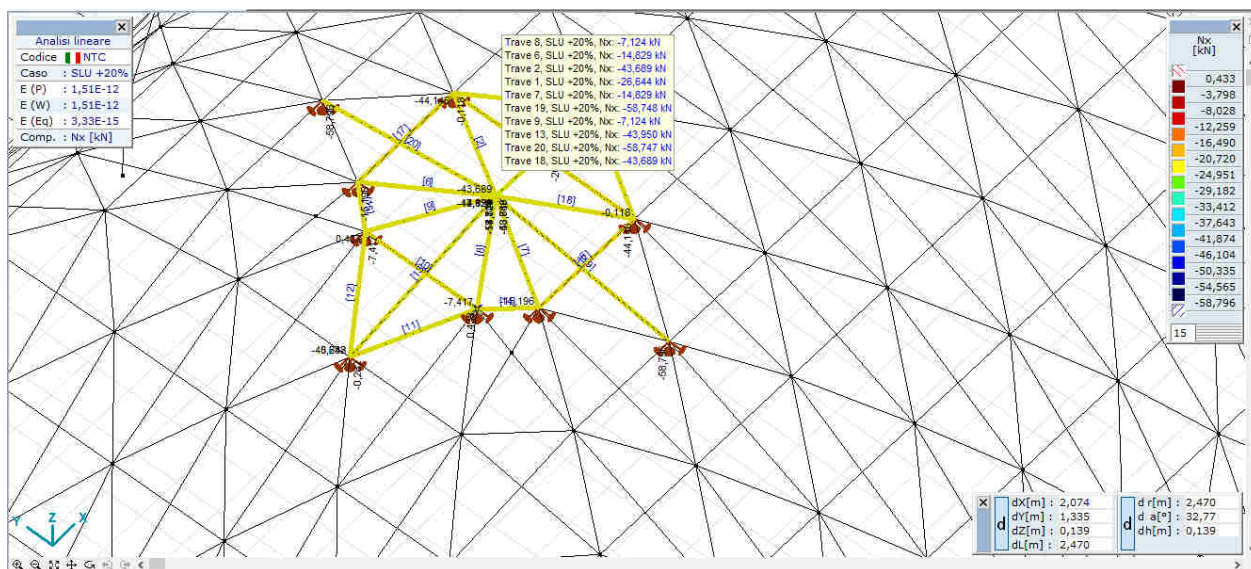


Rappresentazione diagrammi deformate agli SLE

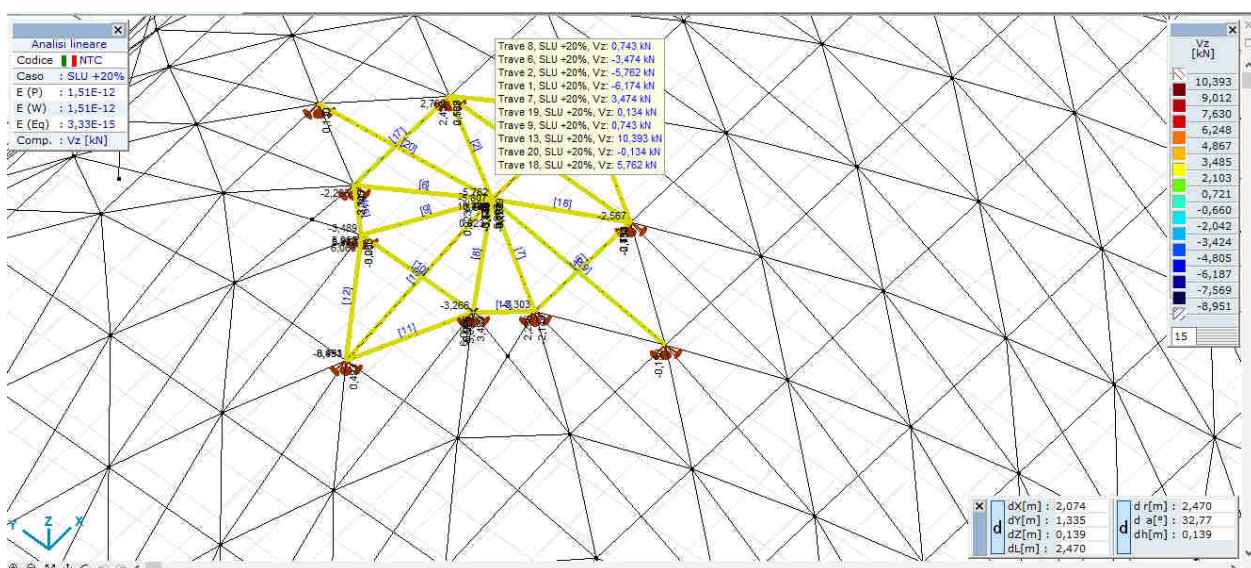
Spostamenti massimi in corrispondenza dell'asta orizzontale esterna della copertura della tribuna pari a 8,41 mm agli SLU e pari 3,63 mm agli SLE. Valori di molto inferiori agli spostamenti ammissibili (pari a $1/250 \cdot 5,3 = 21,2$ mm).

Verifichiamo ora la resistenza delle unioni imbullonate nei casi più critici. Consideriamo la sommità del padiglione e riportiamo i diagrammi di Sforzo Normale e Taglio agente sul nodo.

NODO TIPO ALLA SOMMITA' DEL PADIGLIONE



Rappresentazione grafica sollecitazioni di sforzo normale



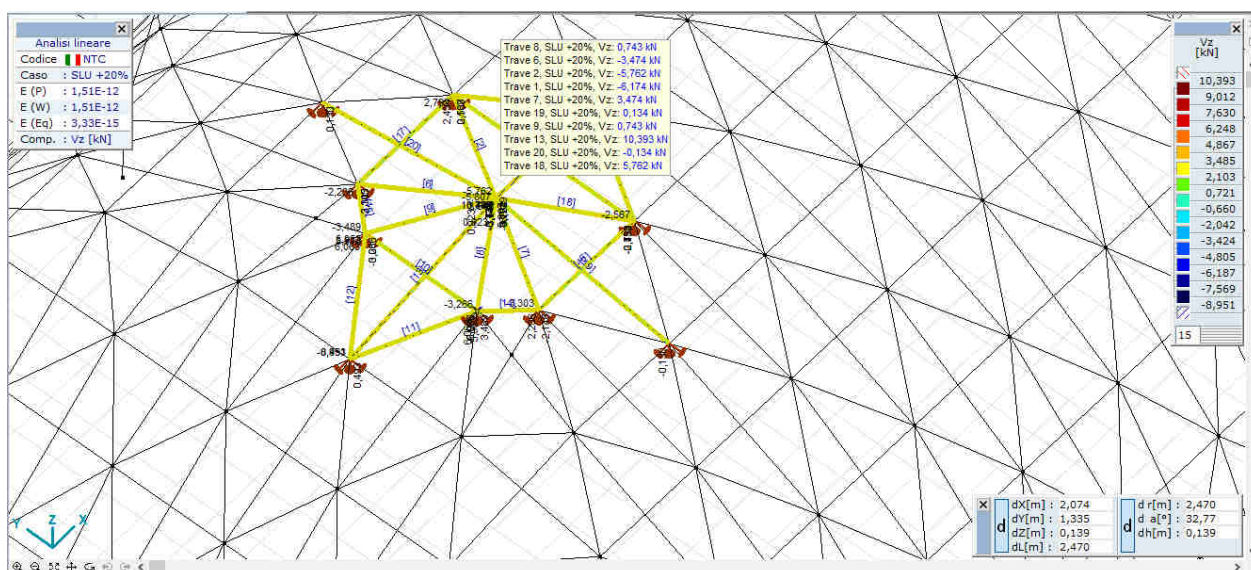
Rappresentazione grafica sollecitazioni di taglio

Calcoliamo ora la resistenza a trazione del singolo bullone, considerando che si tratta di bulloni M10, con sezione resistente nominale pari a 58 mm². Quindi il valore di resistenza è pari a $58 \times 560 = 32480 \text{ N} = 32,5 \text{ kN}$ per singolo bullone. Il valore massimo di sollecitazione sul nodo è pari a 58,80 kN.

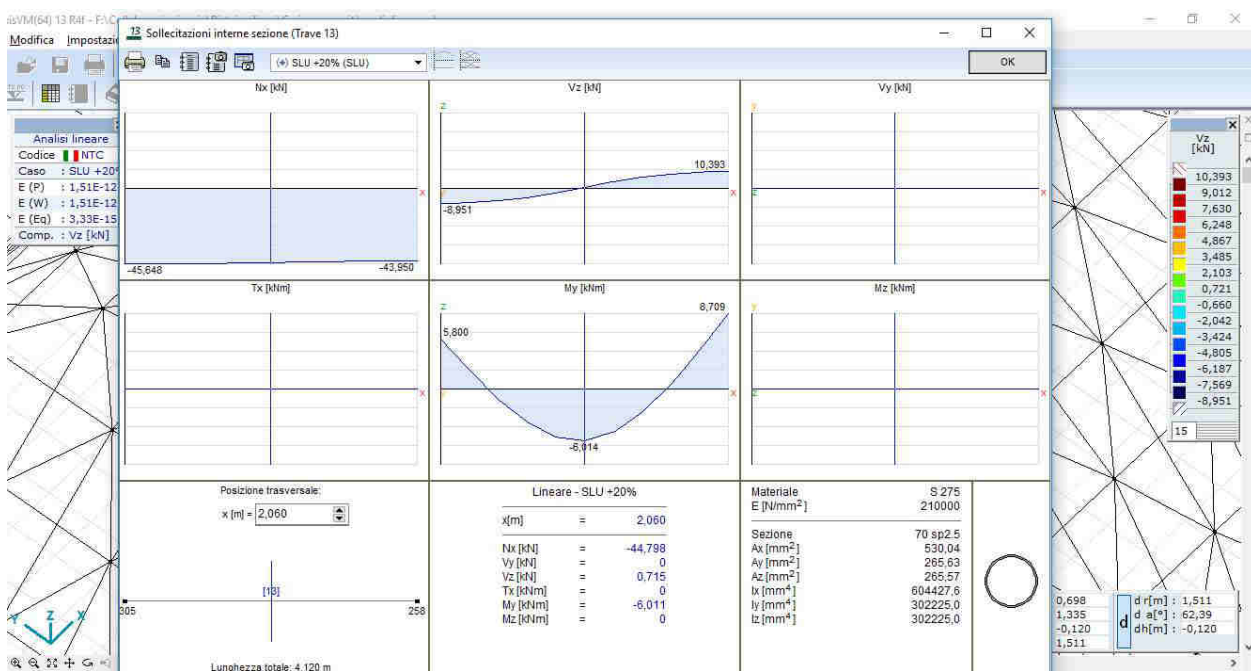


In corrispondenza del nodo notiamo che ci sono 2 bulloni, quindi la resistenza totale a trazione è pari a $N_{res} = 2 \times 32,5 \text{ kN} = 65 \text{ kN}$.

Calcoliamo adesso la resistenza a taglio di un singolo bullone, che è pari a $58 \times 396 = 22968 \text{ N} = 23 \text{ kN}$, quindi al nodo abbiamo una resistenza a taglio pari a $T_{res} = 2 \times 23 \text{ kN} = 46 \text{ kN}$



Rappresentazione sollecitazioni di taglio agli SLU



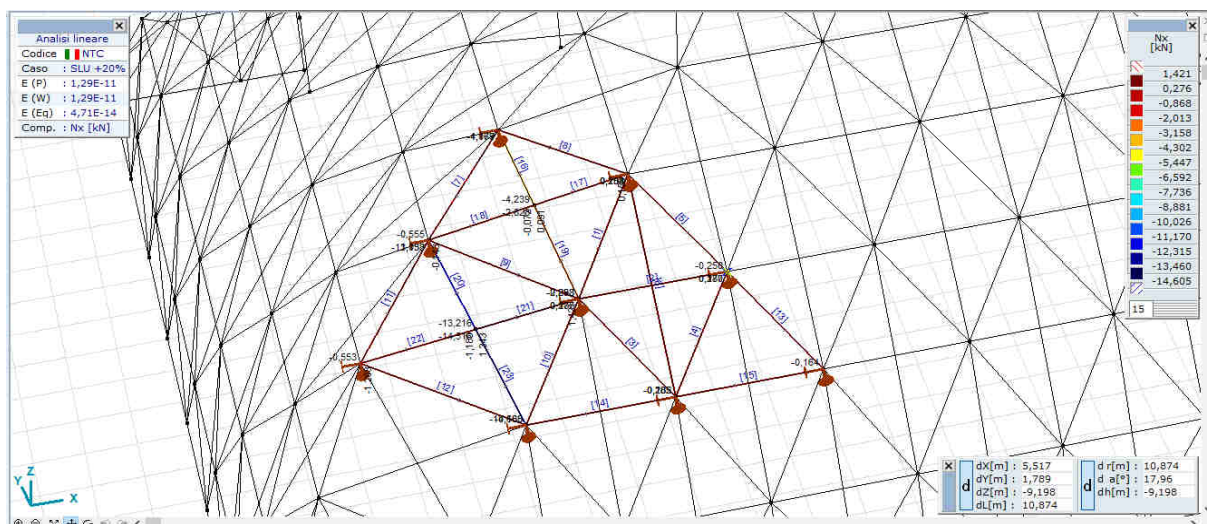
Rappresentazione grafici sollecitazioni agli SLU

Il valore di sollecitazione a taglio massimo, come da diagramma soprastante, è pari a 10,39 kN.

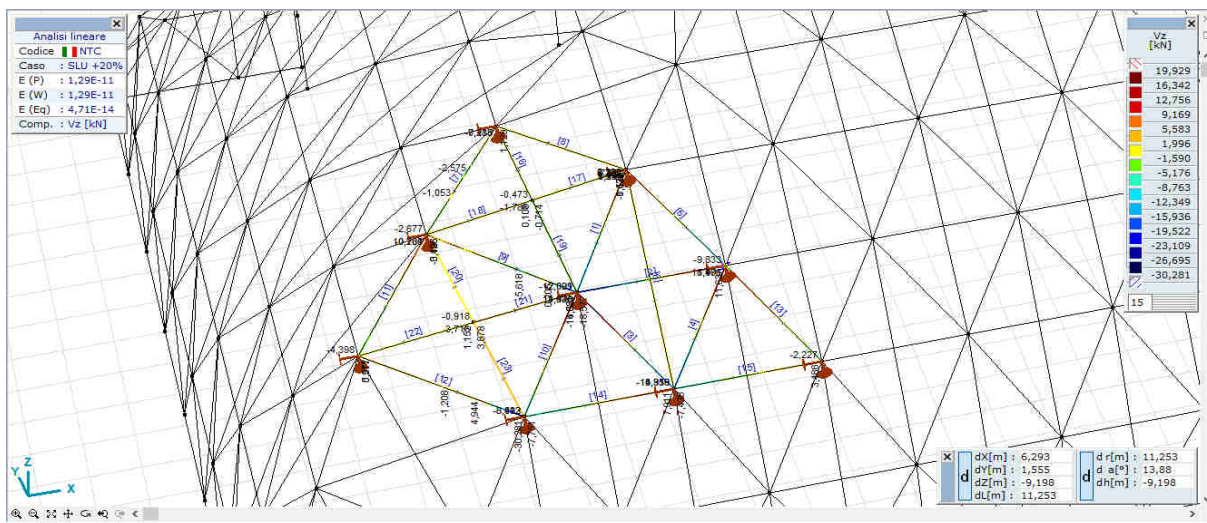
Affinchè l'unione imbullonata sia verificata, dobbiamo avere due condizioni:

1. La sollecitazione a taglio T deve essere inferiore alla resistenza a trazione Tres. In questo caso $10,39 \text{ kN} < 46 \text{ kN}$ quindi la prima condizione è verificata.
2. Deve essere inoltre verificato che $T/Tres + N/(1,4 \times Nres)$ sia inferiore ad 1. In questo caso abbiamo che $10,39/46 + 58,8/(1,4 \times 65) = 0,23 + 58,8/91 = 0,23 + 0,65 = 0,88 < 1$ quindi l'unione imbullonata è verificata agli SLU. Di conseguenza anche agli SLE, dato che le sollecitazioni sono inferiori.

Dato che il nodo tipo è verificato alla sommità del padiglione, dove le sollecitazioni del vento sono maggiori, di conseguenza è verificato anche a metà altezza, infatti agli SLU le sollecitazioni massime di sforzo normale N e taglio T sono pari a circa $N = 14,6 \text{ kN}$ e $T = 30,3 \text{ kN}$ (come da diagrammi riportati qua sotto). Tali valori sono inferiori rispettivamente alla resistenza a trazione e a taglio dei bulloni $Nres = 65 \text{ kN}$ e $Tres = 46 \text{ kN}$. Pertanto il nodo è verificato anche in questo caso.



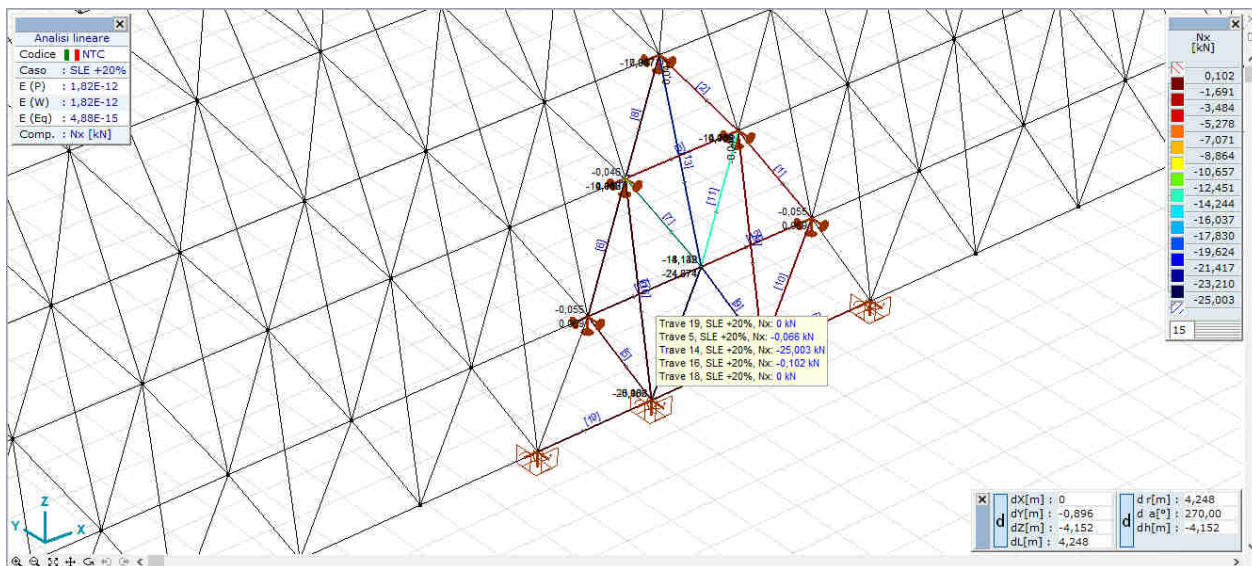
Rappresentazione sollecitazioni di sforzo normale agli SLU



Rappresentazione sollecitazioni di taglio agli SLU

NODO ALLA BASE DEL PADIGLIONE

Verichiamo adesso il nodo alla base. Lo sforzo normale massimo agente sul nodo alla base è pari a 25 kN, mentre il taglio agente è pari 1,68 kN. I bulloni sono sempre degli M10 8.8, quindi $N_{res} = 2 \times (58 \times 560) = 2 \times 32,5 \text{ kN} = 65 \text{ kN}$, mentre $T_{res} = 2 \times (58 \times 396) = 2 \times 23 \text{ kN} = 46 \text{ kN}$.



Rappresentazione sollecitazioni di sforzo normale agli SLE

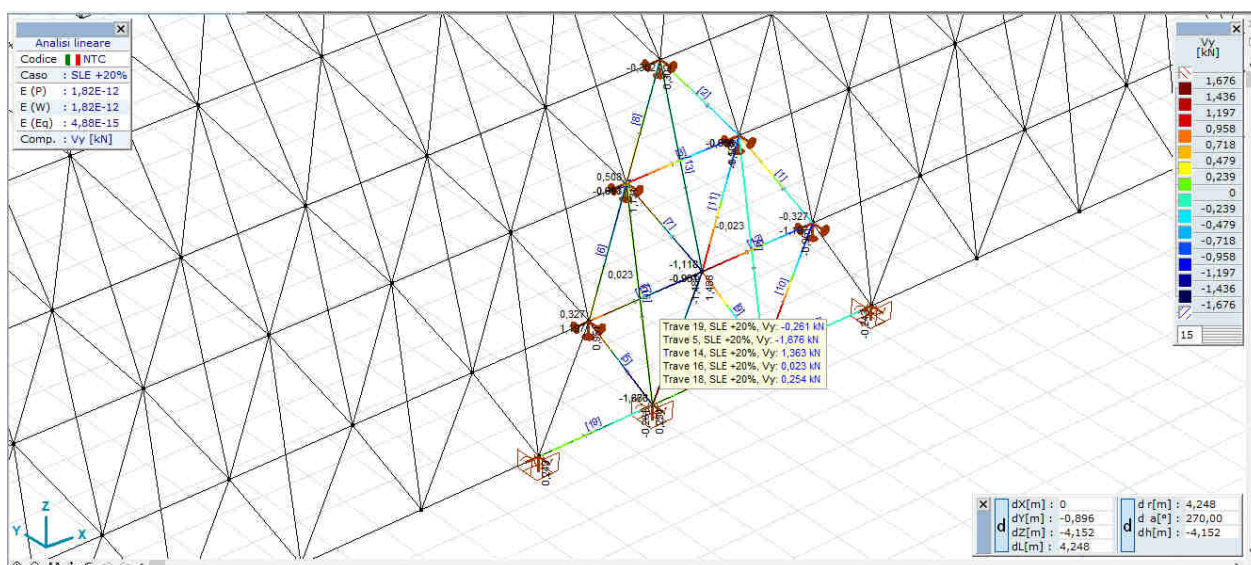


Illustrazione 1: Rappresentazione sollecitazioni di taglio agli SLE



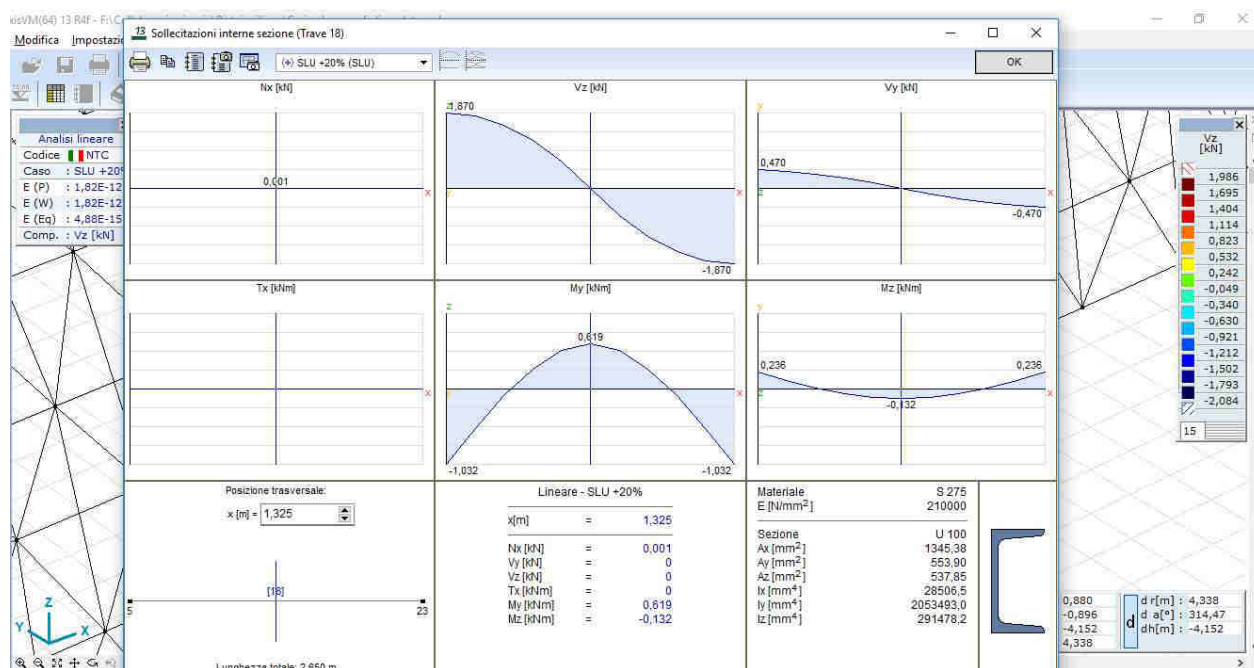
Condizioni di verifica:

- $T < T_{res}$ $1,68 \text{ kN} < 46 \text{ kN OK}$
- $T/T_{res} + N/(1,4 \times N_{res}) < 1$ $1,68/46 + 25/(1,4 \times 65) = 0,04 + 0,27 = 0,31 < 1$
OK

GIUNTO A FORCELLA

Verifichiamo ora la stabilità del giunto a forcella:

T massimo agente pari a 1,87 kN (vedi diagramma sottostante):



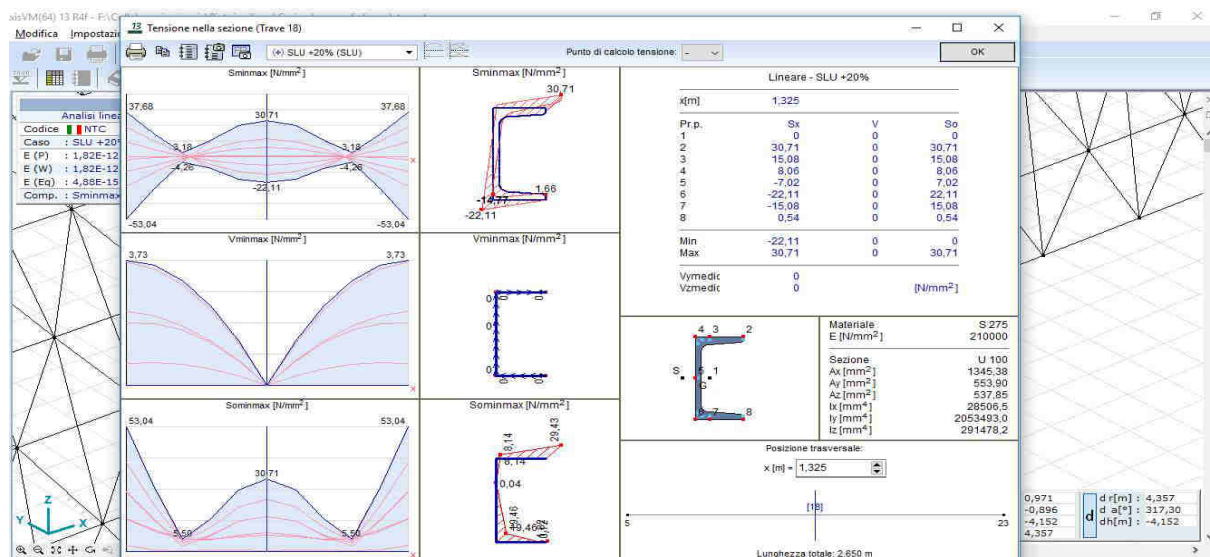
Rappresentazione grafica sollecitazioni agenti agli SLU



I bulloni a chiusura del giunto sono in questo caso degli M8 sempre di classe 8.8, con sezione resistente pari a 36,6 mmq, quindi $T_{res} = 2 \times (36,6 \times 396) = 2 \times 14,5 \text{ kN} = 29 \text{ kN}$. Non essendoci sforzo normale deve essere verificato che $T < T_{res}$, in questo caso $1,87 \text{ kN} < 29 \text{ kN}$, quindi è verificato.

CORDOLO DI FONDAZIONE

Sulla base di quanto è stato detto sul giunto a forcina, dato che le sollecitazioni sono assorbite senza problemi dai bulloni in corrispondenza del giunto a forcina, non vi sarebbero in teoria problemi sulla stabilità del cordolo di fondazione, nonostante sia abbastanza superficiale. Occorre però verificare a ribaltamento il cordolo di fondazione, in caso di eventuale sfilamento dello stesso per opera del forte vento. Il cordolo esistente ha sezione 0,6x0,4 ed è in cls debolmente armato.



Rappresentazione grafici tensioni sull'UPN agenti agli SLU

Momento resistente cordolo=volume*peso specifico CLS*braccio= $0,6 \times 0,4 \times 1 \times 2300 \times 0,2 = 1,1$ kN*m

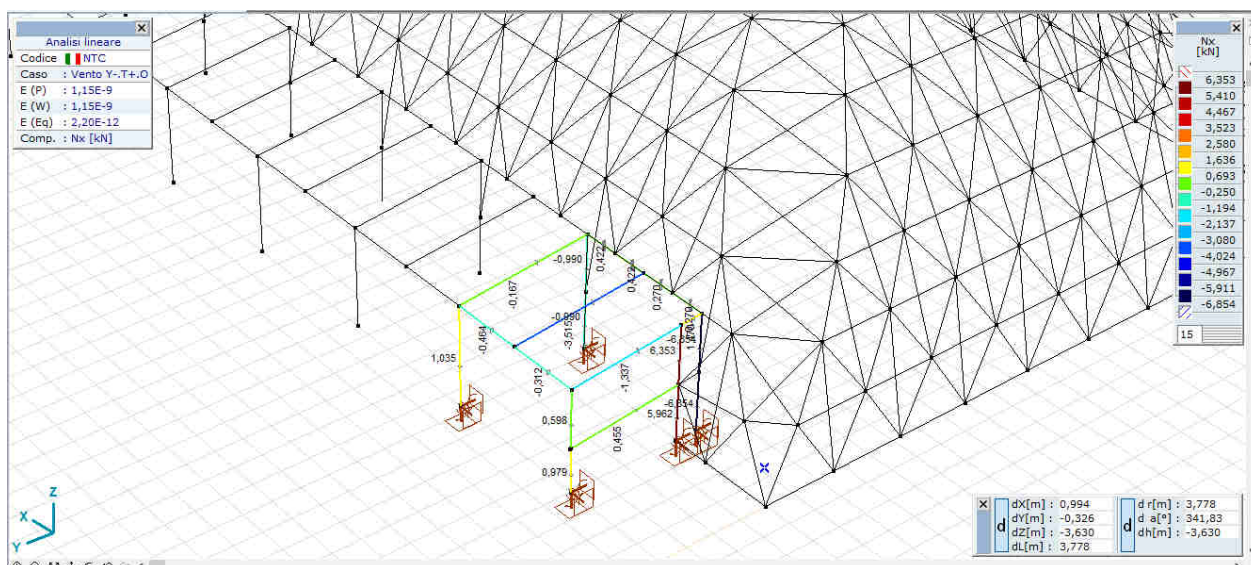
Dai grafici precedentemente visualizzati lo sforzo massimo in trazione alla base del cordolo agli SLU è pari a 0,1 kN*m, consideriamo a sfavore di sicurezza un braccio di ribaltamento pari a metà lunghezza del lato maggiore del padiglione, cioè 12 metri. Quindi calcoliamo il momento sollecitante massimo.

Momento sollecitante= $0,1 \times 12 = 1,2$ kN*m > Momento resistente.

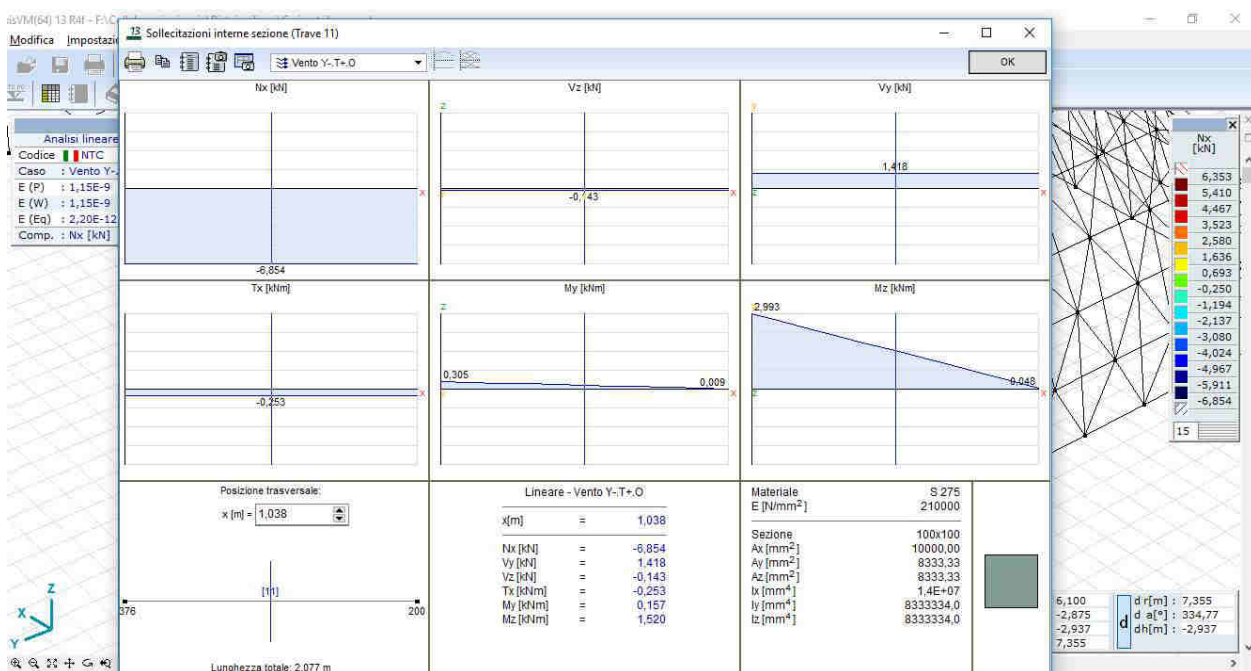
La verifica a ribaltamento non è quindi verificata anche se di poco, occorrerà prevedere l'aggiunta di un ulteriore peso a supporto del cordolo esistente.

FONDAZIONE CON TIRAFONDI

Verifichiamo infine la fondazione, formata da bulloni M12 8.8, con sezione resistente nominale pari a 84,3 mmq, quindi, dato che la fondazione è formata da 4 tirafondi imbullonati, abbiamo che $N_{res} = 4 \times (84,3 \times 560) = 4 \times 47,2$ kN = 188,8 kN e $T_{res} = 4 \times (84,3 \times 396) = 4 \times 33,4$ kN = 133,5 kN.



Rappresentazione sollecitazioni di sforzo normale



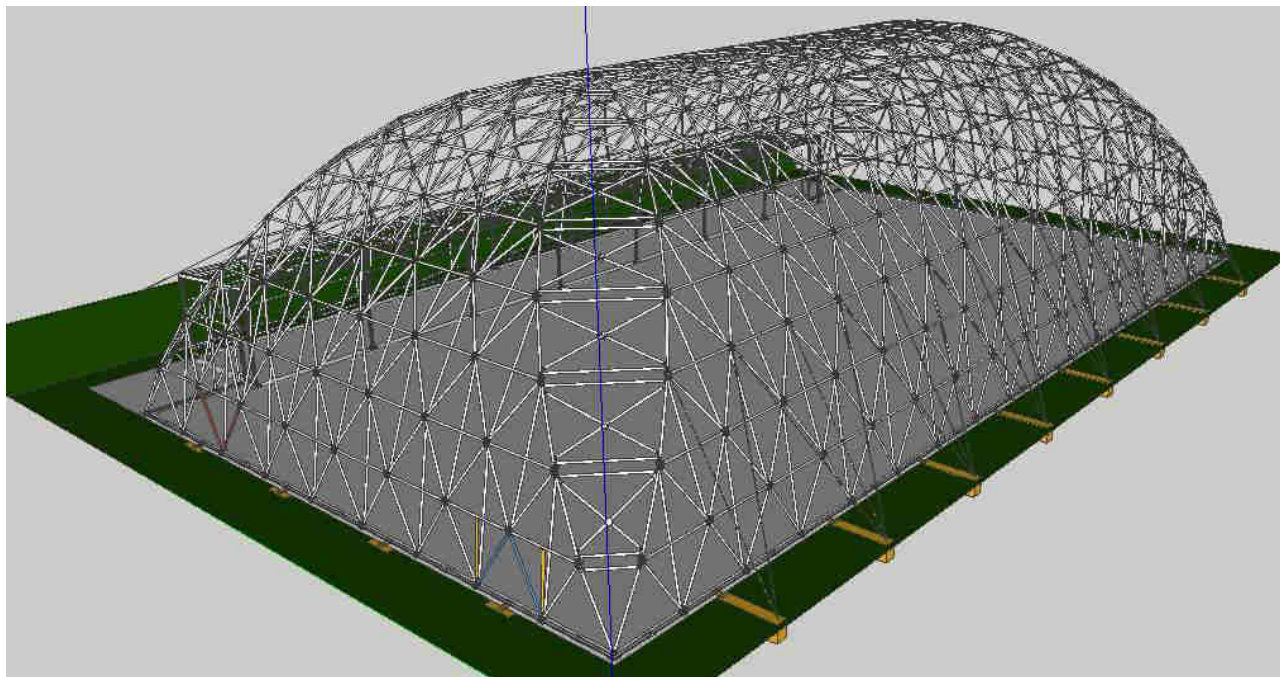
Rappresentazione grafici sollecitazioni agenti massime

Considerando che lo sforzo normale agente massimo al nodo di fondazione è pari a $N = 6,85$ kN e lo sforzo di taglio è pari a $1,42$ kN, le condizioni di verifica risultano positive, infatti:

1. $T < T_{res}$ infatti $1,42 \text{ kN} < 133,5 \text{ kN}$
2. $T/T_{res} + N/(1,4 \times N_{res}) = 1,42/133,5 + 6,85/(1,4 \times 188,8) = 0,01 + 0,03 = 0,04 < 1$

Possiamo concludere che, dato che nei casi più sfavorevoli le unioni imbullonate sono verificate, lo sono di conseguenza anche negli altri nodi.

PROPOSTE MIGLIORATIVE



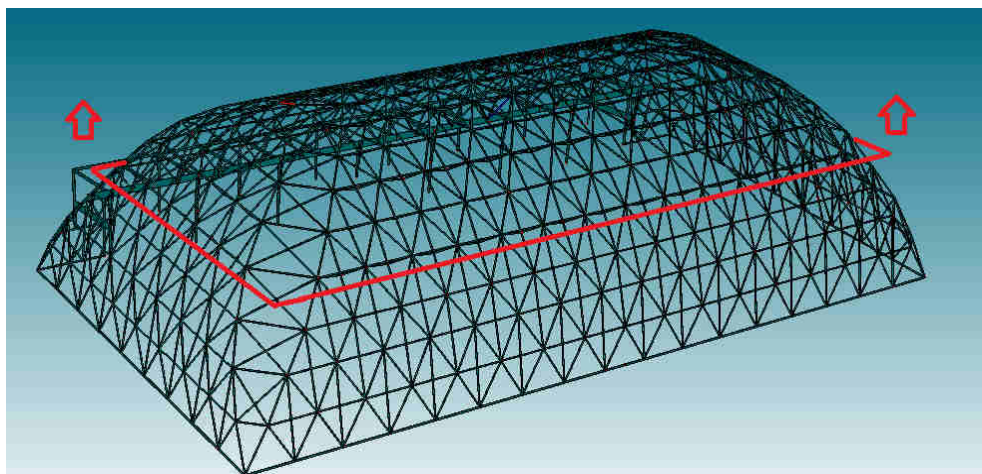
Rappresentazione modello 3D con migliorie progettuali

Sulla base delle conclusioni e delle considerazioni fatte sullo stato di fatto della struttura in oggetto, vi sono principalmente due problematiche da risolvere al fine della stabilità del padiglione:

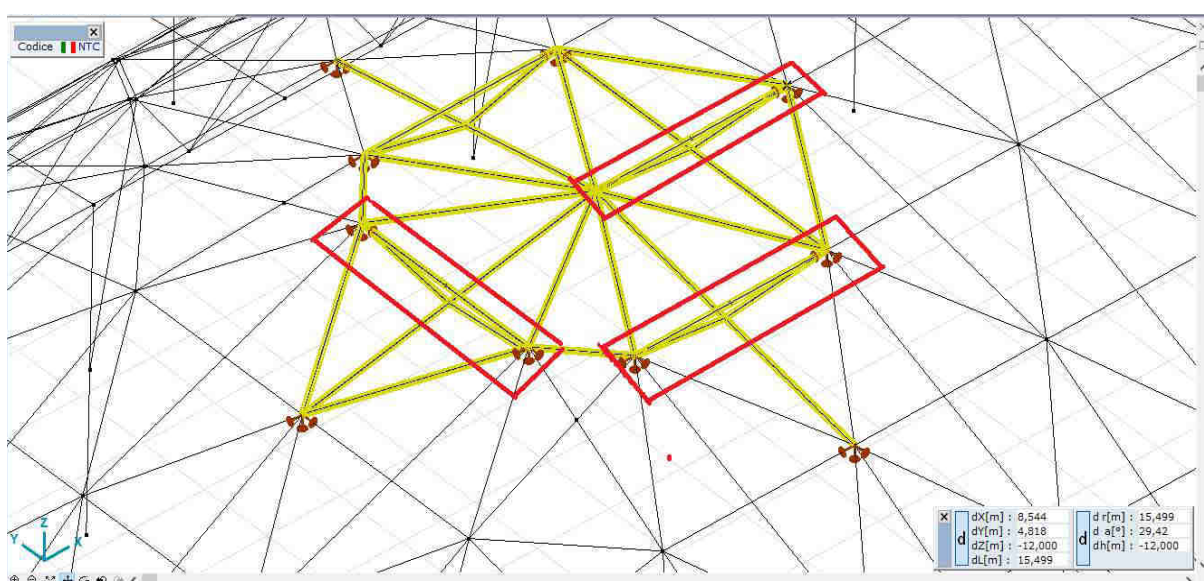
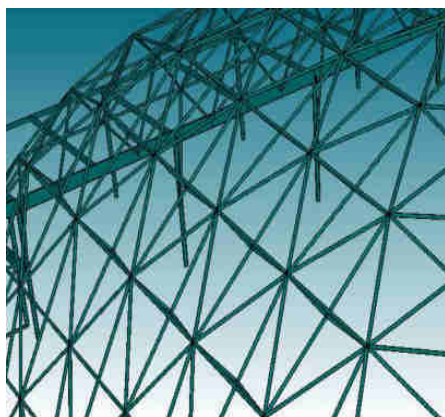
- Instabilità flessionale delle aste verticali interne in corrispondenza della parte superiore della copertura del padiglione.
- Possibilità di sfilamento del cordolo di fondazione dal terreno per effetto del forte vento.

Per ovviare a tutto questo, si è deciso di proporre due rinforzi strutturali:

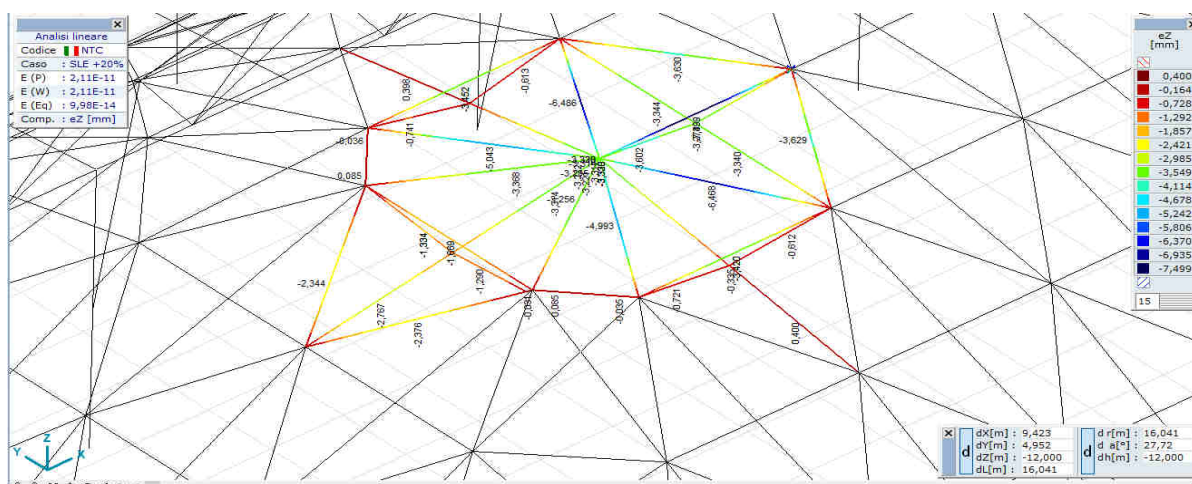
4. Aggiunta di aste di collegamento tra i nodi del reticolo principale e la mezzeria delle aste interne, di sezione uguale alle aste esistenti (diametro 70 mm e spessore 2,5 mm). Con questi elementi aggiuntivi, inseriti a partire da metà altezza del padiglione, le frecce massime delle aste interne si riducono rispetto alla configurazione iniziale, raggiungendo valori accettabili e inferiori a quelli ammissibili, con la conseguente riduzione delle tensioni interne, con valori massimi inferiori alla tensione di rottura dell'acciaio.



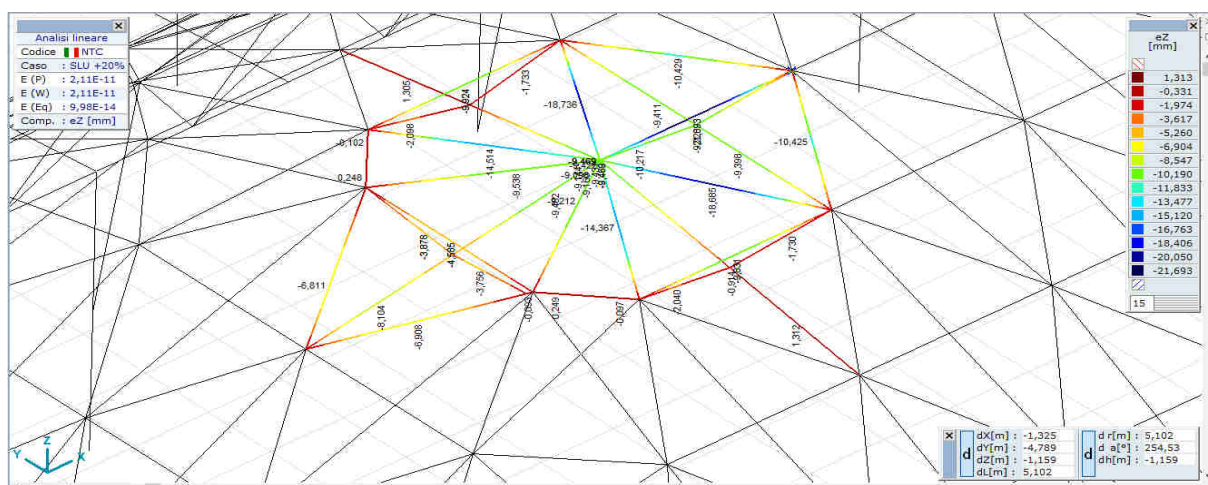
Rappresentazione ubicazione rinforzi triangolari sul modello



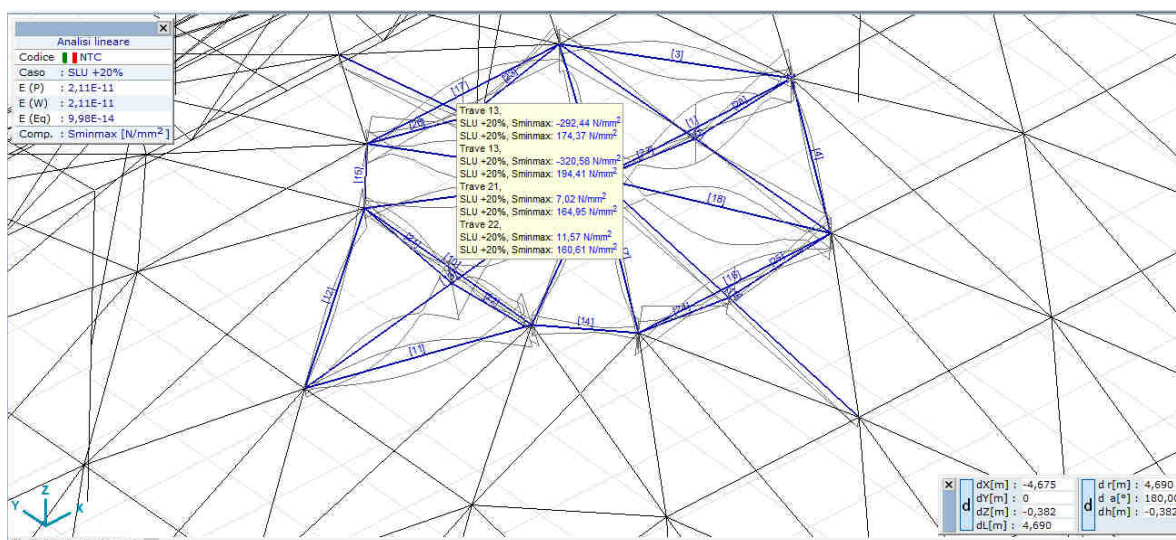
Dettaglio rappresentazione rinforzi indicati in rosso



Rappresentazione deformate con rinforzi agli SLE

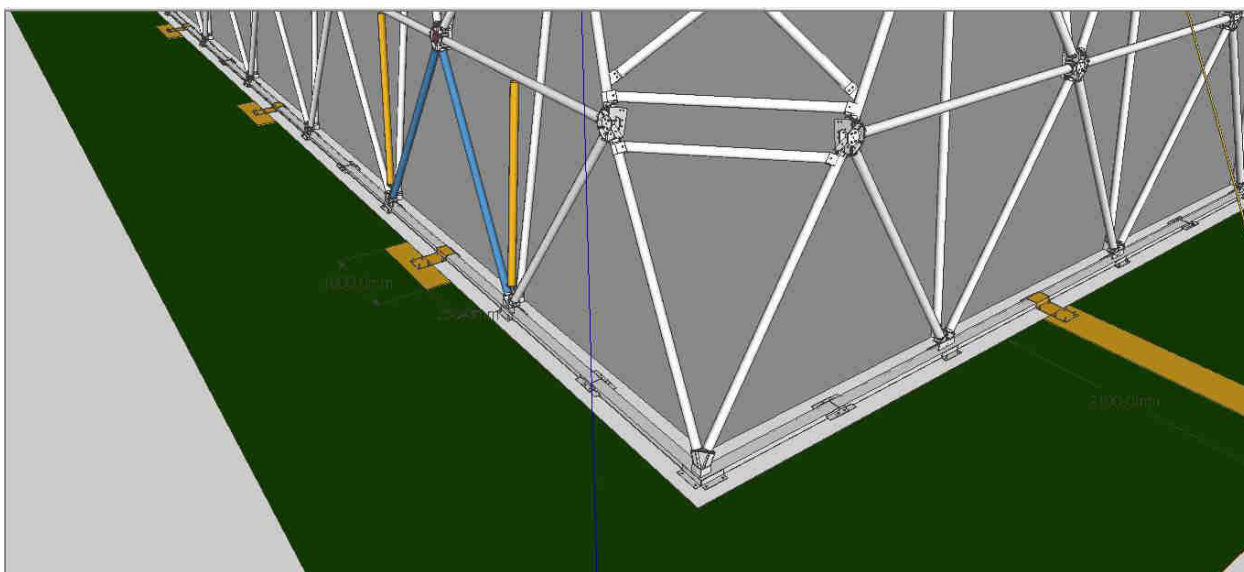


Rappresentazione deformate con rinforzi agli SLU

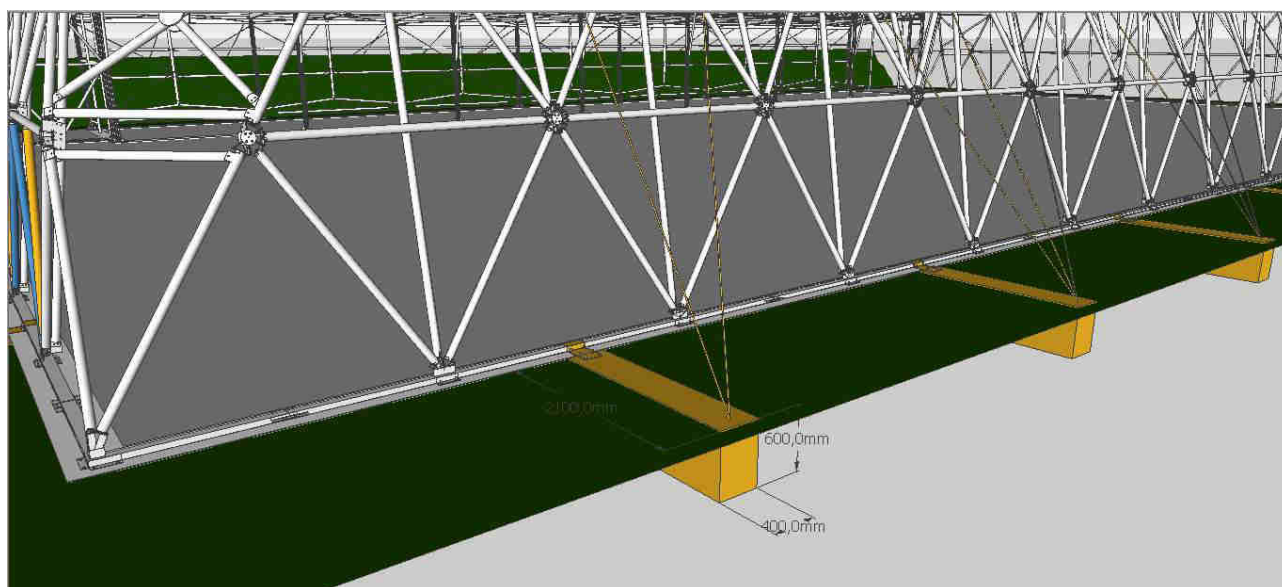


Rappresentazione tensioni con rinforzi agli SLU

5. Rinforzo alla base della fondazione con aggiunta di cordoli per evitare il ribaltamento della struttura, in corrispondenza dei giunti a forcella. I cordoli aggiuntivi sono collegate alla base con delle piastre.



Rappresentazione rinforzi alla base (indicati in giallo)



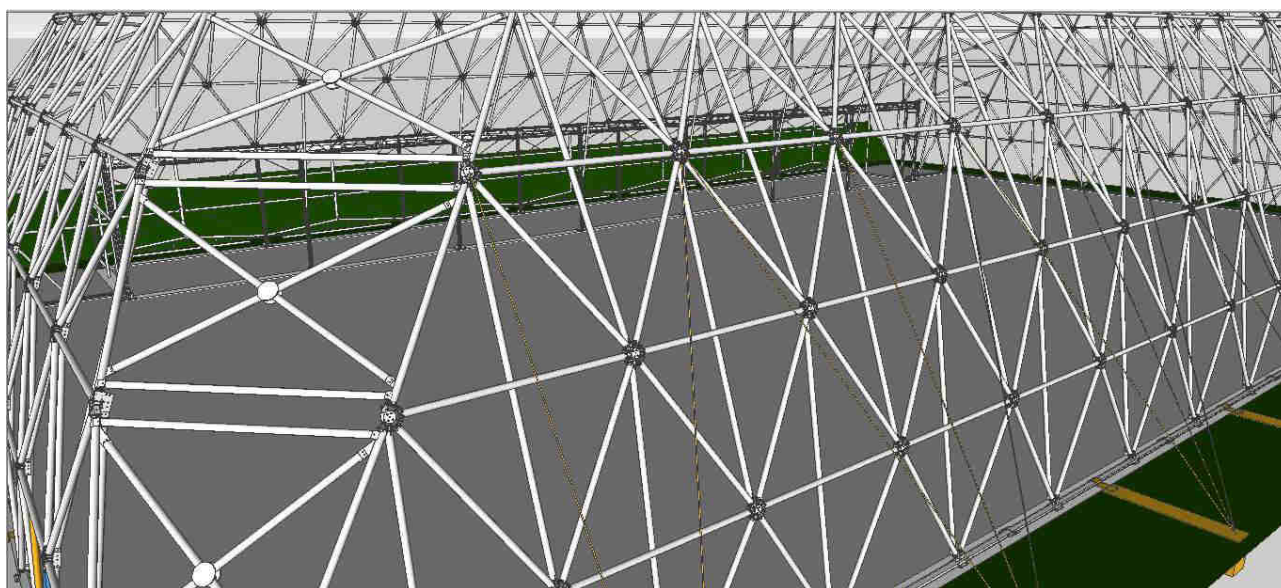
Rappresentazione rinforzi alla base su lato lungo (in giallo)

Il risultato ottenuto è la generazione di un momento resistente aggiuntivo sul lato lungo, che ha maggiori problemi di stabilità, pari a:

$$M_{res} = \text{Volume} \cdot \text{Peso specifico} \cdot \text{Braccio} = (2,1 \times 0,4 \times 0,6) \cdot 2300 \cdot (2,1 + 0,4) / 2 = 0,5 \cdot 2300 \cdot 1,25 = 1437,5 \text{ kg} \cdot \text{m} = 14,375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

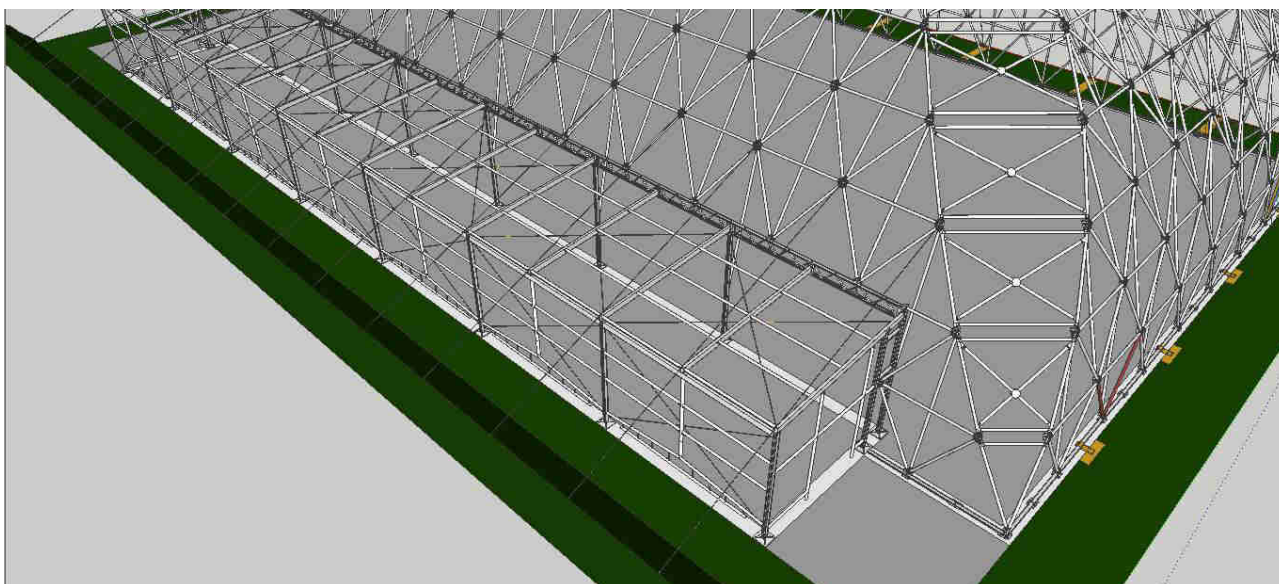
Questo valore, in aggiunta al momento resistente generato dal cordolo esistente calcolato in precedenza (pari a 1,1 kN*m) genera un momento pari a 15,475 kN*m, che è superiore a quello massimo sollecitante (pari a 1,2 kN*m).

La lunghezza del cordolo ha la funzione aggiuntiva di collegare una serie di cavi di sezione circolare pari a 16 mm, dalla fondazione ai nodi in corrispondenza della metà dell'altezza del padiglione. L'aggiunta di tali elementi ha lo scopo di evitare lo schiacciamento verso l'interno del reticolo del padiglione per effetto del vento.



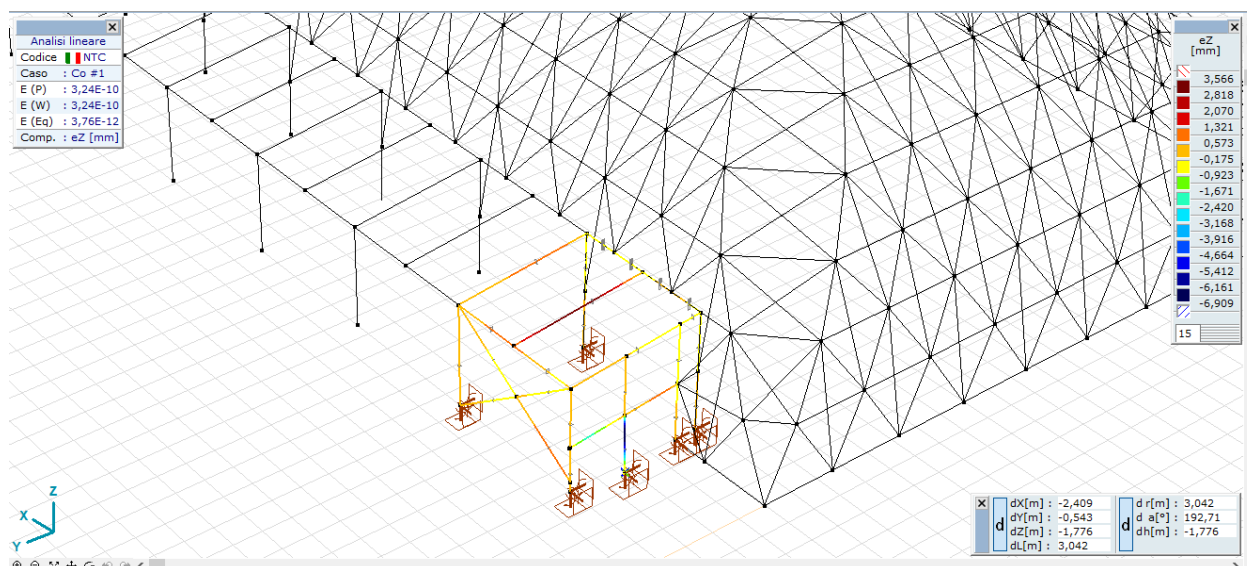
Rappresentazione modello con aggiunta dei cavi (in giallo)

Dalla parte della tribuna i cavi vanno a collegarsi sul terreno tramite la realizzazione di un cordolo di fondazione di sezione uguale a 60x40 cm, come quella dei cordoli aggiuntivi alla base del padiglione.

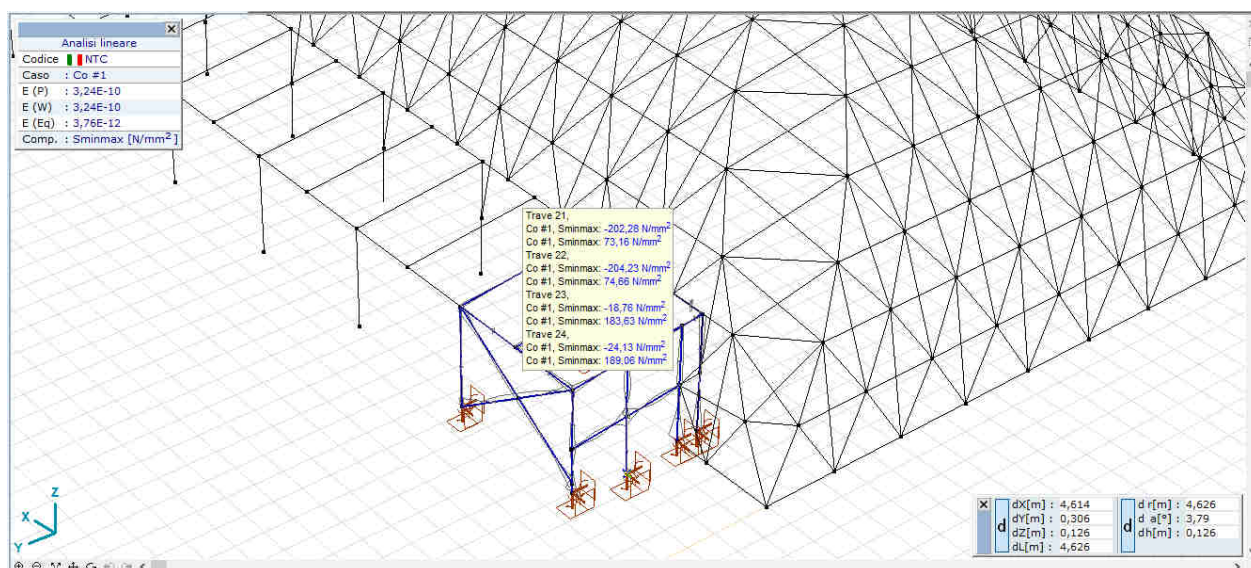


Rappresentazione cavi lato tribuna su modello

Infine si è deciso di ovviare alla labilità dei controventi presenti in corrispondenza della tribuna tramite rimozione ed inserimento di nuovi elementi della stessa dimensione di quelli esistenti, onde evitare future instabilità della struttura stessa.

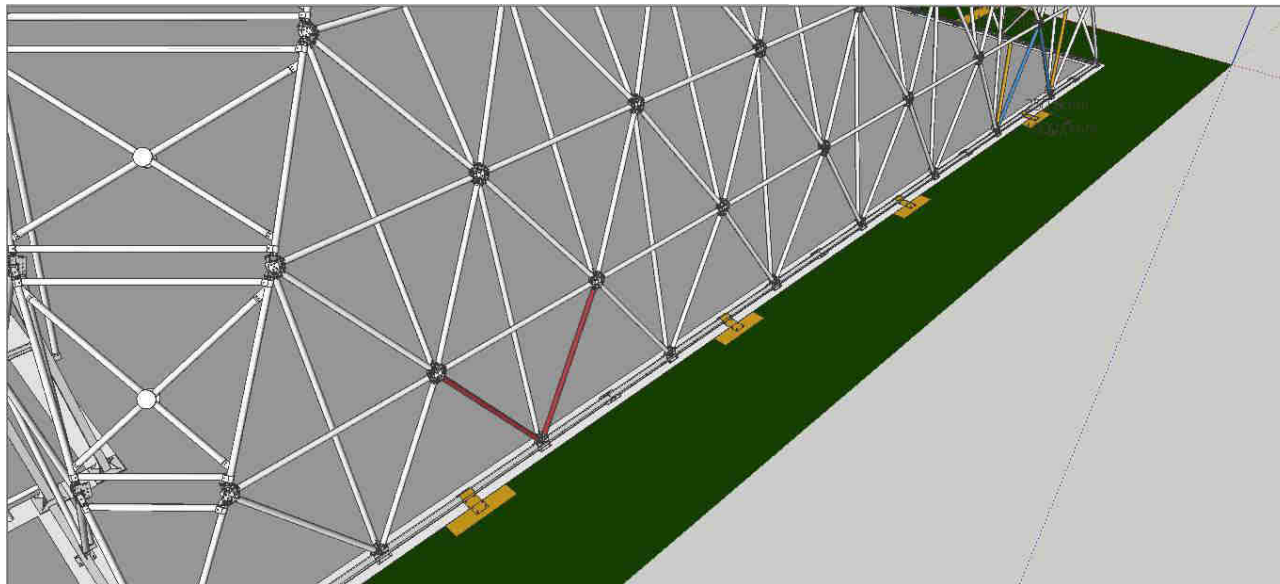


Rappresentazione spostamenti agli SLU dopo controventatura



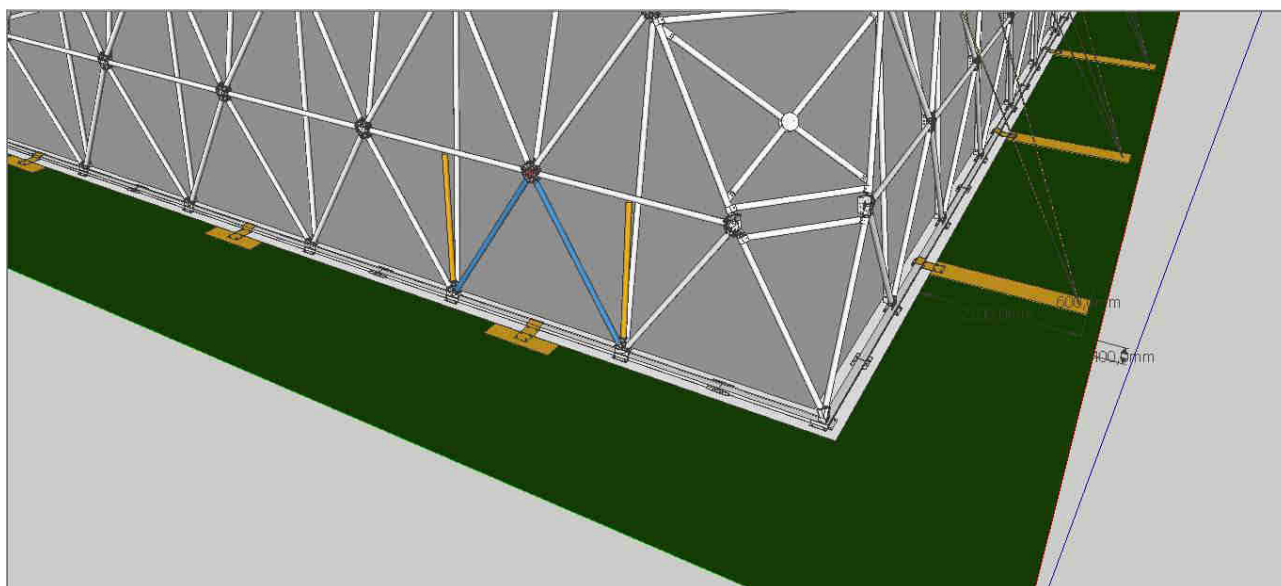
Rappresentazione tensioni agli SLU dopo controventatura

Sul lato corto, in corrispondenza delle due aperture alla base del padiglione, si è deciso di ripristinare (indicato in rosso) le due aste oblique per coprire l'apertura esistente.

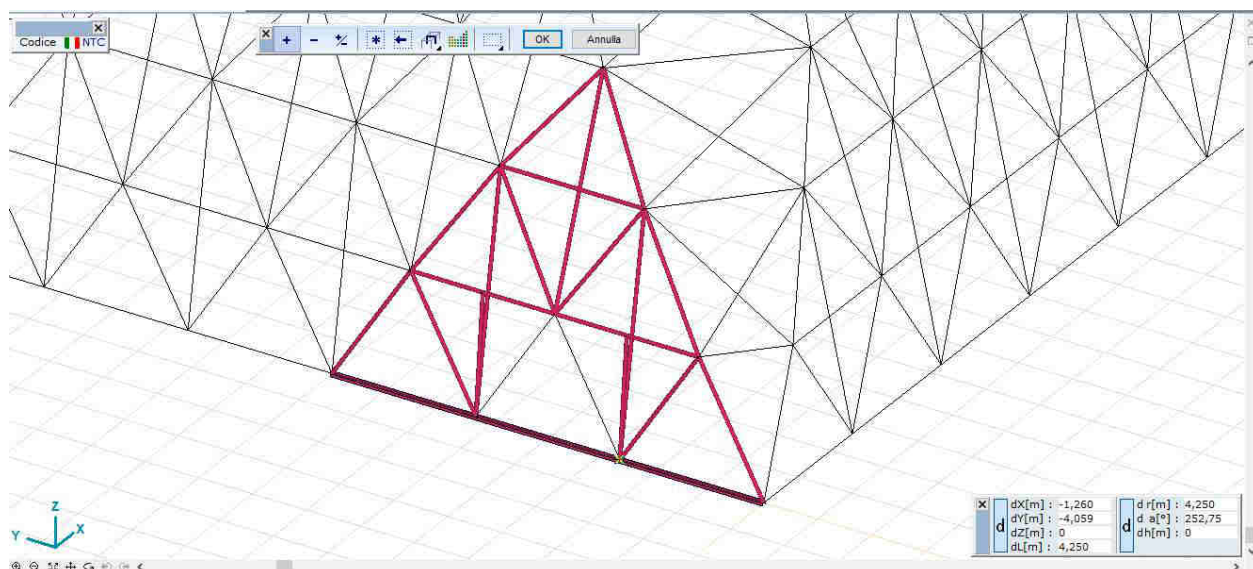


Rappresentazione ripristino aste oblique (in rosso)

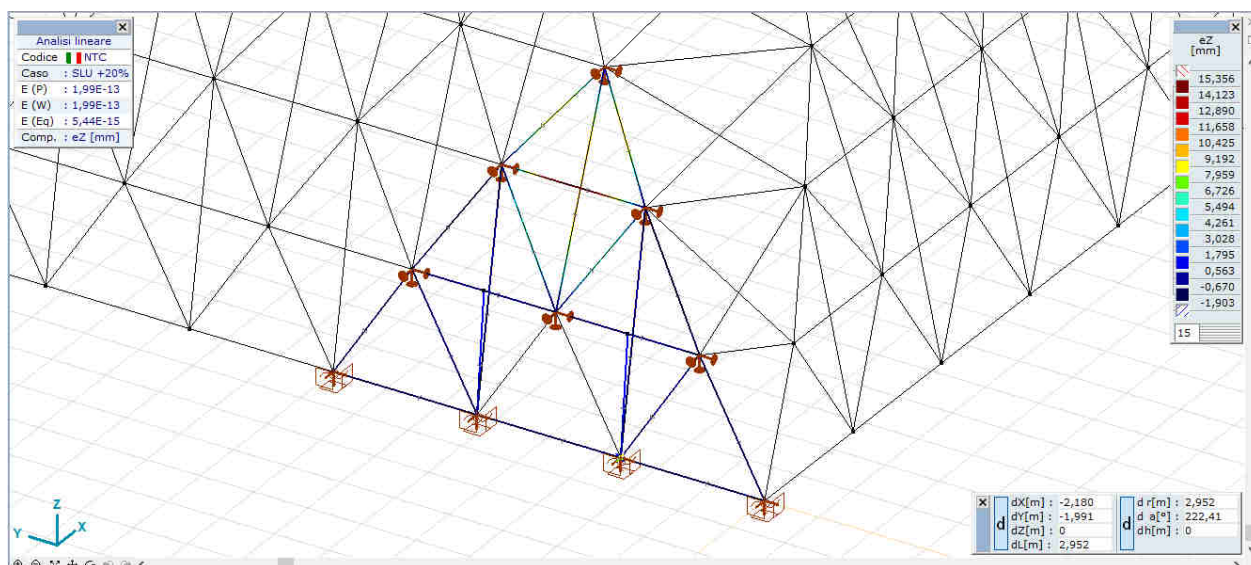
Sul lato opposto della tribuna non verranno ripristinate invece le aste, come nel caso precedente, ma verrà mantenuta l'apertura (indicata in blu) e verranno aggiunte delle aste verticali per dare maggiore stabilità.



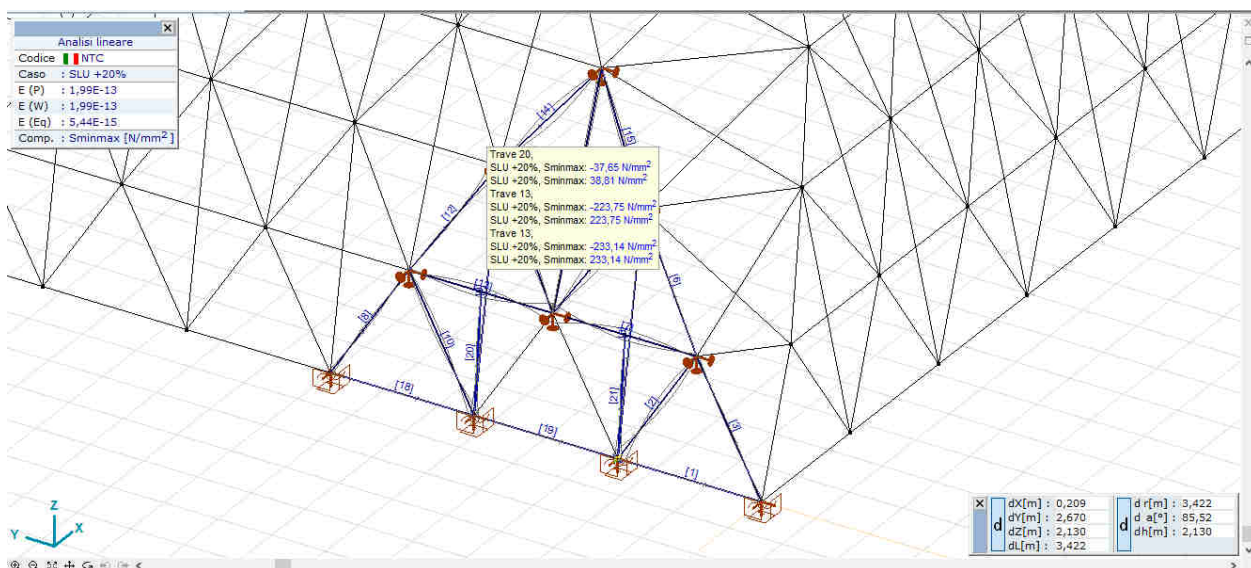
Aggiunta aste vereticali (in giallo) su apertura (in blu le aste non presenti)



Rappresentazione schema con rinforzi su apertura



Rappresentazione deformate agli SLU con rinforzi



Rappresentazione tensioni agli SLU dopo rinforzo

Genova, 12/02/2018

Area Engineering S.r.l.